FJELLSPRENGTEKNIKK

Oslo, 21 november 1996

BERGMEKANIKK

Oslo, 22 november 1996

GEOTEKNIKK

Oslo, 22 november 1996

HOVEDARRANGØR:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND, TILKNYTTET NIF

REDAKSJON:
ARNE MYRVANG, LARS MØRK, ARILD PALMSTRØM, KNUT R. BERG

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 21 november 1996

BERGMEKANIKK

Oslo, 22 november 1996

GEOTEKNIKK

Oslo, 22 november 1996

HOVEDARRANGØR:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND, TILKNYTTET NIF

REDAKSJON:
ARNE MYRVANG, LARS MØRK, ARILD PALMSTRØM, KNUT R. BERG

© FORFATTERNE, 1996

Trykk: GCS AS, Oslo
Bind: GCS AS, Oslo
ISBN 82-91341-16-8
ISSN 0802-8028

Fjellsprengningskonferansen
21. november 1996
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
22. november 1996
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
22. november 1996
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

Hovedarrangør: *Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengningskonferansen, Petroleumsdagen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 21 og 22 november 1996.

Årets arrangement er det 34. i rekken og emnene er hentet fra en rekke områder som faller inn under interesse-området til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF). Også i år er det en egen sesjon angående petroleumsrelatert bergteknikk. Sesjonen inngår som en viktig del av Bergmekanikkdagen.

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. Den enkelte forfatter er ansvarlig for foredragets innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Lars Mørk Knut R. Berg

DEL I: FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

1. **Åpning. Utdeling av årets Gullfeisel**
   Sivilingeniør Terje Røren, Berdal Strømme A/S
   Formann i Norsk Forening for Fjellspreningsteknikk

2. **Utvikling av norsk samferdsel. Klarer vi å tilfredsstille alle brukere ?**
   Stortingsrepresentant Magnus Stangeland,
   Formann i Stortingets samferdselskomite

3. **Arlanda - Krevende sprengningsarbeider av store tunneler og 3 stationer under eksisterende terminalbyggninger**
   Bergingeniør Martin Forhaug, Sivilingeniør Per-Arne Moen, Banbryterna

4. **Tianhuangping pumpekraftverk, Kina**
   Sivilingeniør Per A. Brandtzæg, AGN

5. **HMS i anleggsindustrien**
   Adm. direktør Terje R. Venold, A/S Veidekke

6. **Sprøytebetong - universalmirakel eller kalkede graver ?**
   Sikkerhet ved sprøytebetongsikring
   Sivilingeniør Per Bollingmo, NOTEBY A/S

7. **Sprøytebetong i tunneler - bestandighet og langtidsstabilitet**
   Sivilingeniør Kjell Inge Davik, Statens Vegvesen, Vegdirektoratet

8. **Historisk kvarter. Storindustri på 1700-1800-tallet. Gruvevirksomheten ved Blaafarveverket på Modum.**
   Styreformann Kjell Steinsvik, Blaafarveverket

9. **Produktutvikling av borstål for tunneldrift. Erfaringer med BLE 35**
   Sivilingeniør Øyvind Arntsen, Selmer ASA

10. **Bruk av slurry i Hanekleivtunnelene, Vestfold**
    Senioringeniør Jan Elvøy, Statens Vegvesen, Vegdirektoratet
    Sivilingeniør Ingvild Storås, Statens Vegvesen
    Forsker Pål-Egil Rønn, Inst. for bygg og anleggsteknikk, NTNU

11. **Finstoffdannelse ved pallsprengning. Konsekvenser av unøyaktig boring**
    Professor Kai Nielsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
    Forsker Stein Erik Hansen, SINTEF Bygg og miljøteknikk, avd. Bergteknikk

12. **Nye rammebetingelser for håndtering av eksplosiver**
    Overingeniør Sigbjørn Lian, Dir. for Brann og Eksplosjonsvern

13. **Leveringssystemer som møter de nye rammebetingelser for håndtering av sprengstoffer, og som sikrer optimal drift**
Sjefsingeniør Arne Rafdal, Dyno Nobel

14. **Brytning av kalkstein ved Visnes Kalk og Marmorbrudd A/S**
Bergingeniør Karl Johan Eide, Visnes Kalk og Marmorbrudd A/S

15. **Fatimaprosjektet - status**
Prosjektleder Kåre Furstrand, Statens Vegvesen Finnmark

16. **Ras i overføringstunnel Ljosdalsvatn - Lintjønn**
Sjefingeniør Magne Wraa, Selmer ASA

17. **Med togtunnel i kjelleren**
Prosjektleder Arne Jensen, Veidekke ASA

18. **Romeriksporten**
Sivilingeniør Tore Bråten, NSB Gardermobanen A/S

DEL II: PETROLEUM

19. **Appraisal of new fields: The rock mechanics dimension**
Dr. Fred Santarelli, Agip, Italy

20. **Betydningen av spenninger i petroleumsteknologi**
Sivilingeniør Bernt S. Aadnøy, Høgskolen i Rogaland

21. **Hvor gode er konvensjonelle leakoff tester for prediksjon av in-situ bergspenninger ?**
Sivilingeniør Morten Fejerskov, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
Rolf Kåre Bratli, Saga Petroleum, Arne Singelstad, Statoil,
Torsten Jørgensen, ITC as

22. **Effekt av produksjonsinduserte spenningsendringer på kompressibilitet av svake reservoarsandsteiner**
Sivilingeniør Helge Ruistuen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
Overingeniør Tor Harald Hanssen, Norsk Hydro U&P Forskningssenter

23. **Kapillær-effekter på bergartsstabilitet under vanninjeksjon**
Forsker Euripides Papamichos, C. Ringstad, IKU
M. Brignoli, F. Santarelli, Agip S.p.A, Italy

24. **Logging av mekaniske parametre**
Sivilingeniør Arne Marius Raaen, Statoil Trondheim

25. **Evaluering av kompletterings-strategi på Gydafeltet**
Head of Well Management Helge Toreby, BP Norge

26. **Sandproduksjon og predikasjon; Laboratorie- og numerisk simulering**
Seniorforsker Johan Tronvoll, IKU Petroleumsforskning

DEL III: BERGMEKANIKKDAGEN / GEOTEKNIKKDAGEN

Fellessesjon:

27. **Bjørvika - Status og utfordringer for den siste og mest utfordrende av parsellene for riksveien under Oslo**
Prosjektleder Kjersti Billehaug, Statens Vegvesen Oslo

28. **Konsekvensutredning - Veien fram til full funksjonsbeskrivelse av et avfallsanlegg for lav- og middels radioaktivt avfall i Himdalen**
Overingeniør Rolf Jullum, Statsbygg

29. **Eidsvolltunnelen - endelig igjennom**
Prosjektleder Anders Beitnes, NSB Gardermobanen A/S

30. **Nidelven terrasse - erfaringer fra prosjektering og bygging av boligkompleks i forurenset grunn**
Sivilingeniør Olav Årbogen, Sivilingeniør Ingrid Havnen, NOTEBY AS, avd. Trondheim

31. **Jordskjelvlaster**
Forsker Anders Dahle, Conrad D. Lindholm, NORSAR, Kjeller

32. **Rommen avfallsfylling - hvordan miljøfaglig ekspertise kan løse et kritisk forurensningsproblem i tettbebyggelse**
Sivilingeniør Audun Hauge, NGI, Sivilingeniør Claus Heen, VBB Samfunnsteknikk, Sivilingeniør Vidar Ellefsen, ENCO a.s

33. **Frøyatunnelen - krevende grunnundersøkelser av berg med løsmassekarakter**
Overingeniør Roar Nålsund, Statens Vegvesen Sør-Trøndelag
Overingeniør Stein Heggstad, Kummeneje AS

Bergmekanikkdagen

34. **Formannens 10 minutter**
Dr.scient Arild Palmstrøm, Berdal Strømme A/S

35. **Erfarenheter av mätning med TSP (Tunnel Seismik Prediction) och I aserscanning**
Docent Kennert Röshoff, BergByggKonsult AB
Dipl. Geogr. Jörg Meixner, Amberg Group

36. **Lyd i stein**
Professor Rune Holt, Inst. for petroleumsteknikk, NTNU/IKU

37. **Gjennomføring av frontstyrt 760 m langt borehull med opprømming til 30" fra land til 315 m vanndyp ved Mongstad for ilandføring av Troll oljerør**
Overingeniør Magne Kr. Dørheim, Statoil

38. **En ny metode for karakterisering av bergmasser for bruk i bergtekniske beregninger**
Dr.scient Arild Palmstrøm, Berdal Strømme a.s

39. **Bergmekaniske beregninger samt instrumentering og målinger i Tastavarden - en fjellhall med 27 m spenn i fyllitt**
Bergingeniør Karl Gunnar Holter, Selmer ASA
Sivilingeniør Morten Lund, Berdal Strømme a.s

40. **Uvanlig store vanninnbrudd i Breidadals/Botnheidi vegtunnel på Island**
Professor Håkan Stille, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm
Stig Eriksson, Skanska

41. **Store spenninger og deformasjoner ved Ertananlegget i Kina**
Sivilingeniør Gunnar Birgisson, AGN/Grøner AS

42. **Drift under høye bergspenninger i Lærdalstunnelen**
Sivilingeniør Eystein Grimstad, NGI

Geoteknikkdagen

43. **Formannens 10 minutter**
Overingeniør Lars Mørk, NSB Bane Ingeniørtjenesten

44. **Armert jord - Støttekonstruksjoner med grønn front**
Forsker Arnstein Watn, SINTEF Bygg og miljøteknikk

Bjørvika prosjektet:

45. **Grunnforholdene i Bjørvika**
Sivilingeniør Frank Fredriksen, Vegdirektoratet, Veglaborator'et

46. **Senktunnelalternativet**
Sivilingeniør Tore Søreide, Reinertsen Engineering AS
Heine Skogseid, Dr.techn. Olav Olsen a.s

47. **Åpen tørr byggegrop**
Teknisk direktør Kjell Karlsrud, NGI

48. **Vestfoldbanen, strekningen Åshaugen - Holm. Geotekniske problemstillinger**
Ingeniør Olav Vinjerui, Grøner AS

49. **Frost og tele - utfordringer for infrastruktur etter den kaldeste vinteren på 30 år**
Sivilingeniør Bente Lillestøl, NSB Infrastruktur

50. **Arktisk geoteknikk - erfaringer og problemstillinger fra russiske nordområder**
Dr.ing. Arne Instanes, NGI

51. **Theun-Hinboun Power Project, Laos**
Sivilingeniør Bjørn Finborud, Berdal Strømme a.s

ÅPNING AV FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN VED FORMANNEN I NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK TERJE RØREN

Ærede forsamling:

På vegne av styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk ønsker jeg alle deltagere og foredragsholdere velkommen til Fjellsprengningskonferansen 1996, som er nr 34 i rekken. En spesiell hilsen og velkommen rettes til våre æresmedlemmer og til venner som kommer fra naboland og utlandet for øvrig...,

Vår programkomité presenterer nok en gang et program som etter vår oppfatning er variert, engasjerende og som gir et godt innblikk i aktuelle prosjekter og innføring i teknisk utvikling på ulike områder. Komiteen har heller ikke glemt at bak bransjens rammebetingelser ligger mye politisk arbeide.

Vi takker programkomiteen for vel utført arbeid. En stor takk rettes også til foredragsholderne. Styret er imponert over det arbeide som gjøres av dem. Foredragsholderne gjør at konferansen får det faglig nivå som vi ønsker oss, og som gjør dagen nyttig og interessant.

For Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk har 1996 vært et aktivt år med god virksomhet i faste komitéer og prosjektutvalg.

Jeg nevner:

- Årets sprengningskurs på Storefjell ble arrangert 3. - 6. mars med 83 deltagere. Flere av våre medlemmer deltok som foredragsholdere, instruktører og deltakere.

- 21.-24. april ble International Tunnelling Association's generalforsamling holdt i Washington DC i tilknytning til den Nord-Amerikanske tunnelkonferansen. En norsk delegasjonen på ca 10 personer representerte vår forening. Delegasjonens medlemmer deltok i flere av de permanente arbeidsgruppene. Våre medlemmer presenterte tre foredrag og foreningens to delegater til selve generalforsamlingen gjorde en meget fin innsats. Som flere kjenner til, ble det ved avstemming bestemt at 25 års-jubiléet for ITA skal feires med World Tunnel Congress i Oslo forsommeren 1999.

- 7. mai arrangerte foreningen den årlige temadagen i Ingeniørenes hus med tema "Utfordringer for norske fjellsprengere de neste 5 - 10 år". Et faglig godt program, vel forberedt og gjennomført i regi av Fagkomiteen' trakk 166 deltagere. Foreningens takk til arrangører og foredragsholdere.

- Samme ettermiddag (7. mai) var det generalforsamling i NFF. Årsrapporten kunne melde om gode resultater og stigende medlemstall. Bjørn Petterson gikk av som formann og undertegnede ble valgt som hans etterfølger.

- Foreningen har i løpet av året inngått avtale med Norsk Betongforening, og med Norske Sivilingeniørers Forening (NIF), om et felles sekretariat som skal styrke

vår innsats på kurs- og etterutdanningssiden. Knut Berg og Siri Engen trår til for fullt for fjell og betong.

- Styret har så langt hatt 9 styremøter, derav to i forbindelse med ekskursjoner.

  - Statens Vegvesen i Sogn og Fjordane og Eeg- Henriksen Anlegg var vertskap ved besøk til Lærdalstunnelen.

    I september besøkte styret "Banbrytarna" som bygger Arlanda-tunnelen i Stockholm, På samme tur besøkte styret også Atlas Copcos AVOS- og Røyraverken i Ørebro og Nitro Nobel i Gyttorp.
    Kompetanse, effektivitet og vennlighet er fellesnevner for våre inntrykk fra Sverige.

- Våre faste komitéer kjører for fullt. Internasjonal komité (IK) med sine 10 medlemmer har hatt 8 møter, og stikkord er prosjektene, "Video-96" - "Publikasjon nr.11-TBM" - Komplettering av overheadserie om norsk fjellteknologi" - "European Federation of Explosives Engineers" - " International Tunnelling Association".

- Fagkomitéen står bak sprengningskurs, temadag og medlemsekskursjoner.

- Programkomitéen for denne konferansen er allerede nevnt.

- Kulturkomitéen er full av pågangsmot og entusiasme. Arbeidet med innsamling og registrering for Fjellsprengningsmuséet går videre, og våre representanter gjør mye bra arbeid i den sammenheng.

- Nytt av året er Utviklingskomitéen. Denne ledes av foreningens viseformann, Professor Arne Myrvang. Gjennom denne skal foreningen i større grad enn før konsentrere seg om hvordan den kan bidra med å bringe vår bransje fremover.

  Komiteen er i startfasen, og etablerer i disse dager en strategi for sin virksomhet, og vi håper og tror at denne komiteen vil styrke vår innsats mot kunnskap og faglig utvikling på alle nivåer innen vårt arbeidsfelt.

- Jeg må også nevne at styret for sin del arbeider mot en omlegging av økonomirutiner. Medansvar og oversiktlighet er vår målsetting.

- Og endelig: Medlemstallet stiger, men vi er ikke riktig fornøyd. Vi vil ha flere medlemmer. Det ligger påmeldingsblanketter i sekretariatet ute i foyéen - benytt sjansen i pausen! Husk: Deltakelse på *en* konferanse er gjerne nok til å spare inn kontingenten for flere år.

- Foreningen har også i år gitt stipendier. Søknadsfristen er august, og søknadene blir behandlet i september.

Vi har all grunn til å takke et stort antall medlemmer for innsats for foreningen i 1996. Takken går til seminardeltakere, foredragsholdere og komiteer. Og ikke minst går min takk til styre-kollegene, som med iver og interesse driver vår virksomhet videre. Og det er hyggelig for meg og for foreningen å registrere at det første drøye året av vår nye faglige sekretær Aslak Ravlo's virke, har vært en suksess.

Før jeg avslutter denne velkomsthilsen til konferansen, gjenstår en viktig handling:

Styret har besluttet at gullfeiselen 1996 skal utdeles. Jeg minner om statuttene for Gullfisken, som lyder:

1 Gullfeiselen er en utmerkelse som gis for fremragende innsats for norsk bergteknologi.

2 Gullfeiselen kan gis til personer, såvel som til bedrifter, institusjoner og prosjekter.

3 Gullfeiselen deles ut etter innstilling fra styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

4 Gullfeiselen deles ikke ut etter søknad, men forslag kan sendes styret.

5 Gullfeiselen kan utdeles hvert år, men styret kan unnlate å dele ut utmerkelsen, eller dele ut flere samme år.

6 Gullfeiselen skal ha følgende tekst:

En opplysning til slutt:

I år er møtelederoppgaven delt. Før lunsj er det Arne Myrvang. Etter lunsj Per Bollingmo.

MED DETTE ØNSKER JEG PÅ VEGNE AV STYRET, DELTAGERE OG FOREDRAGSHOLDERE VEL MØTT TIL FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1996 OG GIR HERMED ORDET TIL ARNE.

Stortingsrepresentant Magnus Stangeland
Formann i Stortingets samferdselskomite

UTVIKLING AV NORSK SAMFERDSEL.
KLARER VI Å TILFREDSSTILLE ALLE BRUKERE ?

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

ARLANDA - KREVENDE SPRENGNINGSARBEIDER AV STORE TUNNELER OG TRE STATIONER UNDER EKSISTERENDE TERMINAL-BYGGNINGER.

Bergingeniør Martin Forhaug Banbrytarna
Sivilingeniør Per-Arne Moen Banbrytarna

SAMMENDRAG

Byggingen av Arlandabanen, hurtigtogsforbindelsen mellom Stockholm og Arlanda flyplass er i dag et av Sveriges mest interessante underjordprosjekt med kompliserte berguttak av store fjellhaller like under Arlandas terminaler. Artikkelen gir et enkelt innblikk i den spesielle organisasjonen som er byggd opp for dette prosjektet, dets finansiering og driften av fjellarbeidene. Hovedvekt er lagt på de geologiske forhold og entreprenören Banbrytarnas bergmekaniske kontrollprogram oppbygd for å beherske forholdene med store spennvidder, lav overdekkning og ømfindtlige overforliggende byggninger.

SUMMARY

The construction of the Arlanda railroad project, the connection between the capitol Stockholm and its international airport is today one of Swedens most interresting underground projects with complicated excavation of tunnels and caverns right under the airport terminals. The article gives a brief introduction to the special organisation built for this project, the financing and the production. An important part of the article is the geological conditions and the constructors rock mechanical follow up program to deal with wide spans, low rock cover and critical constructions on the surface.

1. INNLEDNING

Arlanda Linc Consortium (ALC) som består av de svenske foretagene NCC og Siab , de brittiske foretagene GEC Ahlstom og John Mowlen samt svenske Vattenfall vant i august 1994 anbudskonkurransen om å bygge og drive Arlandabanen; flygpendelen mellom Stockholm og Arlanda.

ALC har ansvar for å arrangere finanseringen og har startet selskapet A-Train som er byggherre og ansvarlig for driften i 45 år.

Bygget er Sveriges første større infrastrukturprosjekt som samfinansieres av staten og det private næringslivet.

2. FINANSIERINGEN

Hele prosjektet; bergarbeidene ved Arlanda, pendeltågene, jernbanesporene sødra og nordre bøyen samt ombyggningen ved Stockholm Centralstasjon beregnes tilsammen å koste ca 4,65 miljarder svenske kroner. Firmaene i konsortiet satser tilsammen 0,7 milliarder i aktiekapital og staten bidrar med 0,85 miljarder. Resterende del av investeringen finansieres gjennom lån. Konsortiet tar opp banklån på 2,1 miljarder kroner. Både svenske og utenlandske finansinstitusjoner låner ut penger til prosjektet.
A-train bygger Arlandabanen med hovedsakelig private midler. Eierforholdet av banen overtas av staten så fort banen er ferdigbyggd. Til gjengjeld får A-train drive fly-pendelen mellom Stockholm Central og Arlanda med billettintekter i 45 år.

FINANSIERING 4,6 MILLIARDER KRONER (SEK)

DIREKTEINVESTERING	
Anslag fra staten	850 mkr
Aktiekapital	700 mkr
Sum	1550 mkr

LÅN	
Villkårslån	1000 mkr
Banklån	2100 mkr
Sum	3100 mkr

Totale investeringer: 4650 mkr

FINANSIERING ARLANDA PROSJEKTET

Fordeler:
- Avlaster statsbudjettet med 3,8 milliarder
- Stiller høye krav til prosjektets lønnsomhet

3. PROSJEKTET

Tre jernbanestasjoner bygges direkte under flygterminalerna på Arlanda. To av de underjordiske stasjonene bygges for flypendelen fra Stockholm Central. (motsvarende Romeriksporten her i Oslo)
Det er mulig fra stasjonene å nå eksakt den terminal som ønskes via rulletrapper og heiser. Den tredje stationen, som ligger mitt framfor Sky-City er avsett for SJ's (Svenska Jernvägen) og andre traffikkutøveres fjern- og regionaltog fra bl. a. Uppsala, Sundsvall, Eskilstuna og Nynäshamn.
De fleste stedene i mellom-Sverige får på dette vis en smidig forbindelse med Arlanda flyplass.

Arlandabanens berguttak under jord omfatter totalt 800.000 fm^3 fordelt på enkelspor- og dobbelsporstunneler og stasjonshaller, som gir ca 8 km tunneler inklusive stasjonshallene. I tillegg kommer løsmasseuttag av samme størrelse.

Prosjektet tillhører et av de teknisk mest intressante underjordsprosjekt som for tiden er under bygging på anleggssiden i Sverige.

Tunnelarbeidene drives fra 4 forskjellige påslag rundt Arlanda flyplass. Påslag 1 (TT-1) i sør og påslag 4 (TT-4) i nord. I sentrale Arlandaområdet er påslag 2 og 3 (TT-2 og TT-3) der hovedarbeidene med stasjoner, større bergrom for vekselspor og sjakter til heis- og rulletrapper drives. I tillegg kommer arbeidsområder for overjordsarbeidene; bane og betongarbeider.

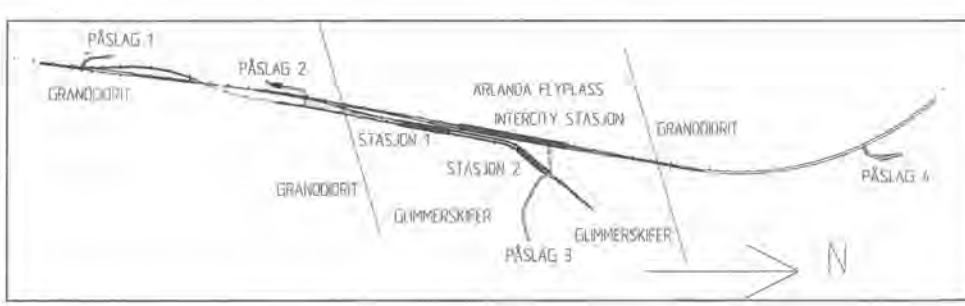
Byggestart for bergarbeidene var på sensommeren 1995 med de to mellomste tilfartstunnelene TT 2 och TT 3. Utsprengning av sportunnelene begynte i slutten av 1995 (TT 2 og TT 3). Tillfartstunnel 4 startet i januar 1996 og i mars 1996 startet tilfartstunnel 1.

I begynnelsen av mars 1996 var treskiftsarbeide i gang fra samtlige ferdig drevne tilfartstunneller med berguttak i sportunneller og stasjoner.

Store spennvidder (22 meter), glimmerskifre med synlig innslag av leirmineral på foliasjonssprekkene, liten overdekkning (8-10 meter) i kombinasjon med store pillarlaster; 10.000-15.000 kN fra de ovenforliggende terminalbyggninger, stiller særskilte krav på arbeidsutførelsen og kontrollinnsatsene.

Totalt 11 heis- och rulletrappsjakter skal sprenges ut opp til terminalene. Underjordsarbeidene har per i dag (nov 1996) tatt ut 550.000 fm^3, samt at permanentsikring er innstallert.

Sprengningsarbeidene anslås ferdig utført sommeren 1997. Da har også innstallasjons-arbeidene startet opp i stasjonene. 90.000 m^3 betong skal plasstøpes over og under jord. Sommeren 1999 ruller togene i et omfattende testprogram med totalt 40.000 km testkjøring. Når seklet vender er den kommersielle togtrafikken i full gang.



Figur 3.1: Arlandaprosjektet med stasjoner og bergartsgrenser.

4. DRIFT OG UTSTYR

Sprengningsarbeidene pågår fem dager i uken med kontinuerlig treskiftsdrift. Kompletterende fjellsikring utføres lørdag og søndag.

Dobbelsporet drives med pilot i sentrum og utstrossning til fullt areal (100m^2) ved påslagene T1 og T4 i granodioriten, eller med pilot langs ene veggen og utstrossing i glimmerskifer, (påslag T2 og T3).

Stasjonshallene (alle i glimmerskifer) drives som to enkeltsporstunneler med 7 m bredde og en gjenstående 8 m bred pillar i mitten som tas ut etter sprutbetong og permanentbolter er installert i pilottunnelene . Mellompillaren forsterkes ved behov med Swellex bergbolter.

Max tillatt vanninntrengning i tunneler er beregnet til 5 liter/min og 100 m tunnel. For å klare dette utføres kontinuerlig forinjeksjon på alle stuffer med mikrosement 800 med flytemiddel og acceleratortilsats. Det borres 20 m lange injeksjonshull ∅64 mm i en skjerm rundt hele tverrsnittet.
Da dobbelspors- og stasjonstunneller drives med delt tverrsnitt stiller dette spesielle krav på forinjeksjonsarbeidet.

Borningen skjer med 18 fot borstenger, borhullsdiameter 48 mm. Injeksjonsskjermene bores med 5 meters overlapp. Injeksjonstrykket er initsiellt svært høyt, 40 bar til 60 bar under ca 10 min for å jekke opp bergmassens sprekkesystem.

Under terminalene avbrytes injeksjonen når 350 l injeksjonsmasse har gått inn i hullet. Dette for å ikke risikere hydraulisk løftning av ovenforliggende konstruksjoner. De synbart høyere horisontal-spenningene gir en hevning av bergtaket og bergoverflaten i størrelsesorden 5 mm.

Forinjeksjon utføres dels i Banbrytarnas regi og dels av sprutbetong-entrepenørene.

For salveborning, injeksjonsborning og bolteborning (totalt 2 milj bormeter) finnes følgende bergmaskiner på arbetsplatsen.

3 AC Rocket Boomer 353 E	1838-maskiner
1 AC Rocket Boomer H 175	Montabert-80 maskin (ombyggd med måsvinger)
1 Tamrock 316 G	HL 550-maskiner
1 Tamrock bolteaggregat for 5m bolt	HL 300-maskin

AMV	plattformar
Normet	plattformar
GIA	plattformar

Nitro	laddtruckar
Normet	laddtruckar

Bergutlastningen er utlagd på underentreprise.

Lastning og utkjørning skjer med:
Cat 988
Volvo 330
Volvo BM-dumprar A 30
Cat 769 (40 ton).

Omlasting skjer utenfor tunnelpåslag til 6-akslige semitrailere for transport til bergtipp ved området for planlagt rullebane 3 på Arlanda.

Sprutbetongforsterkningen er delt i to underentrepriser.

Prognose for permanentsikringen er ca 80.000 bergbolter lengde 3 til 5 meter (lokalt lengre bolter), og ca 15.000 m^3 stålfiberarmert sprutbetong.

5. GEOLOGI

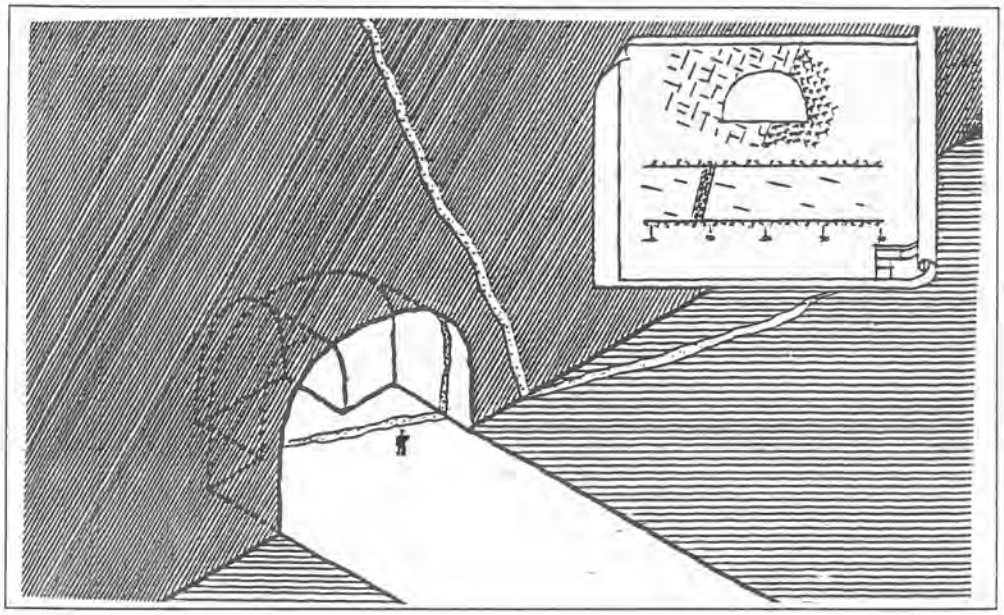
Bergartene i Arlandaområdet består av massive granodioriter i nord og sør samt glimmerskifre og glimmergneis i sentrale deler av anleggsområdet. Anleggets tunneler i nord og sør (påslag 1 og 4) ligger hovedsaklig i den massiva granodioriten. Glimmerskiferen som har en øst-vestlig utstrekkning begynner i nord i forlengningen av rullebane 2 mot bane 1 og har en utbredning ca 2 km mot sør. Bergarten dominerar berguttaget ved tillfartstunnel TT-2 og TT-3 og i alle de tre underjordiske stasjonene.

Granodioriten er en sterk og massiv bergart, men er i hele Arlandaområdet påvirket av hyppige horisontelle benkningsplan som i større bergrom gir stabilitetsproblemer i tunneltak. En mulig årsak til den horisontale oppsprekkingen er de store horisontalspenningenen som er målt i anleggsområdet (2 - 10 Mpa).

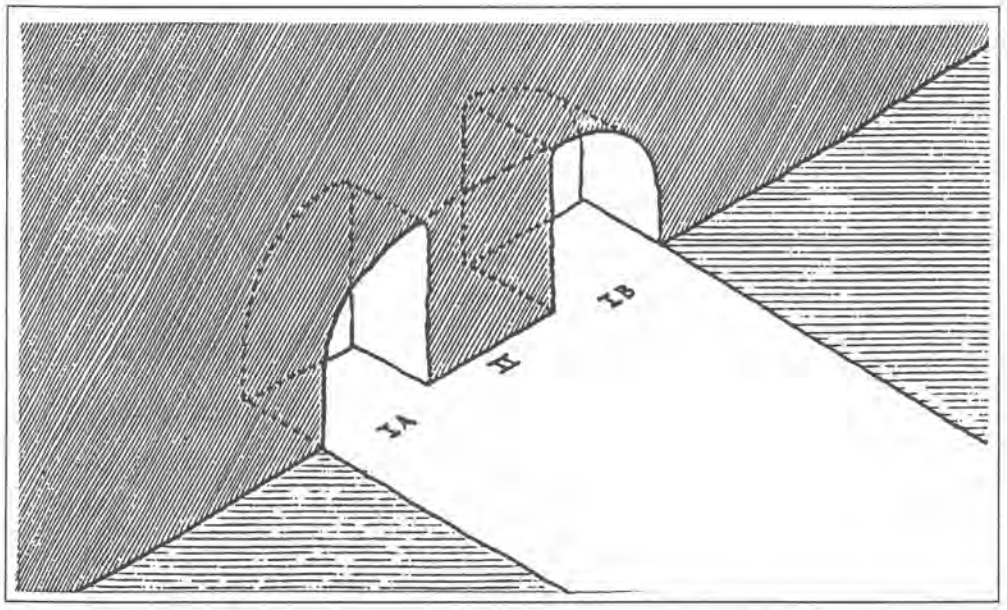
Glimmerskiferne er sterkt oppsprukket langs den vertikale lagdelningen med foliasjonsplan stedvis påvirket av leire (rettning N40°Ø/70°v). Bergarten har imidlertid en høy trykkfasthet og mellom skifrighetsplanene er bergarten massiv og nærmest av gneiskarakter.

3 hovedsprekkeretninger dominerer området: Foliasjonsretningen N40Ø/70v, hovedsprekkeretning nr 2 tilnærmet normalt på folisjonen med rettning N30V/90, og den omtalte horisontaloppsprekkingen. Bortsett fra den siste er begge hovedsprekkerettninger gunstig orientert i forhold til tunnel- og stasjonsrettninger (N-S)

Begge bergartstyper er i området stort sett homogene og av bedre kvalitet enn forhåndsprognosene. Det er hittil observert få større knusningssoner eller større leirsoner. Kartlagt bergkvalitet ligger i området middels (Q=4-10) i glimmerskifer og middels til god (Q=4-40) i granodioriten. Det er ennå ikke kartlagt berg av dårligere kvalitet enn Q=1 i tunnelene etter halvvegs løp.



Figur 4.1. Dobbelsporet drives med pilot og utstrossing til fullt areal



Figur 4.2. Stasjonstunnelene drives som to enkeltsporstunneler med ca 7 meters bredde og en gjenstående pillar i midten (II), som tas ut etter permanentsikring av pilotene (IA og IB). Sikring av veggene i den midlertidige pillaren gjøres med Swellex bergbolt.

Utførte bergspenningsmålinger i borhull viser verdier i intervallet 1-10 Mpa. Horisontalspenningene er større enn vertikalspenningene og dermed større enn lasten av overlagret bergmassa. Horisontalspenningene anslås til mellom 3 og 6 Mpa med max verdi målt til 10 Mpa. Bidraget fra vertikalspenningen av ovenforliggende bergmasse er omkring 1 Mpa. Høye tektoniske horisontalspenninger bidrar sannsynligvis positivt til stabiliteten i stasjonenes glimmerskifre der man ellers ville forvente problemer i taket med den lave overdekkningen, 8-12 meter. De høye tektoniske spenningene fører også til uforutsette hevninger på marknivå og ved terminalbyggningene (størrelsesorden 2-10 mm).

Siden utbyggingen av Arlanda startet på 60-tallet har et flertal bergsjakter og tunneller utført innom terminalområdet. Leir- og glimmermineral som sprekkefyllning i glimmerskiferen har resultert i større uforutsette utfall utenfor teoretisk profil.

Eksisterende relationstegninger fra sjaktbunner, tidligere utførte kjernborninger og ny kompletterende kjerneborning har utgjort underlaget for bergprognosen. En mengde jord- og løsmassesonderinger har også blitt utført, i tillegg til markradarundersøkninger langs tunnellinjen.

6. TUNNELKARTLEGGING

Geo avdelingen består av et team på 4 ingeniørgeologer. 3 av geologene dekker alle skift på 24 timers basis 5 dager i uken. Disse kartlegger kontinuerlig stuffene og registrerer geologien på kartleggingskjema og i et database program. Fjellet gis en kvalitetsverdi (Q-verdi) basert på en beskrivning av bergmassen og sprekkenes ulike parametre, som baseres på NGI's Q-metode:

Foruten fortløpende tunnelkartlegging etter hver salve, bestemmer geologen også aktuell sikringsklasse for tunnelstrekkningen basert på Q-verdien, tunnelens geometri, bruksområde, overdekkning og hensyn til overforliggende installasjoner, samt hovedsprekkeretningenes orientering til tunnelaksen. Sikringsklassen bestemmer nivået på sprutbetongtykkelse og geometri og lengde på fjellboltene samt eventuelle ytterligere sikringsmetoder, utstøping etc.

Den omtalte Q-verdien defineres på følgende vis: *Q-verdien er et tall for kvaliteten av en bergmasse med hensyn til stabiliteten i bergrom beregnet utfra 6 matrialtekniske parametre.* Q-verdien kan variere fra 0.001 till 1000, og beregnes etter formelen:

$$Q = \boxed{{}^{RQD}/_{Jn} \times {}^{Jr}/_{Ja} \times {}^{Jw}/_{SRF}}$$

NGI Rapport 54001-3: "Q-Metoden": Barton, Lien og Löseth, 1978.

Parameterne er:

			Variasjonsområde
RQD	=	Sprekkefrekvens	10 - 100
Jn	=	Antal sprekkesett	0,5 - 20
Jr	=	Sprekkenes ruhet	0,5 - 4
Ja	=	Sprekkematerial styrka	0,75 - 20
Jw	=	Vannlekkasjefaktor	0,05 - 1
SFR	=	Bergspänningsfaktor	0,5 - 20

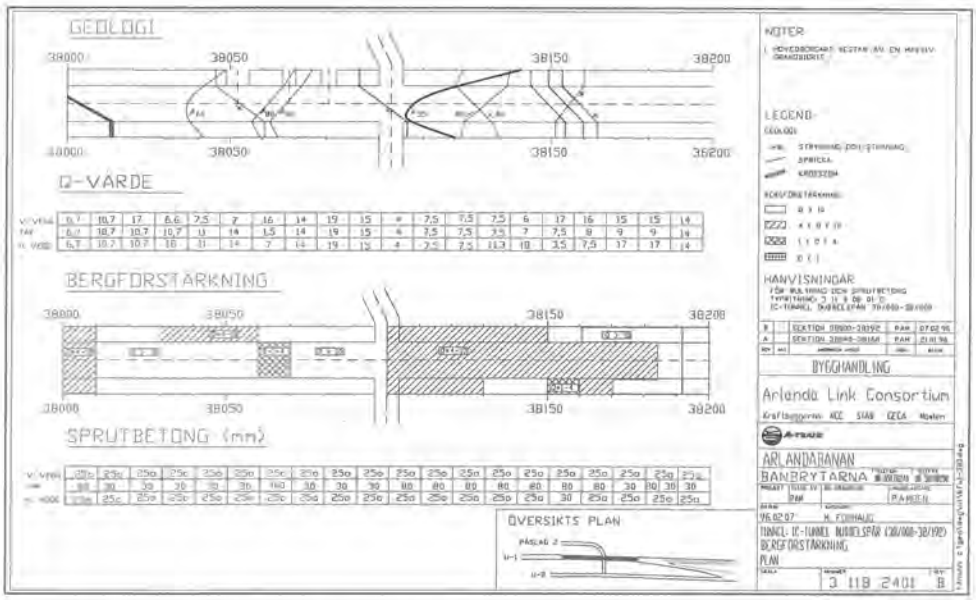
Ut fra Q-verdien kan bergkvalitetsklassen bestemmes:

Q-verdi	$0{,}01 > Q$	$0{,}01 \leq Q < 0{,}1$	$0{,}1 \leq Q < 1$	$1 \leq Q < 4$	$4 \leq Q < 10$	$Q > 10$
Bergkvalitets-klasse	Ekseptionelt dårlig	Ekstremt dårlig	Svært dårlig	Dårlig	Middels	God

Da prosjektet har kontinuerlig drift på opptil 16 stuffer og kartlegging skjer av hver salve, blir kravet til et organisert dokumenterings- og rapporteringssystem høyt. Geologen legger for hver salve sin beskrivning av bergkvalitet og nødvendig sikring inn i en geologisk database. Denne er til en hver tid oppdatert, der informasjon gis om bergkvalitet i en hvilken som helst posisjon i enhver tunnel, nødvendig boltemønster og sprutbetongtykkelse, samt notater og kommentarer fra vakthavende geolog.

Da permanentsikringen skal skje kontinuerlig direkte på stuff, faxes oppdaterte datalister hver dag til arbeidslederne på de forskjellige arbeidsplassene. Oppdaterte permanentsikrings-tegninger utgis en gang per uke for alle pågående tunnelstuffer . (Figur 6.1)

I tillegg digitaliseres alle kartlagte strukturer inn i en 3-D modell. Her kan geologien i tunnelene studeres på en PC. Informasjonen kan enkelt overføres til tunnelsikringstegningene eller sendes over til ansvarlige bergmekaniker for detaljberegning av ytterligere forsterkning.



Figur 6.1: Sammenstilling geologi og tunnelsikring

De forskjellige fjellsikringsklassene har i prosjektet etterhvert blitt svært kompliserte og vil ikke bli listet opp her. Generellt kan sies at minimumsikring i tak i jernbanetunneler er 30 mm armert sprutbetong og selektiv boltning med 3 til 4 meters innstöpte kamstålsbolt. I glimmerskiferen settes systemboltning i hele taket. Fjellhallene har minimumssikring i tak med 80 mm armert sprutbetong og boltning c/c 2 meter, lengde 5 meter. Permanentsikringen innstalleres etter hver salve i stasjonshallene.

7. BERGMEKANISK KONTROLLPROGRAM

Bergmekaniske deformationsberegninger er blitt utført av Vattenfall Hydropower AB. BEMEK har gjort bergspenningsmålingene. To-dimensionelle analyser er utført i dataprogrammet FLAC. For å sikre bergmassens stabilitet og begrense deformasjonene i tunneler og stasjoner, utføres store deler av permanentsikringen direkte på stuff etter utlastning, rensk och geologisk kartlegging. Til beregning av nødvendig permanentsikring er programmene DIP 3.1/ UNWEDGE 2.2 brukt for blokkstabilitet, og FLAC 3.23 for beregning av bergmekanisk totalstabilitet.

Under selve bergarbeidene er et omfattende kontrollprogram etablert med følgende kontrolloppfølging:

1. Optisk deformationsmåling (konvergens)
2. Extensiometermåling
3. Settningskontroll på betongpillarene ved terminalene
4. Vibrationsmålinger i terminalene
5. Sprekkekontroll i eksisterende byggninger
6. Avlesning av grunnvannsnivåer

Ved å sammenstille resultater fra de forskjellige kontrollprogram gis et meget godt bilde av hva som skjer med berget under sprengnings- og sikringsarbeidene.

Alle målepunkt avleses i henhold til hvilken posisjon de har i forhold til nærmeste stuff Målepunkter nærmere enn 40 meter fra stuff (foran eller bak) leses av 3 ganger per uke. 40 til 100 meter fra stuff 1 gang per uke. Deretter en gang per måned. Er en stabil trend konstatert overgår avlesningene til hver 3 måned. Dette gjelder for både konvergens- ekstensiometer- og settningsmålinger.

Med i kvalitetsstyrningen er også en ekspertgruppe bestående av byggherrens driftssjef og anleggsgeolog, representant fra byggherrens konsulent, Linkprojektørerna, samt to uavhengige eksperter professor Håkan Stille fra KTH og Dr.Ing Arild Palmstrøm fra Berdal Strømme as.

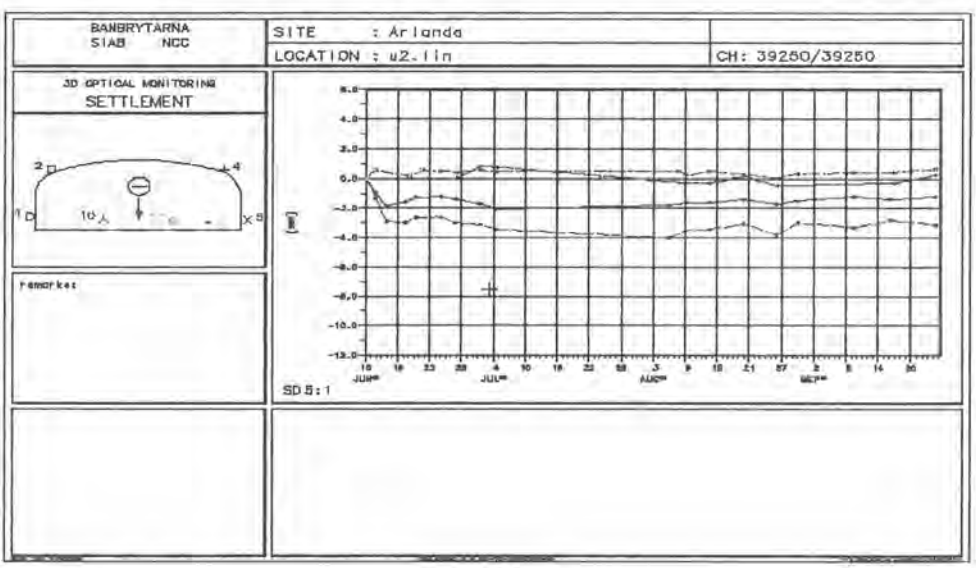
Ekspertgruppen har jevnlig møte på anlegget hver tredje uke for granskning av kontrollprogram og bergmekanisk oppfølging.

7.1 *KONVERGENSMÅLING*

En viktig del av kontrollprogrammet er de installerte konvergensstasjoner i stasjonshallene og i kritiske vekselområder. Konvergensmålingene følger opp deformasjonene i selve tunnelprofilet , og installeres så tidlig som mulig etter utsprengt salve. Målestasjonene installeres med 30 meters mellomrom og består av 5 målepunkt installert i vegger, vederlag og i sentrum tak (se figur 7.1). I stasjonene blir de første 4 punkter installert 5 meter bak stuff i pilotene mens takpunktet installeres etter uttak av mellompillar.

Målingene skjer med høypresisjons instrumenter som leser av optisk. Resultater beregnes gjennom programmet dedalos levert av Østeriske Geodata.

Erfaringer hittil viser settninger i tunneltak på 0 til 4 mm med stabilisering etter ca en uke. I stasjonene har settningene vært minimale med antydning til hevning. Uttak av mellompillar har ikke ført til merkbare tilleggssettninger i taket.

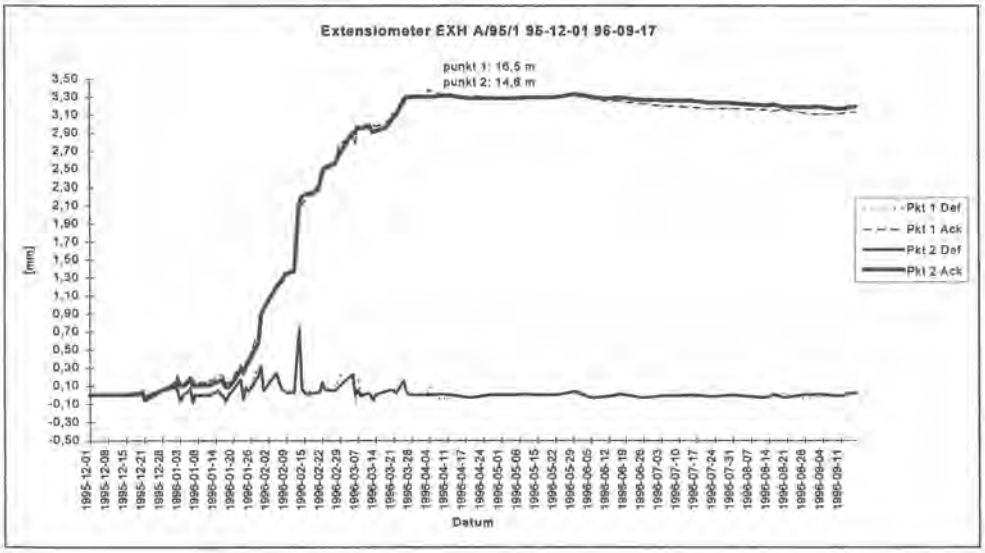


Figur 7.1. Konvergensmåling i shuttelstasjon II.

7.2 *EKSTENSIOMETER*

Over alle stasjoner installeres 4 til 5 ekstensiometer langs stasjonenes senterlinjer. Installasjon skjer fra dagen og ned mot tunneltak.
Ekstensiometerne er fra 8 til 15 meter lange og består av to ankre og et målehode. Ekstensiometerne måler deformasjoner i selve bergmassen mellom tunneltak og fjelloverflate. De er installert på forhånd før utsprengning av bergrommet under og en kan derfor følge hele sprengningsforløpet i det tunnelen passerer under målepunktet.

De fleste målingene tyder på at bergmassen hever seg i det tunnelen passerer under. Registert hevning i størrelsesorden 1-4 mm og størst i det overste ankeret. I kombinasjon med konvergensmåling nede i tunnelen og settningsavlesningene på overflaten gir dette et nokså entydig bilde av horisontalspenningenes virkning.



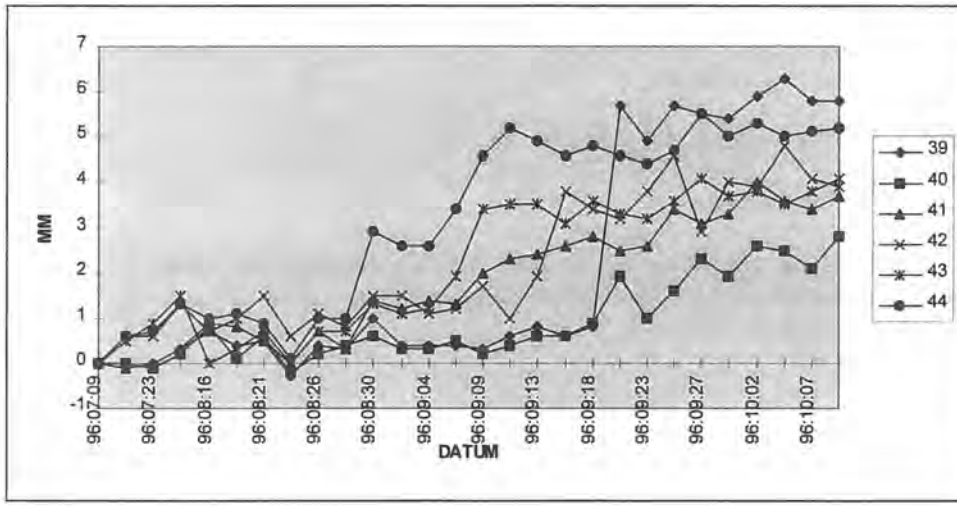
Figur 7.2: Ekstensiometeravlesning under tunneldrift

7.3 *SETTNINGSKONTROLL*

Et stort antall settningsmålere er installert rundt på bærende konstruksjoner på terminalene og i Sky City byggningen over Intercity stationen og Shuttel II stasjonen, ca 100 stykk. Over Shuttelstasjon I og vekselområdet, terminal 2 og 3 er det installert ca 60 settningsmålere.

Presisjonsavlesning av settningsmålerne har i de fleste tilfeller gitt et bilde av en bergmasse som hever seg ved utsprengning av tunnelene. Hevningene er i størrelsesorden 1 til 5 mm og kan registreres allerede mens tunnelfronten er 30-40 meter fra målepunktet. Max hevning skjer i det tunnelfronten passerer under, deretter kan i enkelte tilfellet registeres en svak settning før stabilitet oppnås.

Bare i tilfeller med store spenn (24 meter) og svært liten overdekkning (7 meter) har settninger kunnet registreres etter berguttak. (Vekselområdet ved påslag 2).



Figur 7.3: Hevninger registrert på markoverflaten

7.4 *VIBRASJONSMÅLINGER*

Nitro Consult har installert måleinstrument inne i terminalbyggningene ved Arlanda for både rystelses- og støymålinger. For tiden passerer to enkeltsporstunneler under Sky City. Relativt høye støynivå er blitt målt inne i Sky City hotellet og et foreløpig selvpålagt sprengningsforbud om natten er gjennomført på de nevnte to stuffer.

Vibrasjonsmålerne er tilkoblet sendere slik at resultatene kan ringes opp og avleses daglig på anleggets PC'er.

7.5 *SPREKKEKONTROLL*

Følere er montert rundt i terminalbyggningene som registrerer utvikling på eksisterende sprekker. Nye og gamle sprekker i betongkonstruksjoner blir registrert og fulgt opp kontinuerlig.

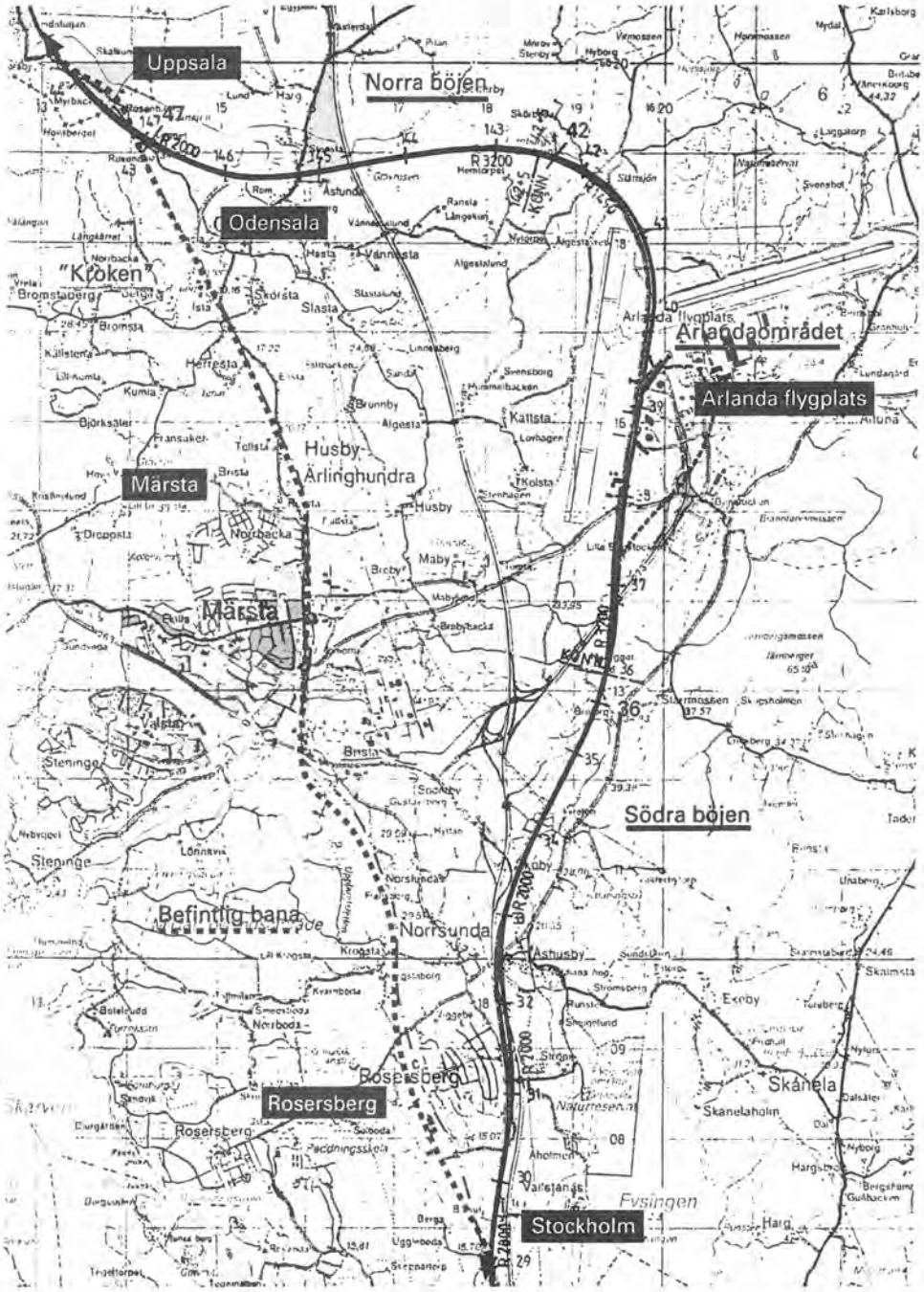
7.6 *GRUNNVANNSKONTROLL*

Alle terminalbyggninger er grunnlagt på berg, mens store deler av landningsbane 1 og 2 er grunnlagt på leire.og løsmasse.

Tillatt settning på landningsbanene er 1 cm. Grundvannsbalansen er derfor svært viktig. Max tillatt innlekkasje i tunnellene har blitt beregnet til **5 l/min og 100 m** tunnel. Ved behov anlegges infiltrationsbrønner.

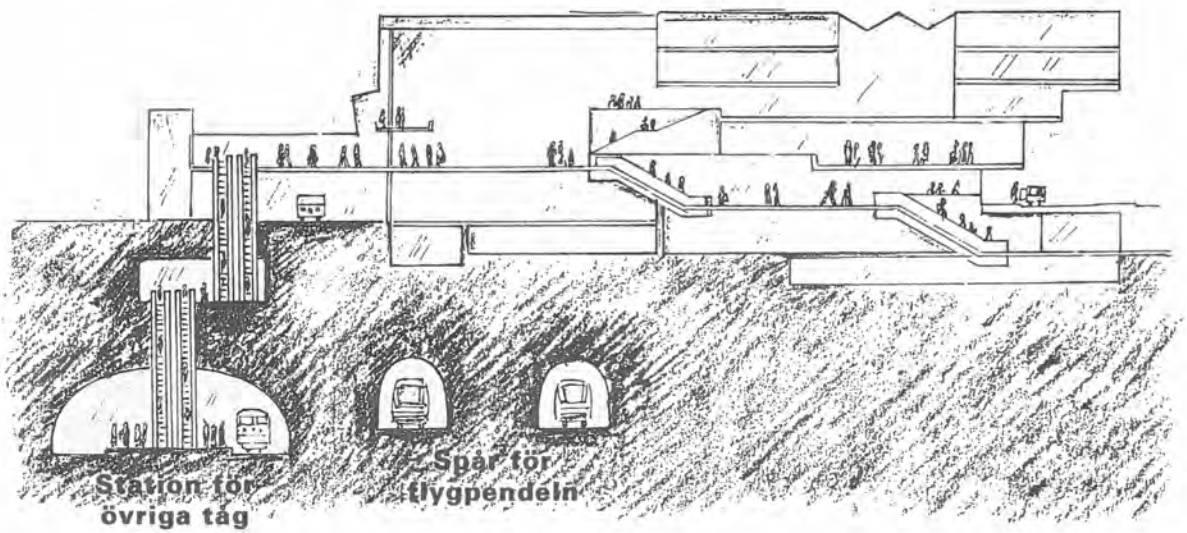
Borrhull for grunnvannsmåling er gjort flere steder på landingsbanene og blir kontinuerlig oppfulgt. Et kontrollprogram fra Hydropower for måling av innlekkasje inn i tunnelene er også pågående ved alle fire påslag.

SÖDRA OCH NORRA BÖJEN



A-TRAIN

Sky City



TIANHUANPING PUMPEKRAFTVERK

Per Anton Brandtzæg

Innledning/disposisjon

Temaet for mitt innlegg er Tianhuangping pumpekraftverk som bygges ut i provinsen Zhejiang, nær østkysten av Kina, ca. 200 km sørvest for Shanghai.

Jeg vil først si noe om vannkraftutbyggingen i Kina generelt, for å forsøke å sette en dimensjon på hva som foregår på denne sektoren. Jeg vil gi en kort omtale av Advisory Group of Norway (AGN) og gruppens virksomhet i Kina.

Så vil jeg ta en beskrivelse av selve prosjektet med dets hovedelementer, illustrert med noen bilder fra anlegget. Jeg vil også si noe om selve funksjonen av pumpekraftverket, som del av det samlede kraftforsyningssystem i området.

I siste del vil jeg omtale gjennomføringen av noen av de mest interessante anleggstekniske utfordringene, samt berøre noen av de spesielle vanskelighetene vi har hatt å stri med underveis.

Avslutningsvis vil jeg forsøke å trekke sammenligninger med norske forhold på noen sentrale felter.

Jeg har lyst til å innlede med å si at de arbeider jeg kommer til å omtale, i hovedsak **ikke** er preget av det teknisk mest avanserte på utførelsessiden. Dette blir slik sett ingen "hightech"-presentasjon. Jeg ønsker i stedet å få frem at det går an å utføre arbeider og å oppnå resultater på forskjellige slags måter under varierende forhold. Eller sagt med andre ord: mange av metodene som vi har utviklet og finslipt i Norge de senere år, er kanskje best bare hjemme i Norge, og dermed ikke så interessante utenlands som man kanskje kunne tro.

Vannkraftutbygging i Kina

Kina har i dag bygd ut ca. 53.000 MW vannkraft. De siste årene har utbyggingstakten vært i størrelsesorden 5-6.000 MW pr år, som er mer enn i noe annet land i verden. Et enkelt av de prosjektene som nå er under utbygging - Three Gorges - vil gi en tilvekst på 18.600 MW. Ved årtusenskiftet vil installert effekt vannkraft i Kina være ca. 80.000 MW. 15 år senere er den planlagt å være fordoblet.

Det største anlegget som er ferdigstilt til nå er på vel 2.700 MW. Ertan-prosjektet som er under utbygging med norsk deltagelse på rådgiversiden, er på 3.300 MW. Ytterligere 10 prosjekter på mer enn 3.000 MW hver er planlagt eller under utbygging. I 1993 var 13 prosjekter på mer enn 1.000 MW under bygging.

Vannkraftandelen av energiforsyningen i Kina ligger på under 15 %, men denne andelen synker fortsatt, på tross av de store utbygninger som skjer. Kullkraft dominerer. Det finnes både vind- og bølgekraft og dessuten er det til nå satt i drift to atomkraftverk.

Kraftverk i Vest-Europa blir små; Kvilldal 1.240 MW og SIMA 1.120 MW. Likevel er vårt faglige nivå enda av god standard, men hvis vi vil eksportere noe av vår knowhow på vannkraftsiden til de store utbyggingsland, som f.eks. Kina, må vi handle nå. Vårt faglige forsprang kan raskt bli borte, hvis vi ikke får anledning til å utvikle oss. Og vår utvikling vil i vesentlig grad måtte skje i forbindelse med oppdrag i utlandet.

Advisory Group of Norway (AGN)

AGN, eller Advisory Group of Norway, er en rådgivergruppe på vannkraftutbygging som har hatt oppdrag i Kina sammenhengende siden 1984. Bak AGN står Norconsult International a.s, Selmer ASA og Veidekke ASA. Alt i alt har rundt 100 mann - de fleste ingeniører - vært engasjert på oppdrag av kortere og lengre varighet i Kina gjennom disse årene. Pr i dag har vi 2 prosjekter gående. Vi har vært innom 10-15 anlegg med samlet installasjon større enn totalinstallasjon i Norge.

Generelt om anlegget

Pumpekraftverket i Tianhuanping er karakterisert med kompakt design. Forholdet mellom lengden av vannveien og fallhøyden er ca. 2,5:1, mens tilsvarende forhold for andre store pumpekraftverk ofte ligger i størrelsesorden fra 5 til 7 eller høyere.
Prosjektets endelige lokalisering ble valgt etter at flere titalls muligheter var undersøkt. Det er utført et svært omfattende og godt forarbeide. Stedsvalget synes ut fra mange hensyn å være riktig: Gunstig topografi, god plassering i forhold til linjenett og lastsentra. Anleggsarbeidene i feltet startet i 1993.

For å understreke hvor kompakt prosjektet er utformet, kan nevnes at anlegget fra inntak til utløp har en horisontal utstrekning på 1.200 m. I dette området er det samlet sprengt ut 15 km tunneler. Det tok tid å bli skikkelig kjent på anlegget, men etterhvert tror jeg at jeg har funnet fram til alle tunnellene som er drevet.

Appendix 3
Geologien i området består for det meste av vulkanske bergarter, lava tuff og rhyolitt, og også et område med granittporfyr som skjærer gjennom anlegget. For en anleggsmann oppleves dette som godt norsk grunnfjell. Det er gunstige fjellforhold for underjordsarbeider. Det henger naturlig sammen med stedsvalget. De samme fjellforholdene har imidlertid gitt en del, til dels alvorlige problemer for uteanleggene. Det vil jeg komme tilbake til. Tradisjonelt er det størst oppmerksomhet mot mulige problemer under jord.

Siden dette gjelder et pumpekraftverk, der vannet altså vil gå begge veier med inntak og uttak som veksler, vil det kunne gå litt surr i betegnelsene for vannveien. Jeg bruker i denne fremstillingen betegnelsene oppstrøms og nedstrøms, tilløp og avløp som for et vanlig kraftverk.

Anleggets hovedelementer

Nedre reservoar etableres ved en steinfyllingsdam på 1.5 mill m^3 med høyde vel 90 m. Dammen har frontal betongplate med tykkelse 30 - 50 cm. Skråning på vannsiden 1:1,4. Betongplata vil bli utført med en form for glideforskaling. Det nedre magasinet

er på vel 8 mill m^3. Injeksjonsskjerm er etablert ned til vel 40 m. Dammen er steinsatt på luftsiden. Her er skråningen 1:1.3. Damkrona ligger på kote 350.0.

B1

Gjennomsnittlig tilsig til feltet er på 0,7 m^3/sek. Beregnet 100-årsflom er hele 540 m^3/sek. Det har innvirket sterkt på planleggingen av arbeidene for nedre del av anlegget.

Det øvre reservoar, består av et system av fyllingsdammer med maksimal høyde knapt 80 m plassert mellom flere fjelltopper. Damkrona ligger på kote 906.5. Samlet innbyggingsvolum er på ca. 4 mill m^3, med den største delen av fjellsprengningen i forbindelse med inntaktsområdet, knapt 1.5 mill m^3. Utenom dette er det ca. 1 mill m^3 sprengning.

B2

Øvre magasin bortsett fra selve inntaksområdet er belagt med en asfaltmembran, bestående av et bindlag på 8 cm og et tettelag på 10 m. Samlet areal er på ca. 270.000 m^2. Dette er det eneste anleggstekniske arbeidet på prosjektet som byggherren har valgt å sette bort til utenlandsk entreprenør. Et tysk firma utfører arbeidet. Den europeiske staben består av ca. 20 "egne" folk fra 10 forskjellige nasjoner. Utførelsen ser ut til å gå greit.

B3

Tilløpssystemet består av 2 parallelle sjakter, som skal kunne kjøres uavhengig, i den forstand at den ene sjakten skal kunne tømmes mens den andre kjøres på fullt trykk. Dette stiller spesielle krav til injeksjons- og drenasjeopplegg. I tillegg til et omfattende injeksjonsopplegg for tilløpssystemet, etableres drenasjeskjermer ved at det bores inntil 50 m lange hull fra drenasje-tunneler i flere nivåer som er drevet rundt stasjonen og i systemer mot trykksjaktene. Samlet lengde av drenasjehull som bores er ca. 20.000 m.

Trykksjaktene er ca. 700 m og betongutfores med diameter 7,0 m, mens sprengningsprofilet er på 8,2 og 8,0 m diameter. Hellningen er 58 (gamle) grader.
Nede, ca. 200 m foran stasjonen, grener hver av de to tunnellene over i tre stålforede tilløpsrør med diameter 3,2 m.

De to tredelte buksene utføres i armert betong. Dette er en utfordring for entreprenøren, både når det gjelder armeringsarbeidet, forskaling og utstøping. Sprengningen i området har de utført meget godt, men fjellforholdene bidrar også til at resultatet er blitt godt.

Betongarbeidene har også startet bra. Det benyttes ca. 350 kg sement pr m^3 i betongen og inntil 15 % flyveaske.

Anlegget har to større parallelle fjellhaller; kraftstasjonen med dimensjonene 25 x 200 x 48 m og trafo-hallen som er på 17 x 160 x 25 m. Det brukes bolteankrede krandragere etter "norsk" modell. Byggherren berømmer denne konstruksjonsdetaljen som gir vesentlig tidsgevinst i stasjonen.

Sprengningen av fjellhallene ble i hovedsak gjort etter samme metoder som vi bruker i Norden. En kombinasjon av liggerboring utført med tunnellrigger og stenderboring med hydrauliske borvogner. Det blir også foretatt en del trimming av veggene med håndholdt utstyr. Det ble brukt 3 tunnellrigger for uttak av stasjons- og trafohall: to gamle Tamrock-rigger (Paramatic HS315 T) og en japansk Furukawa-rigg. Det er et

monster med tre bommer og to ladekorger, og med stor rekkevidde. På andre deler av anlegget er det ganske nye Atlas Copco-rigger. La meg også nevne her at de som hovedmaskin for lastingen i stasjonen brukte en 65 tonns forgraver, Komatsu PC650. En ganske ideell type maskin til slikt arbeid, med stor kapasitet og rekkevidde. Forøvrig var mange Cat-maskiner i drift på anlegget, 966 F og 988 F. Bulldozerne på anlegget er enten Komatsu eller kinesisk merke.

Resultatet av sprengningen av stasjonshallen ble ikke helt godt. Fjellkvaliteten er i det vesentligste god, men deler av oppstrømsveggen har svake områder som måtte støpes ut og forankres. Hovedårsaken til det mindre gode resultatet er utførelsen, med unøyaktig utsetting og dårlig oppfølging. Utstrakt bruk av såkalt presplitt, med for stor hullavstand og mange avkortede hull ga stort sett dårlig resultat. Ingeniørene hadde fått det for seg at presplitt var tingen, så da skulle det være slik.

Selve planløsningen av fjellhallene og tunnellsystemet rundt disse er god og alt lå vel til rette for et effektivt uttak av fjellet og for de etterfølgende arbeider på betong- og montasjesiden. Det er god plass til å snu seg, bortsett fra i de små drenasje tunnellene. I alt 3 km drenasjetunnel med tverrsnitt 2 x 2 m er utført med knematerdrift og handlasting. Den fungerer greit, i hvertfall så lenge ventilasjonen er intakt.

Fortsetter vi vannveien mot nedre reservoar, ledes vannet fra de 6 maskinene, via sugerørene over i 6 stålforede avløpstunneler som er 100 m lange. Videre gjennom betongforede skråsjakter med lengde 70 m og diameter 4,40 m til utløpene (= nedre inntak). Det er installert både luker og revisjonsluker.

Betongarbeidene i område nedre inntak er svært omfattende. Stasjonen er dykket 60 m for å gi stabile hydrauliske forhold og optimal virkningsgrad. Vannstanden i nedre reservoar pendler ca. 50 m under drift. I det øvre reservoar er vannstandsvariasjonen ca. 40 m.

Av andre elementer underjord nevnes 4 lange vertikalsjakter med lengder opp til 130 m og diameter opp til 10 m. Jeg kommer tilbake til utførelsen av dem.

Det anleggsavsnittet som virker mest imponerende for meg, er veien som er bygget fra dalbunnen opp til øvre områder. Lengden fra stasjonsområdet til øvre reservoar er ca. 12 km. Veien er lagt i dagen på hele strekningen. Det bratte terrenget har medført at man har måttet mure opp kilometervis med støttemurer med høyde opp til 20-25 m for å få veien fram. Byggemetoden har lange tradisjoner og mures fortsatt utelukkende med handmakt.

B5

Maskinbruken for selve veibyggingen begrenser seg til små kompressorer til håndholdte bormaskiner. Alle masser handlastes og trilles eller bæres ut. Betongen til dekket, ca. 22.000 m³, ble blandet i små transportable blandere og kjørt ut med traktorer. Veien er litt av en turistattraksjon, særlig imponerende på bakgrunn av de enkle byggemetodene. Men vedlikeholdsfri blir den ikke i det bratte terrenget. I regnperiodene går det jevnlig jord- og steinras.

Oppdeling i entrepriser

Anleggsarbeidene er oppdelt i fire hovedentrepriser:

C1. Omfatter underjordsarbeidene fra oppstrøms kraftstasjonsvegg og ned, inkl. nedre reservoar og dam, samt koblingsanlegg og kontrollbygning i dagen.
C3. Omfatter underjordsanleggene fra øvre inntak til oppstrøms kraftstasjonsvegg.
C2. Omfatter damarbeidene ved øvre reservoar samt inntaket.
C4. Omfatter asfalttettingen i øvre reservoar.

Veien til øvre områder ble bygget med hva man kan karakterisere som byggherrestyrte delentrepriser.

Pumpekraftverk i forsyningssystemet

Det foregår en betydelig utbygning av pumpekraftverk i mange områder i verden i dag. Både i industrialiserte land, der Japan er ledende, og i utviklingsland som Kina. Bakgrunnen for dette er at med en vesentlig del av elektrisitetsforsyningen dekket av varmekraft er det nødvendig og økonomisk med anlegg som kan balansere gapet mellom kravet til topplast om dagen og minimumslast nattetid og i helgene. Forbruket i Norden er til sammenligning mer balansert over døgnet, dessuten har vi bedre overføringsmuligheter og endelig har vi mulighet for å samle vann.

Motivet for utbygging av pumpekraftverk som Tianhuangping er å benytte overskuddskraft om natten til pumping av vann opp i et nytt reservoar. Dette tømmes gjennom de samme pumpeturbinene i de timer på dagen der effektbehovet er størst. Pumpeturbinene representerer derved en økning i den maksimale tilgjengelige effekt i systemet

Dette gjøres med begrensede naturinngrep og uten å øke forurensende utslipp eller avfallsprodukter.

Ved utbyggingen av Tianhuanping øker effekten med ca. 1,800 MW. Anlegget som ligger mindre enn 200 km fra Shanghai, vil forbedre forsyningssituasjonen i et område der det foregår en enorm utbygging av industri og av samfunnet forøvrig.

East China Network dekker området med ca. 35.000 MW og 150 Twh. I dette området utgjør vannkraftdelen bare 6 %. Energisituasjonen er meget vanskelig.
(Det kan nevnes at på et stort turbin- og generatorverksted som Kværner har overtatt ikke langt fra anlegget, jobber man i helgene og tar fri på mandager for enklere å kunne skaffe nok energi for virksomheten).

Det planlegges ytterligere et 1.000 MW pumpekraftverk nær Shanghai, og en rekke tilsvarende anlegg langs kysten, nær flere av de store byene.

For Tianhuangping oppnås en produksjon på 3.2 TWH ved å tilføre 4.3 GWH for pumping, det vil si at samlet virkningsgrad er ca. 75 %. (For kuriositetens skyld kan nevnes at tilsiget i vassdraget på årsbasis, bare ville holde til ca. 17 timers full kraftproduksjon ved anlegget).

Trykksjaktene

De to 700 m lange skråsjaktene er delt i to arbeidsavsnitt ved et tverrslag på midten. Dette koster mer, men forenkler teknikken og er tidsmessig gunstig. Ved å sette igjen en 10 m fjellplugg mellom øvre og nedre sjakthalvdel, har man stort sett kunnet drive parallelt på de to delene.

Anleggsarbeidene foregikk i følgende avsnitt (for hver av de to parallelle sjaktene):

Sprengning av pilotsjakt for øvre sjakthalvdel, tverrsnitt ca. 2,6 x 2,6 m

Dette foregikk med Alimak-heis. Anlegget hadde to rigger, en for hver av de parallelle sjaktene. Boring ble utført med knematermaskiner. Inndriftene var rundt 25 m pr uke i lange perioder. Det arbeides med 7-dagers uke som er standard på hele anlegget.

Stross til fullt tverrsnitt, diameter 8.2 m

B6

Man hadde en enkel utrustet tralle som gikk på en skinnegang av kanalstål, sveist sammen i ca. 2 m lange seksjoner, montert på fjellbolter i sålen. Innrettingen var ikke god og sporvidden på 3,2 m var heller ikke helt konstant. Utførelsen skapte etterhvert såpass store problemer at man i hvertfall skjerpet seg for skinneleggingen på den nedre delen av sjakta.

Boring på strossen ble utført med vanlige handmaskiner, med 8 - 10 mann nede i sjakta, og salvelengde ca. 3 m.

Overalt på anlegget ble det benyttet ikke-elektrisk tennsystem. (En slags lokal utgave av Nonel.)

Når salva går bra, må man bare handlaste den del av steinen som ligger igjen på kransen rundt pilothullet. Går det dårlig, og man får propp i pilotsjakta, har man selvsagt et problem.

Jeg så ikke at ballongmetoden for å skyte løs proppen nedenfra ble forsøkt, men jeg opplevde i hvertfall på vertikalsjakter at man klatret opp nedenfra og plasserte ladning under proppen og fikk skutt den løs. Det er mye stein i en 3 m strossalve i en vel 7 m sjakt, og det blir lett trangt i et 1,5 m pilothull. Etterhvert ble salvelengden redusert for å begrense risikoen.

Fjellet var godt, slik at man kunne ligge noen salver etter med sprøyting av øvre del av sjakt-tverrsnittet. Kvaliteten på sikringsrensken var ofte svært mangelfull rundt på anlegget, også i sjaktene. Noen korte partier ble sikret med bolting.

Pilotdrift av nedre sjakthalvdel.
(Parallelt med og uavhengig av driften nevnt under avsnitt 2)

Denne foregikk etter samme hovedopplegg som for den øvre sjakthalvdelen, men med en forskjell. På grunn av problemer med å holde tidsplanen, ble entreprenøren tvunget til å starte synkdrift ovenfra, i møte med Alimak-driften. Det foregikk på enkleste vis, ved hjelp av underentreprenør ("local farmers"). Målet var å drive opp til

100 m. Det gikk noenlunde bra de første 10 meterne men etter 80 -90 m stoppet det hele av seg selv. Særlig problematisk var det selvsagt der man fikk innlekkasje av vann i sjakta.

For en norsk entreprenør, vant med høye lønnskostnader og lønnsandeler, var det interessant å finne ut at selv på slutten av driving på synk, med bare en eller to salver i uke, var fortsatt kostnadene neppe høyere enn på Alimak-driften. Dette selv om inndriften nedenfra lå minst 5 ganger høyere.

Etter avsluttet stross ble sjakt-tversnittet kontrollert og eventuell etterspreng ing og tilleggssikring utført. Deretter ble sjakta rensket for alt løst på "liggen" før montasje av den permanente skinnegangen for glidestøp ble påbegynt. (For den som er vant til å ferdes i 45-graders sjakter, må jeg si at forskjellen til en 58-graders sjakt er vesentlig. I en 45-graders sjakt kan man klatre og legge fra seg ting, i en 58-graders sjakt beveger alt seg bare en vei, og det stopper ikke før det er nede).

Utstøping av sjaktene

Etableringen av skinnegangen for gliden foregikk i to trinn. Metoden ble endret underveis, men etterhvert gikk man over til først å montere de 38 kgs skinnene på fjellbolter med skikkelig avstivninger. Dette foregikk nedenfra og opp, ved at man hadde en montasjetralle som gikk på den midlertidige skinnegangen fra strossen. Når skinnegangen i full lengde, med sporvidde 3,8 m, var montert og kontrollert, startet neste trinn som var forskaling og støp av fundament med bredde 40 cm under skinnegangen. Dette arbeidet er tungvint og tidkrevende i en bratt sjakt, og jeg tror knapt det finnes noen måte man unngår eller vesentlig reduserer vanskene ved dette på. Arbeidet var kraftig undervurdert fremdriftsmessig.

Selve sjaktgliden har gått svært bra. Uøvde mannskaper kom raskt opp i en glidehastighet på 3,0 m i døgnet, og seinere 4,0 og 4,5 m. For de neste sjaktene er det planlagt en gjennomsnittlig fremdrift på 4,0 m pr dag. Det vil entreprenørene greie.

Jekkesystemet på gliden er enkelt. Hele riggen klatrer eller trekkes opp etter skinnegangen. Riggen var konstruert og bygget av den lokale entreprenøren (FCB), som hadde fersk erfaring fra et tilsvarende prosjekt nær Guangzhou der sjaktdiameteren er på 9,0 m.

Etter avsluttet utstøping skal sjaktene injiseres, for nedre del med maksimaltrykk opp til 9,0 Mpa. Fjellet i området er svært tett. Vi har foreslått en del forenklinger av injeksjonsopplegget for sjaktene, med vi vet foreløpig ikke i hvilken grad byggherren vil følge våre råd. Ofte stanger vi hodet mot standard-bestemmelser som ikke lett kan fravikes.

Vertikalsjaktene

Drivingen av vertikalsjaktene, den lengste med lengde på mer enn 130 m, og med diametere på fra 6,0 til 10,0 m, foregikk stort sett tilsvarende drivingen av skråsjaktene. Forskjellen var at man ikke hadde Alimak, og at man derfor for pilotsjaktene brukte en kombinasjon av synkdrift og (ganske bokstavelig) klatring

oppover. Begge deler blir gjerne problematisk etter 30 - 40 m, særlig hvis man støter på partier med dårlig fjell.

Strossen skapte også problemer, særlig på grunn av at pilotsjaktene var drevet med minimumstverrsnitt, ca. 1,5 x 1,5 m. Propp forekom derfor adskillige ganger. På den siste store sjakta løste man dette problemet ved først å utvide pilotsjakta til 3 x 3 m, og så strosse til fullt tverrsnitt, 8 m diameter. Veggene i vertikalsjaktene ble sprøytet etterhvert som man strosset seg ned.

Det skal utføres glid i to eller tre av de lengste vertikalsjaktene, i tillegg til de to 60 m lange lukesjaktene for øvre inntak. Her benytter man det vanlige systemet med jekker og klatrestål.

Den kan også nevnes at man for de 70 m lange skråsjaktene ved nedre inntak (avløp) benytter en 6 m lang hydraulisk operert tunnelform, ganske tilsvarende hva en norsk entreprenør kunne tenke seg å bruke på en slik oppgave. Diameteren her er 4,4 m.

Stabilitetsproblemer i inntaksområdet

Koblingsanlegget skal plasseres på et område som sprenges ut på kote 350, like over de 6 inntakene som ligger nede på kote 285. Skråningsvinkelen opp til tverrslaget til sjaktene og til fjellveien som krysser over her ved kote 500, er på omkring 45 grader. Da man for alvor kom i gang med sprengningen for koblingsanlegget like før nyttår 1996, oppsto det etterhvert problemer som viste seg å få svært alvorlige konsekvenser.

Etter et par mindre ras ble det klart at store deler av skråningen var i bevegelse. Som et første tiltak forsøkte man å stabilisere det hele ved å installere et belte med knapt 20 kabelstag, som skulle forspennes til 250 tonn hver. Men før man kom så langt som til oppspenningen, gikk et nytt ras som klart demonstrerte at disse tiltakene var fullstendig utilstrekkelig. Arbeidene ble stoppet og man utføre i stedet en grundigere kartlegging og analyse av foreliggende system av slepper, delvis steiltstående og delvis nær overflateparallelle.

De permanente konstruksjonene i dette området er plassert like ovenfor hverandre. Man kan av praktiske og sikkerhetsmessige årsaker stort sett bare arbeide på ett nivå av gangen. Lite heldig er det også at man har plassert anleggets sentrale kontrollbygning - en bygningskropp på 8 etasjer, med omfattende installasjoner og lang montasjetid - like ved siden av koblingsanlegget. Stopp i fremdriften berørte både inntakene, som inkluderer store betongarbeider, og også sprengning og betongutforinger av de 6 inntakssjaktene.

Da konsulentenes reviderte planer forelå, viste deg seg at det måtte sprenges nær 200.000 m³ fjell ekstra, omtrent 100 m oppetter skråningen fra bakveggen av koblingsanlegget. Hele skråningen opp til veien blir sikret med kabelstag, minimum 300 stk med lengder fra 25 m og opp til knapt 50 m. Store felter blir sikret med 12 m lange kamstålsbolter i rutemønster 3 x 3 m. Skråningen på mer enn 30.000 m² sluttbehandles med nettarmert sprøytebetong.

Det er åpenbart at disse tilleggsarbeidene i et område som allerede i utgangspunktet var tidskritisk har skapt store problemer for entreprenør og byggherre. Stor ressursinnsats og kreativitet er nødvendig for å kunne nå i mål etter planen.

Dessverre viste det seg at flere vanskeligheter var under utvikling i nærheten av inntaksområdet.

Det store jord- og steinraset

29. mars 1996 - etter langvarig regnvær i området - gikk det et jord- og steinras som sperret elveløpet ca. 500 m oppstrøms nedre inntaksområde, og etter kort tid førte det til at elva tok veien gjennom kraftstasjonen via adkomsten til takskiva. I stasjonen var vi godt i gang med sugerørsmontasjen og med de første betongarbeidene. Alt ble oversvømmet av en foss som sto ut fra gavlveggen i stasjonen. Heldigvis kunne drenasjetunnellen ut fra stasjonen ta unna for den vannføringen vi hadde på dette tidspunkt. Stasjonen druknet derfor ikke.

Situasjonen var svært så uoversiktlig de første døgnene etter raset. Det kom også et ras til dagen etter. Tilsammen ca. 300.000 m³. Rasmassene toppet seg opp nesten 40 m på den andre siden av dalen. Ingen mennesker ble tatt av raset. De to veiene fra oppstrømssiden til inntaksområdet ble brutt, og det viste seg også at det var svære sprekker i veibanen på fjellveien, som her krysset over på kote 520 oppe i fjellsiden.

Hvis veien ble brutt her, ville vi være uten adkomst til øvre reservoar, inntakene og øvre del av sjaktene. En av de første beslutninger som ble tatt, var derfor å drive en 600 m veitunnel forbi rasområdet på 520-nivået.

De første analysene som ble presentert viste at det kunne være fare for fremtidige ras i samme område. Labilt steinvolum ble anslått opp mot 1 mill m³. Områdene innover langs nedre reservoar har blitt kontrollert på nytt, for å vurdere risiko for ytterligere ras. Det er siden i vår utført omfattende kjerneboringer og det er drevet en rekke undersøkelsestunneler. Det som gjør problemet ekstra delikat er at rasmassene fra dalsiden vil havne i nedre reservoar og dermed redusere det effektive volumet. I praksis ville rasmassene måtte lastes opp og kjøres ut. Det ble derfor besluttet å drive en ekstra omløps- og transporttunnellen ved dammen, med kapasitet til å ta 100-årsflommen. Denne tunnellen, vel 400 m lang med et tverrsnitt på 60 m², ga oss også pøny adkomst til inntaksområdet. Tunnellen var klar i slutten av juni, før den årlige flomperioden. Flomløpet ble også klargjort, senket og forenklet. Dermed var faren for overtopping av dammen borte.

Det dramatiske raset som nesten druknet kraftstasjonen, førte oss ut i en til de grader uoversiktlig situasjon. Oppfatningen av hva som var det vanskeligste og viktigste problemet forandret seg totalt i løpet av noen få døgn. Etterhvert ble det forhold at elva gikk gjennom kraft-stasjonen og kanskje kunne komme til å drukne maskinsalskrana og undre installasjoner, nærmest et underordnet problem. Slik virket det ikke det første døgnet, da vi forsøkte å ta oss inn i stasjonen. Montasjestoppen i kraftstasjonen ble 2 måneder.

I skrivende stund er det ikke klart hvilke tiltak som ytterligere vil måtte iverksettes i området for å sikre driften og nedre reservoar.

Kinesiske forhold og norske

Kvalitet

Det er vanskelig å si noe rent generelt om kvalitet og kvalitetskontroll/ kvalitetssikring på prosjektet. Mitt inntrykk er middels, men ujevn kvalitet. Både på fjell- og betongsiden opplevde jeg fagfolk med stor kompetanse. På enkelte områder er kvalitetskontrollen nitid, på andre områder synes det ikke å eksistere. Et eksempel: Jeg interesserte meg svært mye for kvaliteten av utført sprøytebetong og ble stort sett konfrontert med fine testresultater av utstøpte terninger! Det må tilføyes at språkproblemer lett kan bidra til å gi et diffust inntrykk av forholdene på dette feltet.

Sikringsarbeider

På dette området er det åpenbart store forskjeller mellom kinesisk og norsk praksis. Dette har blant annet sammenheng med vår differensiering mellom arbeidssikring, som er entreprenørens (mannskapenes) ansvar og permanentsikring som er byggherrens ansvar. Det kan tenkes at vi i noen tilfeller i Norge er for opptatt av en god rensk, men at problemet på Tianhuangping var det motsatte, er i alle fall min overbevisning.

Jeg forsøkte ganske forgjeves å få folk til å erkjenne at en skikkelig rensk ville kunne være en god måte å spare tid og penger på, også i forbindelse med permanentsikringen. Anleggets store stab av kvalifiserte geologer var som hovedregel kun opptatt av sikkerheten for det permanente anlegget. (På den annen side forundret deg meg mange ganger, hvor lang tid, blokker som jeg ville forsverge ville komme ned ved aller første anledning, virkelig ble hengende.)

Utvikling på sprøytebetongsiden, som er en viktig del av den effektivisering av tunneldriften som har foregått i Norge de siste 10-15 år. Det som blir utført av sprøytebetong på Tianhuanping minner i om norske forhold før fibersprøytingen slo igjennom. (Fiberbetong vurderes som meget dyrt.)

Sikkerhetsforhold (HMS)

Språkproblemene kompliserer vurderingen av forholdene også her. Kineserne har sikkerhetsorganisasjon og inspeksjoner m.v. som tilsvarer det vi opererer med. I konkrete diskusjoner virker det ofte som kravene deres hadde samme form som våre. Mange er også svært interessert i å høre om norske forhold. Men ikke så sjelden virket det på meg som det også på dette feltet kunne være forskjell mellom liv og lære. Et ikke ukjent fenomen også i vårt land?

Når det gjelder personlig verneutstyr (utenom hjelmer), er situasjonen dårlig på kinesiske anlegg. Jeg var den eneste blant 3.500 på Tianhuangping som brukte vernesko.

Kompetanse på designsiden

De store lokale konsulentene som opererer på vannkraftsiden, har imponerende referanselister. Det er, naturlig nok, med det omfang av utbygging som foregår. Ingen tvil heller om at de har topp kompetanse på alle områder. Og der de ennå ikke har den, tilegner de seg den svært raskt. De er særdeles seriøse og kreative, men etter min oppfatning noe hemmet av systemet der standarder og retningslinjer gir beskrankninger. Det som også kan virke som en svakhet, er avstanden mellom

konstruksjons- og utførelsessiden. Her mener jeg at vi i denne del av verden har fordeler.

Arbeidskraft som alternativ
Noe som oppleves som overraskene er blandingen av effektive metoder med store maskiner, og kanskje like ved siden, hærskarer av folk utstyrt med de aller enkleste redskaper. I Kina er manuell arbeidskraft fremdeles et godt alternativ når oppgaver skal løses. Ofte også det billigste alternativet. For visse oppgaver også en rask metode.

Det virker lett litt forvirrende at en showel laster ut 90 % av massen på 1/2 skift, og så bruker 30 mann 4 dager på resten.

Det er klart raskere å drive en 60 m² tunnel med hydraulrigg enn å drive den ved å gå foran med en pilottunnel som så strosses med knematere til fullt tverrsnitt. Men den siste driften er nok ganske sikkert den rimeligste så lenge man kan ta seg tid til det. Vedlikehold av anleggsveier gjøres hovedsaklig manuelt. Veihøvler brukes lite.

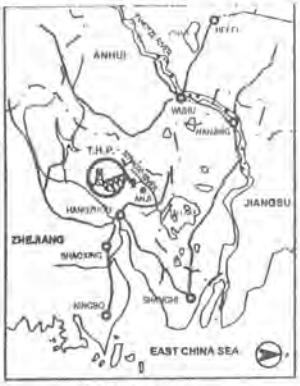
Maskin- og elektroleveranser

Et internasjonalt konsortium, ledet av Kværner, står for leveransene på turbin- og generatorsiden. I tillegg til Kværner består gruppen av GE, Canada og Elin, Østerrike som leverer elektrosiden med generatorer og styringssystemer. Kinesiske firmaer står for montasjen, mens Kværner-gruppen har folk til å overvåke det, og står for igangkjøring.

Sluttbemerkning

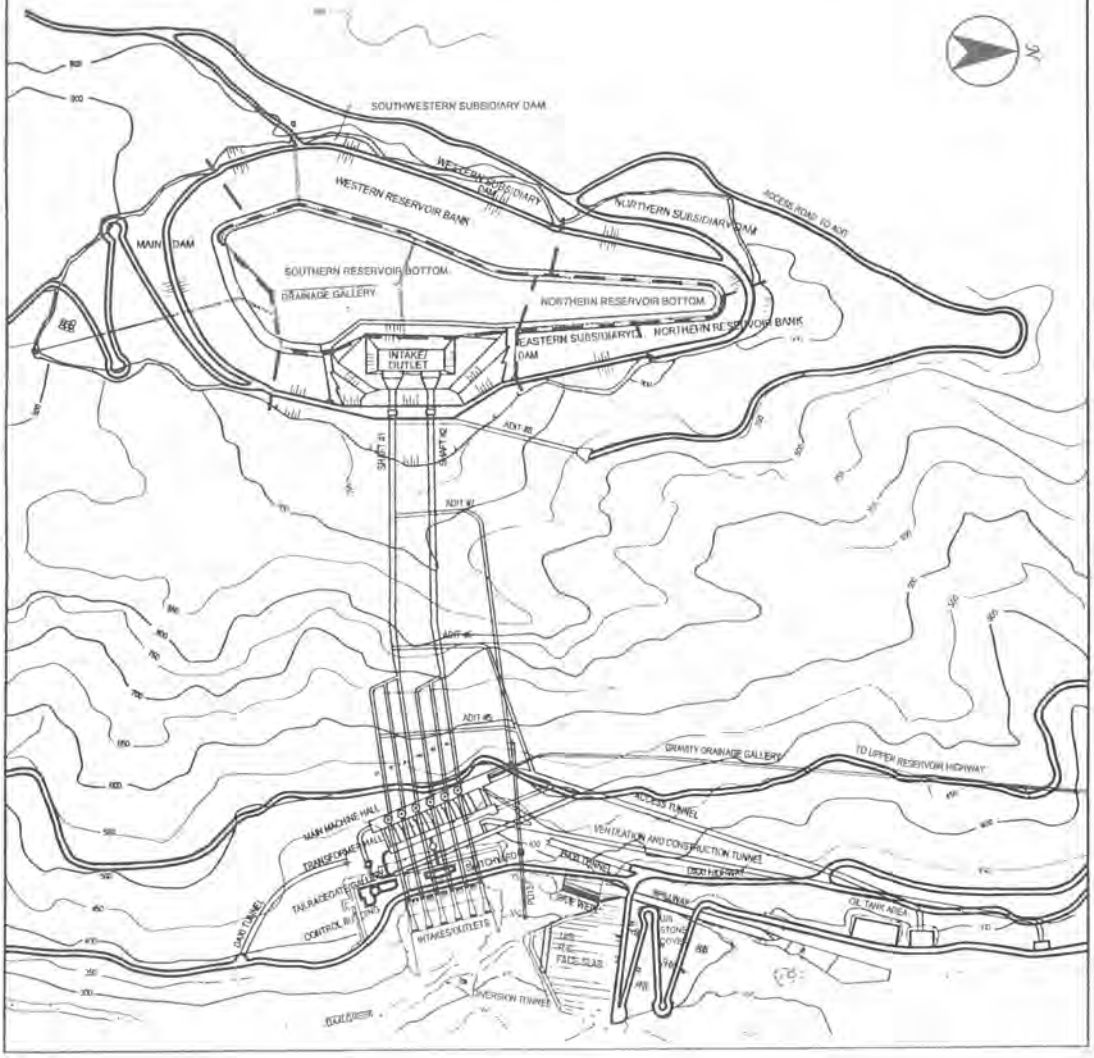
Utbygging av pumpekraftverket i Tianhuangping virker på mange måter som en ren drømmeoppgave for en norsk entreprenør. Hver av delentreprisene på anlegget er i seg selv oppgaver så store og interessante at bare de største utbyggingene hjemme kan måle seg.

Jeg liker å tro at vi her hjemme er dyktige på underjordsdrift. Mitt opphold i Kina har ikke svekket min barnetro i så måte. Tvertimot, jeg er rimelig sikker på at det er mange oppgaver i utlandet der innsats fra vår side ville være bra for alle parter. Vi må imidlertid lære oss å forstå at gode erfaringer fra Norge ikke nødvendigvis og uten videre kan nyttigjøres i et annet land.



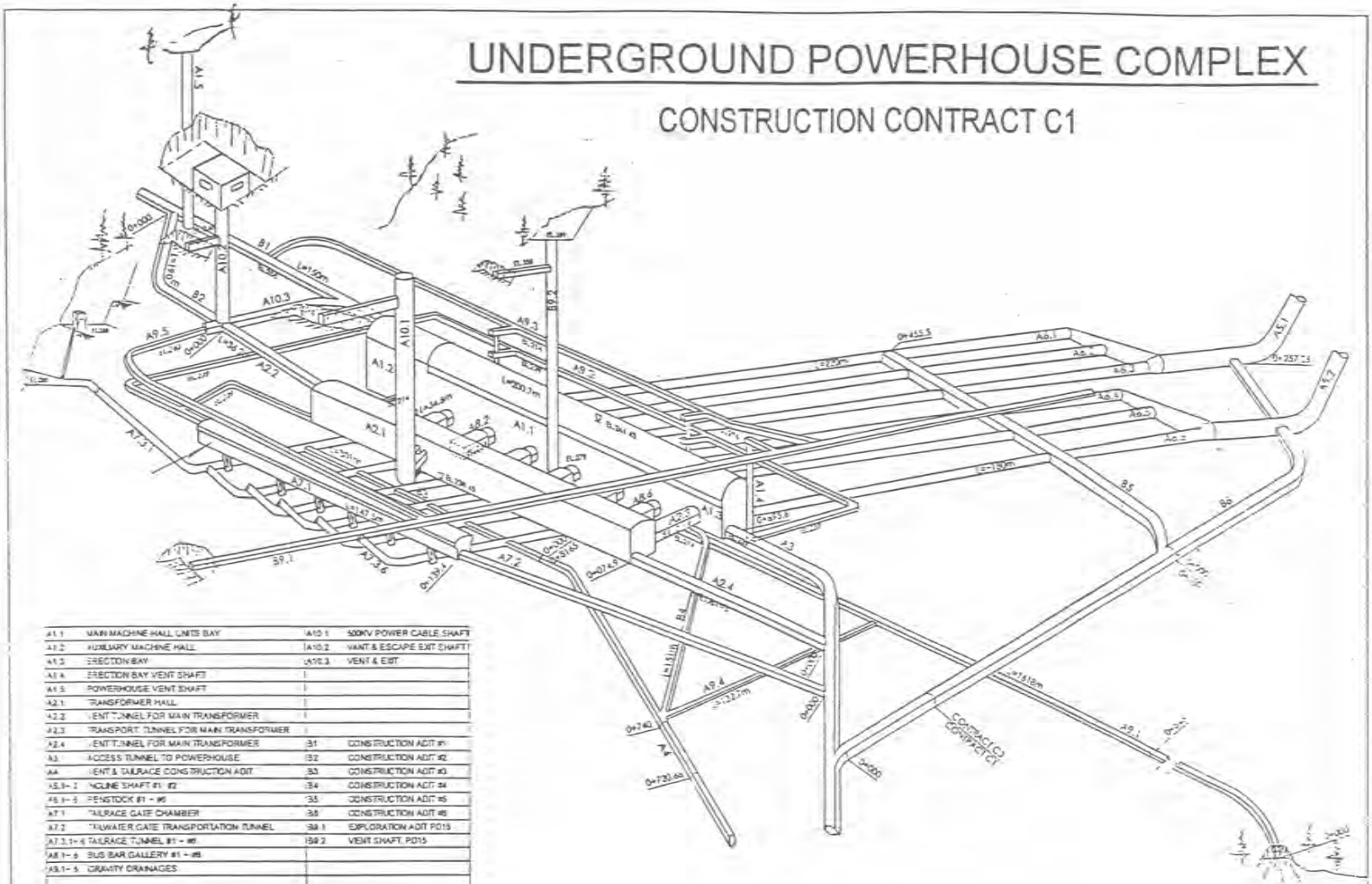
KEY MAP

GENERAL LAYOUT OF TIAN HUAN PING PUMPED STORAGE PROJECT



UNDERGROUND POWERHOUSE COMPLEX

CONSTRUCTION CONTRACT C1

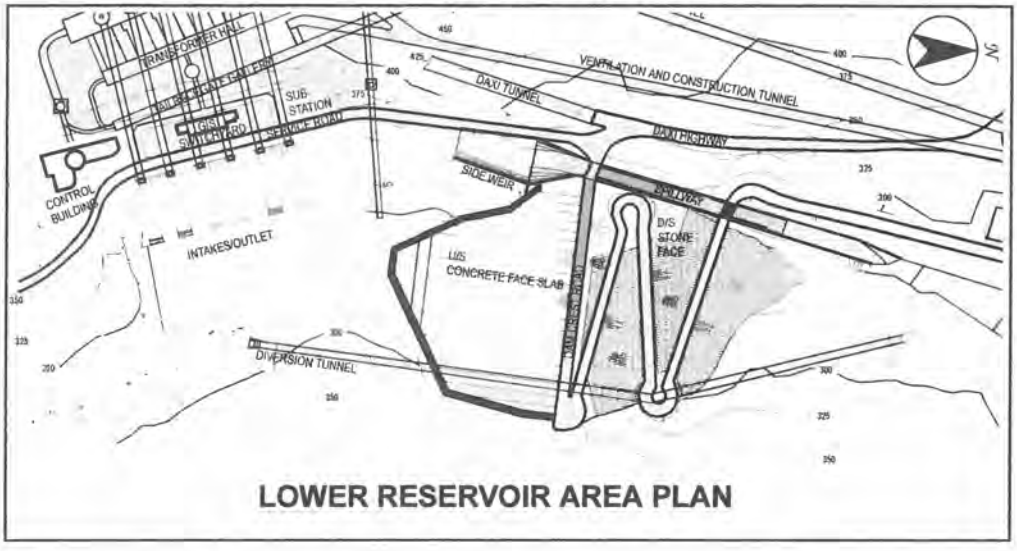


A1.1	MAIN MACHINE HALL UNITS BAY	A10.1	500KV POWER CABLE SHAFT
A1.2	AUXILIARY MACHINE HALL	A10.2	VAINT & ESCAPE EXIT SHAFT
A1.3	ERECTION BAY	A10.3	VENT & EXIT
A1.4	ERECTION BAY VENT SHAFT		
A1.5	POWERHOUSE VENT SHAFT		
A2.1	TRANSFORMER HALL		
A2.2	VENT TUNNEL FOR MAIN TRANSFORMER		
A2.3	TRANSPORT TUNNEL FOR MAIN TRANSFORMER		
A2.4	VENT TUNNEL FOR MAIN TRANSFORMER	B1	CONSTRUCTION ADIT #1
A3	ACCESS TUNNEL TO POWERHOUSE	B2	CONSTRUCTION ADIT #2
AA	VENT & TAILRACE CONSTRUCTION ADIT	B3	CONSTRUCTION ADIT #3
A5.1~ 2	INCLINE SHAFT #1~ #2	B4	CONSTRUCTION ADIT #4
A5.3~ 6	PENSTOCK #1 ~ #6	B5	CONSTRUCTION ADIT #5
A7.1	TAILRACE GATE CHAMBER	B6	CONSTRUCTION ADIT #6
A7.2	TAILWATER GATE TRANSPORTATION TUNNEL	B9.1	EXPLORATION ADIT P015
A7.3.1~ 6	TAILRACE TUNNEL #1 ~ #6	B9.2	VENT SHAFT, P015
A8.1~ 6	BUS BAR GALLERY #1 ~ #6		
A9.1~ 5	GRAVITY DRAINAGES		

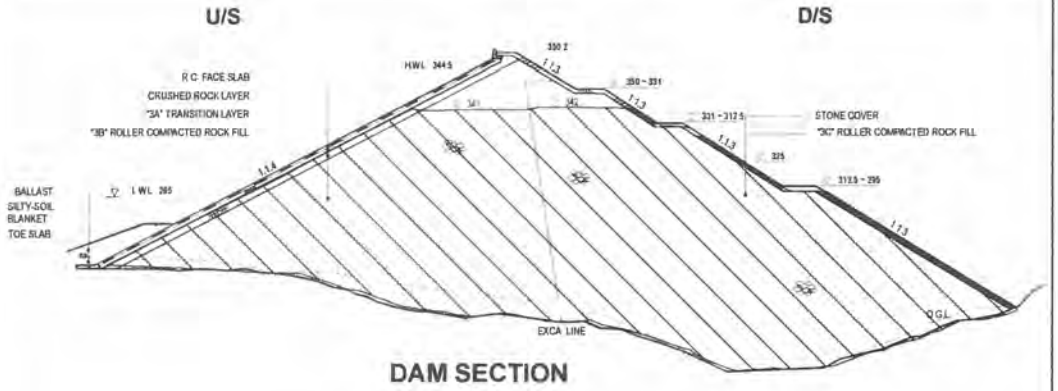
COLOR: Composite SCREEN: Device's default PLATE: 1 of 1

LOWER RESERVOIR AREA

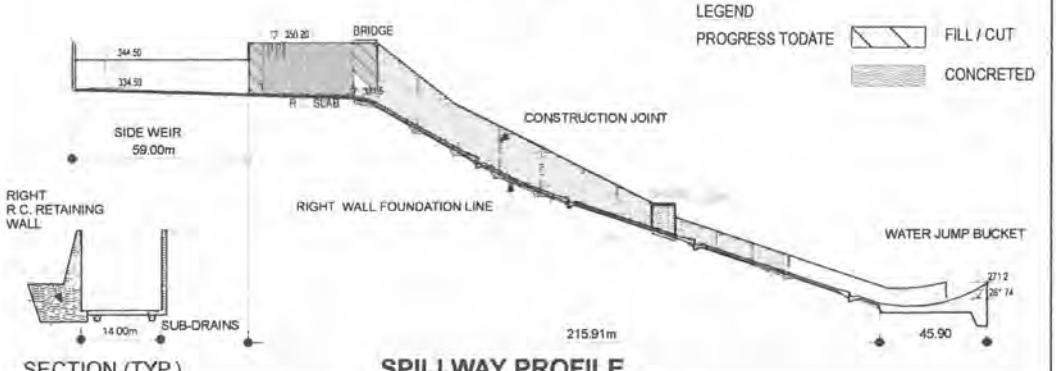
CONSTRUCTION CONTRACT C1



LOWER RESERVOIR AREA PLAN



DAM SECTION

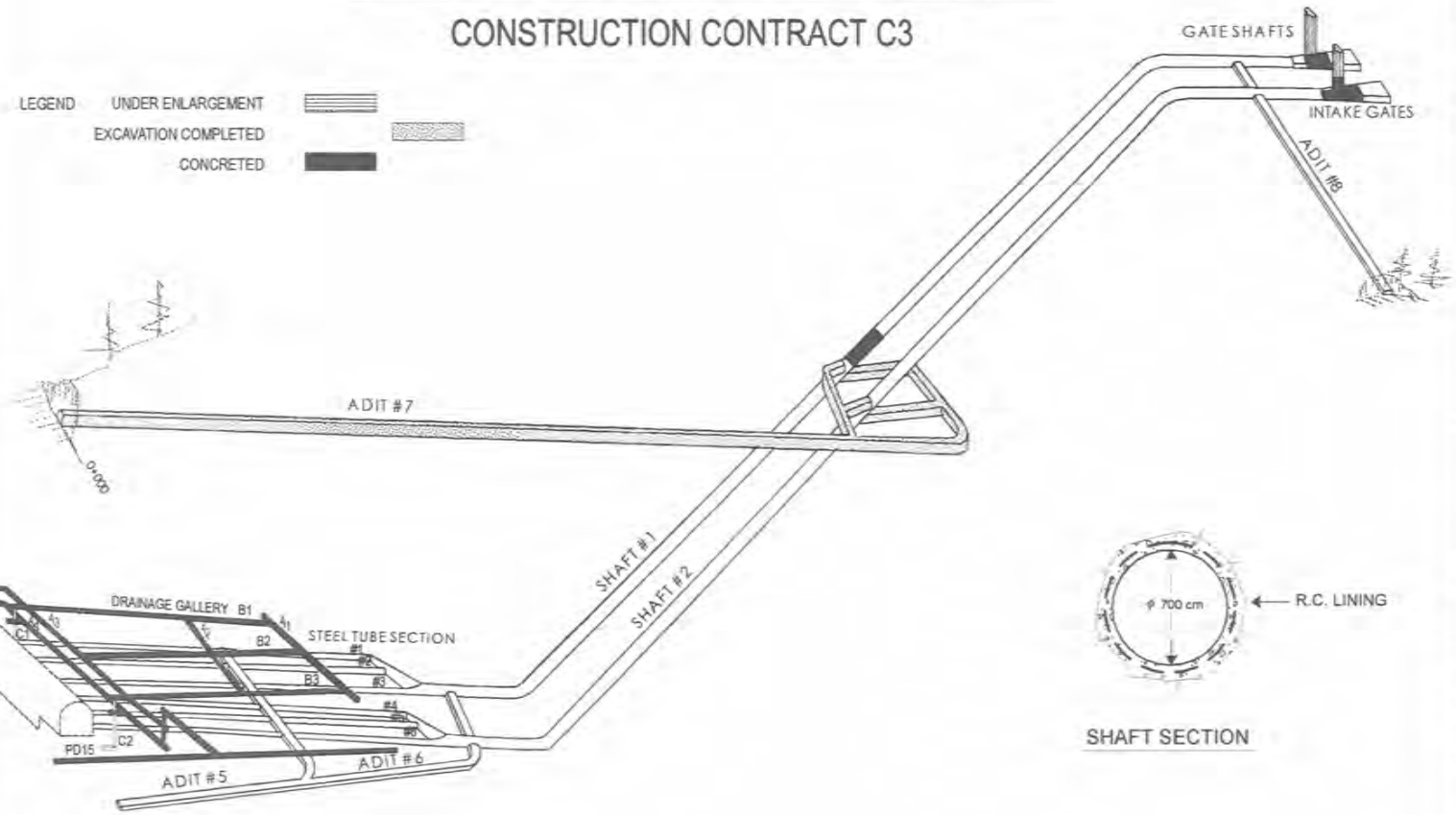


SECTION (TYP.)

SPILLWAY PROFILE

WATER CONVEYANCE SYSTEM

CONSTRUCTION CONTRACT C3



Adm. direktør Terje R. Venold
Veidekke ASA

HMS I ANLEGGSINDUSTRIEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

SPRØYTEBETONG - UNIVERSALMIRAKEL ELLER KALKEDE GRAVER SIKKERHET VED SPRØYTEBETONGSIKRING

SIV.ING PER BOLLINGMO. NOTEBY A/S

SAMMENDRAG

Sprøytebetong er blitt ett av de viktigste sikringsmidler i norske fjellanlegg. Brukt riktig er sprøytebetong et utmerket middel til å gi god sikkerhet både i anleggsfasen og som permanent sikring. Moderne driftsmetoder, tidspress og andre forhold har imidlertid gjort at sprøytebetong blir brukt på en måte som gjør at nødvendige geologiske vurderinger, og sikring som rensk og bolting ikke blir utført slik det er ønskelig for å ivareta sikkerheten både på kort og lang sikt. Dette gjør at man på mange anlegg får redusert sikkerhet, samtidig som man får økte kostnader på sikringsarbeidene. Det er sannsynlig at man idag har en tendens til å benytte sprøytebetong både på for godt og for dårlig fjell. Særlig troen på fiberarmert sprøytebetong gjør at mange har en tendens til å benytte dette som et salgs universalmiddel, uten at man har den nødvendige innsikt i virkemåten.

SUMMARY

Sprayed concrete is one of the most important supporting measures in Norwegian underground constructions. Used correctly this is a proper method to maintain safe conditions both in the construction period and in permanent use of the project. Over the last years, a change in construction and supporting methods have changed the use of sprayed concrete in such a way that necessary evaluations on geological features are not carried out properly. Also supporting methods as scaling and rock bolting are performed in a manner that reduces the safety. Costs for supporting works are also increased. Probably, sprayed concrete is used both under too good and too bad rock conditions. Particularly it is an excessive belief in fiber reinforced concrete as an universal method that can solve any rock supporting problem.

Sprøytebetongen er en vesentlig grunn til at vi kan bygge billig og godt i fjell

Fjellsprengningskonferansen er bransjens «Sarons dal» hvor menigheten samles, klapper hverandre på ryggen, roper halleluja og er skjønt enig om at «vi er verdensmestre i fjellsprengning».

Det er muligens riktig at vi er verdensmestre i å sprenge fort og billig, men er vi fornøyd med resultatet? Er sikkerhet og helse godt nok ivaretatt i anleggsperioden, og etterlater vi oss pene og sikre anlegg med høy kvalitet og akseptable vedlikeholdskostnader for de som kommer etter oss ? Jeg er redd svaret ikke alltid er ja.

Sprøytebetongteknologien har gitt oss et fantastisk sikringsmiddel, som sammen med bolter og rensk danner grunnstammen i det som gjøres av sikringsarbeider i norske fjellanlegg, og som er en av hovedårsakene til at vi bygger så raskt og billig i fjell i Norge. Imidlertid er det i den senere tid stilt spørsmål både ved sprøytebetongens bestandighet over tid, og sikkerhetsaspektet på kort og lang sikt slik jeg gjør nå. Spørsmålet om sprøytebetongens bestandighet blir tatt opp av andre, så dette skal jeg la ligge.

Rekkefølgen er viktig

Salig professor Selmer-Olsen lærte oss i sin tid at etter at man har sprengt skal man renske, deretter bolte, og deretter skal man legge på sprøytebetong hvis det er nødvendig. Vi fikk vite at man skal være svært forsiktig med å legge på sprøytebetong før rensk og bolting. Hvis fjellforholdene skulle gjøre dette nødvendig er det viktig å få registrert geologien før det hele dekkes til. Sprøytebetong er et utmerket sikringsmiddel hvis det brukes riktig, men kan gi kalkede graver hvis det brukes feil.

Når man diskuterer denne prosedyren ved dagens anlegg er det i utgangspunktet enighet blant alle parter om at dette er riktig. Det gjenspeiler seg gjerne i kvalitetsplanen for anlegget, som lages før man starter, at slik skal det gjøres. Hva skjer så når man kommer igang ? Etter en rask maskinrensk dekkes det hele til med sprøytebetong. Begrunnelsen er gjerne sikkerheten for stuff-folkene. Det er selvsagt tilfeller hvor fjellforholdene gjør det helt nødvendig å legge på sprøytebetong som det første man gjør, men dette er unntaket.

Men er det tilfredsstillende sikkerhet hvis man etter å ha lagt på sprøytebetong umiddelbart begynner å arbeide på stuff under fersk betong og fjell som ikke er skikkelig rensket og boltet? Svaret kan neppe bli annet enn nei.

Når man så på et senere tidspunkt skal sette bolter er man avskåret fra den direkte observasjonen av sprekker og andre strukturer i fjellet. Dette gjør at man kan ikke plassere bolten akkurat der hvor den gjør størst nytte og kanskje er helt nødvendig. Ofte blir det til at man velger et systematisk mønster hvor man i beste fall setter endel unødvendige bolter, og i verste fall ikke plasserer bolter der de er nødvendige. Selv om en slik fremgangsmåte gir en tilsynelatende sikkerhet for stuff-folkene kan man med god grunn spørre om den ivaretar den permanente sikkerheten for prosjektets levetid.

Forståelsen av sprøytebetongens virkemåte er for dårlig

Sprøytebetong er blitt et sesam sesam som skal løse alle problemer, men det er for dårlig kunnskap om sprøytebetongens virkemåte. En klokkertro på fiberarmering gjør at fiberbetong brukes ukritisk «fordi det er best». Man mener åpenbart at fiberarmeringen skal kompensere for dårlig heft og svakheter ved utførelsen, og at man skal kunne bygge over leirslepper og knusningssoner uansett tilstand og størrelse. Noen mener tydeligvis også at fiberarmering kan sammenlignes med konvensjonell armering, og til disse kan man kanskje anbefale å forsøke å regne på armeringstverrsnittet!

Sprøytebetong brukes i stor grad på svakhetssoner som tidligere ble kontaktstøpt fordi det er raskere og billigere, uten at man har noen god forståelse av virkemåten til konstruksjonen, og slett ingen kunnskap om hvilken belastning konstruksjonen får.

Det er utrolig hvilken psykologisk beroligende effekt sprøytebetongen har. Såsnart fjellet er sprøytet er man såre fornøyd. Det hele ser trygt og godt ut. I de fleste tilfeller er dette riktig, men det kan også være en farlig felle.

Kritiske stemmer har sagt at vi nå i Norge bruker sprøytebetong i for stor grad både på for godt og for dårlig fjell. Det første koster for mye, og det andre gir dårlig sikkerhet.

Det er kanskje på tide at man tar en grundig diskusjon om fremtidig bruk av sprøytebetong og ikke bare aksepterer sprøytebetongen som et «universalmirakel».

Mange årsaker til en uheldig utvikling

Hva er så årsaken til denne utviklingen ? Det finnes neppe én bestemt slemming i klassen som skal bebreides, men jeg skal forsøke å peke på noen momenter:

* Fjellarbeider har etterhvert blitt en industri mere enn det håndtverket det var før. Stuff-folkene er blitt maskinførere og dataoperatører som har liten «nærkontakt» med fjellet. Man får ikke den direkte og intime detaljkunnskap om fjellet som man fikk ved å arbeide med knemater og spett. Metodene blir derfor grovere, raskere og mere industrielle, og det er betydelig fare for at viktige forhold vedrørende sikring av fjellet ikke blir vurdert eller oversett. Sprøytebetongen dekker over det hele.

* Myndigheter og byggherrer legger opp til et hardt tidspress med korte byggetider på prosjektene. Tidspresset på de fleste anlegg gjør at man velger raske løsninger uten å tenke på ettertiden i nødvendig grad. Sprøytebetongen gir en tilsynelatende sikker fjellflate for å komme videre, men kan være en kalket grav.

* Konsulenter og byggherrer lager mere «alt inklusive»-beskrivelser og rigorøse kontraktsbestemmelser som kan ha store kostnadskonsekvenser. Entreprenørene tør ikke å ta forbehold, og man bli presset på tid og økonomi på prosjektene slik at man velger løsninger som ikke nødvendigvis fremmer sikkerheten eller er gunstige for byggherren på lang sikt. Sprøytebetongen dekker ofte svakhetene på kort sikt.

* Konkurransen er knallhard og prisene lave slik at entreprenørene ser seg nødt til å velge løsninger som ivaretar egen økonomi. Eksempelvis er det blitt ganske vanlig å bestille sprøytebetong før salva går og man i det hele tatt har sett på fjellet og vurdert behovet for sprøyting. Dette kan være bekvemt og lønnsomt fordi man da f.eks utnytter tid som ellers ville vært stillstand, eller man slipper billig unna rensken fordi man er kjapp med å dekke det hele til.

* Rensk er et meget viktig sikringsmiddel og det er min noe uærbødige påstand at det i dagens fjellanlegg er alt for dårlig utførelse på rensken. Denne påstanden gjelder faktisk alle de anlegg og entreprenører jeg har vært i kontakt med de senere år.
Rensk har alltid vært en kilde til konflikter i fjellanlegg, enten man avregner rensken etter medgått tid, etter rensket flate, eller inkluderer rensken i sprengningsprisen helt eller delvis. Det vanligste er vel nå at rensken inkluderes i sprengningsprisen, men det er åpenbart at dette gir et insitament til å redusere renskearbeidet til et minimum. Sprøytebetongen har desverre blitt et middel til å kamuflere mye dårlig rensk, og dette er ingen tjent med hverken med tanke på arbeidssikkerhet eller fremtidig bruk av anlegget.

Det kunne vært fristende å ta opp flere forhold som er med på å redusere kvaliteten på dagens fjellarbeider, som f.eks. røff sprengning med dårlig kontur, papirflommen som er iferd med å kvele nødvendig teknisk oppfølging og kontroll på anleggene både for byggherre og entreprenør, byggeledere uten kompetanse, arbeidsledere uten autoritet, et arbeidstilsyn som mangler kompetanse på fjellarbeider og dermed ikke er istand til å se hva som har betydning for sikkerheten. Jeg er redd temaet blir litt for omfattende for denne anledning, men felles for alle svakheter og mangler som oppstår som følge av dette er at de kamufleres alt for lett med sprøytebetong.

Entreprenørene klager over at de ikke blir betalt for å levere bedre kvalitet, og byggherrene klager over at de blir lurt hvis man ikke lager en vanntett og kontrakt og følger opp med rigorøs kontroll. Denne mangel på tillit og samarbeid mellom entreprenør og byggherre som man ser alt for ofte på prosjektene, gjør det vanskelig å få ønsket kvalitet til en riktig pris. Det konkurransefortrinn vi har hatt ved at vi bygger raskt og billig i fjell kan fort bli borte hvis vi misbruker sprøytebetongen slik at vi totaløkonomisk får dyre anlegg, og samtidig en tvilsom kvalitet.

Våre fortrinn ved å bygge på «norsk» måte kan bli borte.

Vi må passe på så vi ikke mister det fortrinnet vi har hatt ved at vi har vært istand til å bruke fjellet selv som konstruktivt element, istedet for å se på det som en belastning på en sikringskonstruksjon. Ved at vi har hatt fjellfolk som har foretatt kompetente og samvittighetsfulle vurderinger underveis har vi kunnet utføre det sikringsarbeidet som har vært nødvendig, men heller ikke mer. Dette har gitt billige og gode anlegg, men ukritisk og nærmest systematisk og automatisert bruk av sprøytebetong kan fort ta fra oss dette fortrinnet både fordi det blir dyrere, og fordi kvalitet og sikkerhet blir redusert.

Jeg beklager at dette innlegget kanskje ble noe negativt, og det er vel en viss fare for at man blir karakterisert som surmaget og grinete, men med snart 30 års erfaring med de fleste entreprenører og ganske mange byggherrer synes jeg det er på sin plass at man tar dette temaet opp til diskusjon. Sprøytebetong brukt riktig er nemlig noe av et «universalmirakel», men brukt galt er det i beste fall dyrt, og i verste fall farlig. Vi må skjerpe oss !

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 1996

Sprøytebetong i tunneler - bestandighet og langtidsstabilitet

Sprayed concrete in tunnels - durability and long term stability

Sivilingeniør Kjell Inge Davik, Statens vegvesen Vegdirektoratet

0. Sammendrag

Sprøytebetong har vært benyttet i norske vegtunneler siden 1960-årene. Dårlige erfaringer og urealistiske forventninger, spesielt med hensyn til vanntetting og avskallinger, resulterte da i at anvendelsen av sprøytebetong stagnerte. Det har siden vært en kontinuerlig utvikling i metoder og kvalitet.

I de senere årene har det skjedd en dramatisk økning i bruken av sprøytebetong i Statens vegvesen, og den årlige investeringen ligger i dag på rundt 50 millioner kroner. I dagens tunneldrift blir metoden benyttet som arbeids- og permanentsikring i varierende tykkelser. Det kan imidlertid reises tvil om denne utviklingen er riktig da vi vet for lite om metodens holdbarhet. Skader på øvrige betong-konstruksjoner de senere år poengterer også hvor viktig betraktninger og dokumentasjon av levetid vil være for metodens bruksområder i framtiden.

Med dette som bakgrunn startet Vegdirektoratet i 1995 opp prosjektet " Riktig bruk av sprøytebetong i vegtunneler". Prosjektet er 100 % byggherrestyrt og er et samarbeidsprosjekt mellom Statens vegvesen og NSB.

Prosjektet avsluttes i 1997 og dette foredraget presenterer de foreløpige resultatene.

0. Summary

Linings of sprayed concrete may be exposed to a very aggressive environment. The risk of early deterioration is high if the material quality and the performance of the works is not in equilibrium with the environmental loads.

How can the owner be sure of a good and durable final product? Norwegian road tunnels are designed for a service life of 50 years without any major maintenance or rehabilitation programme.

Major durability investigations were performed in 1995 and 1996 and this documentation will function as a platform for the projectwork in 1997 dealing with the revision of existing guidelines for new tunnels and rehabilitation of old. The documentation process will analyze the data and report the findings to create a correct picture of the structures critical failure mechanisms.

The durability investigations are at first based on a condition survey of the lining. This mapping designates areas for core sampling and laboratory testing. Some of these linings have also been mapped and analyzed in earlier programs, five to ten years ago.

The documentation concerning the new and old results will then be compared in order to make an estimation of the total service life of the construction.

The future structures consisting of sprayed concrete must first of all be used based on geological and geometrical concerns. Further, sprayed concrete as a whole needs a continuous development towards increased durability. Such a development should be based on factual experience by learning from our structures.

1. Bakgrunn

Sprøytebetong har vært benyttet i norske vegtunneler siden 1960-årene. Dårlige erfaringer og urealistiske forventninger, spesielt med hensyn til vanntetting og avskallinger, resulterte da i at anvendelsen av sprøytebetong stagnerte. Det har siden vært en kontinuerlig utvikling i metoder og kvalitet.

I de senere årene har det skjedd en dramatisk økning i bruken av sprøytebetong i Statens vegvesen, og den årlige investeringen ligger i dag på rundt 50 millioner kroner. I dagens tunneldrift blir metoden benyttet som arbeids- og permanentsikring i varierende tykkelser. Det kan imidlertid reises tvil om denne utviklingen er riktig da vi vet for lite om metodens holdbarhet. Skader på øvrige betong-konstruksjoner de senere år poengterer også hvor viktig betraktninger og dokumentasjon av levetid vil være for metodens bruksområder i fremtiden.

Med dette som bakgrunn startet Vegdirektoratet i 1995 prosjektet " Riktig bruk av sprøytebetong i vegtunneler".

Prosjektet er differensiert i åtte delprosjekter: 1) Innkjøring- og midtsoner, 2) Undersjøiske, 3) Frostsoner, 4) Sprakefjell, 5) Brannsikring på PE- skum, 6) Bak vann- og frostsikring, 7) Tørt fjell og 8) Materialteknologi og sprøyteteknikk.

Trinn 1:
I samarbeid med nøkkelpersoner på vegkontorene i "tunnelfylker", har prosjektet i første trinn søkt å dokumentere kvalitet og kvalitetsutvikling i eksisterende tunneler. Med dette som grunnlag vil én forsøke å estimere nedbrytningshastighet og levetid. I tillegg har man i dette stadiet av prosjektet måttet vurdere hvordan man lettere kan lokalisere kritiske soner og deretter beskrive tiltak før eventuelle nedfall.

Trinn 2:
Status for arbeidet i første trinn vil danne grunnlag for andre trinn: "Dimensjonering og HMS". En viktig del av dette arbeidet vil også være å verifisere enkelte kritiske parametre påvist i trinn 1.

I tillegg til data fra trinn 1, vil prosjektet utføre tester og instrumenteringer av nyere utførelser.

Styring mot **riktig bruk** av sprøytebetong i tunneler oppnås deretter ved nødvendig revisjon av dimensjoneringsregler, prosesskoder, normaler og retningslinjer, anbudsdokumenter etc.

2. Hva er levetid ?

Krav

Håndbok 163 "Vann- og frostsikring av vegtunneler" krever en levetid på 50 år hvis ikke annet er angitt.

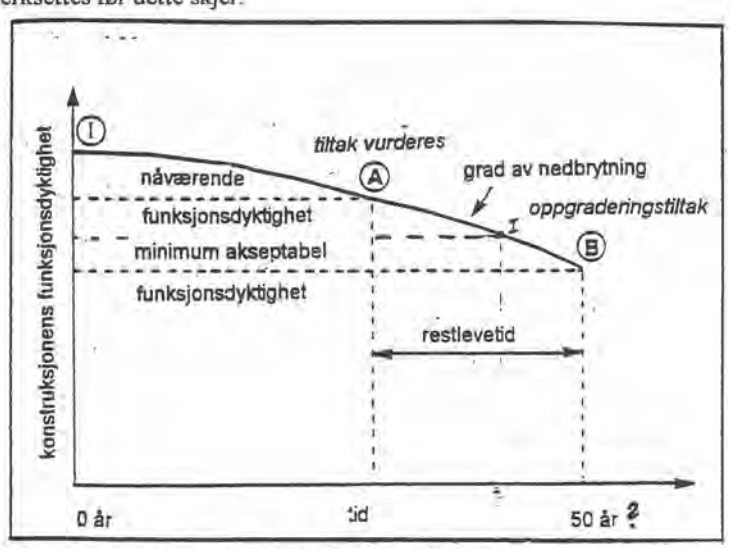
Begrepet levetid må imidlertid sees i forhold til konsekvensene av reparasjoner og kostnad for samfunnet, avhengig av beliggenhet, trafikkmengde, omkjøringsmuligheter og omkjørings-konsekvenser.

Levetidskostnader vil derfor måtte prosjektdifferensieres utfra konstruksjonens viktighet. For eksempel kan det ved tunnelanlegg i klasse E være totaløkonomisk hensiktmessig å sette krav til levetid til 100 år. Minimumskrav bør uansett være 50 år.

Definisjon

For konstruksjoner av sprøytebetong bør levetid defineres som den tid konstruksjonen fungerer som forutsatt (figur 1). Levetiden ansees som over når sikkerhetsfaktoren for hele eller deler av konstruksjonen er under 1. Det vil si at nedfall kan forventes og fare for trafikantene oppstår.

Tiltak må iverksettes før dette skjer.



Figur 1. Reduksjon av konstruksjoners funksjonsdyktighet

3. Resultater i delprosjektene

3.1 Innkjøring- og midtsoner

Sprøytebetong har forskjellig levetid under ulike forhold. Miljøbelastningenes aggressivitet og fjellets beskaffenhet avgjør i høy grad sikringens levetid.

Innkjøringssoner vil i tettbygde strøk være særdeles belastet i og med at tilstøtende vegnett saltes på vinterstid. I tillegg vil man i tunneler med høye trafikkmengder gjennomføre vedlikeholdsrutiner som innbefatter vask av vegger.

I hele tunnelens lengde vil i tillegg den nederste delen (1- 1,5 m), såkalt "sprutsone", være spesielt belastet på grunn av spruting av saltholdig vann fra vegbanen.

Innover i tunnelen vil andre miljølaster også kunne gjøre seg gjeldende ved at CO_2 kombinert med et ugunstig fuktnivå reagerer med betongens kalsiumhydroksid $Ca(OH)_2$ og danner kalsiumkarbonat (karbonatisering). Dette fører til at betongens pH senkes og mulighetene for armeringskorrosjon øker.

Delprosjektet "Innkjøring- og midtsoner" ble etablert for å analysere levetid av sprøytebetong og kritiske parametere i disse sonene separat.

Hvilke erfaringer har vi ?

Karbonatisering

Tunneler på vestlandet viser få tegn til karbonatisering, og tilsvarende er observert for utendørs betongkonstruksjoner.

I tunneler uten ventilasjon viser tendenser at karbonatiseringsdybden er størst nede og midt i tunnelen. I ventilerte tunneler viser imidlertid karbonatiseringsdybden i hengen seg å være dypere enn nede. Grunnen til dette er trolig at viftene drar avgassen opp i tverrsnittet, samt at ventilasjon sørger for en større grad av uttørking av betongen i hengen.

Alle observerte karbonatiseringsdyp er små (max 10 mm), slik at karbonatisering utfra dette ikke kan sies å være noe problem.

Det er påvist at selv rimelige malinger har gunstige effekter på karbonatiseringshastigheten, men ingen av beleggene har imidlertid vist tegn til å virke kloridbremsende.

Kloridinntrenging

De høyeste kloridverdiene ble observert i et belte fra 0,2 m - 1 m over vegbanen. I vederlaget viste målingene et betydelig lavere kloridinnhold.

I tillegg er det en ikke overraskende tendens at kloridnivået varierer med tunnelens høyde over havnivå, med høyest verdier nærmest havet. Undersjøiske tunneler har selvsagt et annet belastningsbilde og behandles i kapitel 3.3.

Generelt

Vi har de vesentligste problemer der veger saltes.

Da større trafikkmengder som regel initierer behov for salting, er karbonatisering og klorid-inntrenging er økende problem med høyere ÅDT og hastigheter.

Tunnelen får større miljøbelastninger når dagsonen har fall inn i tunnelen, særlig ved stort lengdefall og hjulspor i vegdekket. I tillegg vil hyppighet av salting og type salt (tørt/lake) spille inn på de totale miljøbelastninger som kan påvirke betongen.

3.2 Undersjøiske tunneler

Vi runder snart 20 undersjøiske vegtunneler i Norge. I tillegg finnes det undersjøiske tunneler for gass- og oljerørledninger, vann og kloakk.

Det finnes mange likhetstrekk mellom undersjøiske tunneler og tilsvarende anlegg under land.

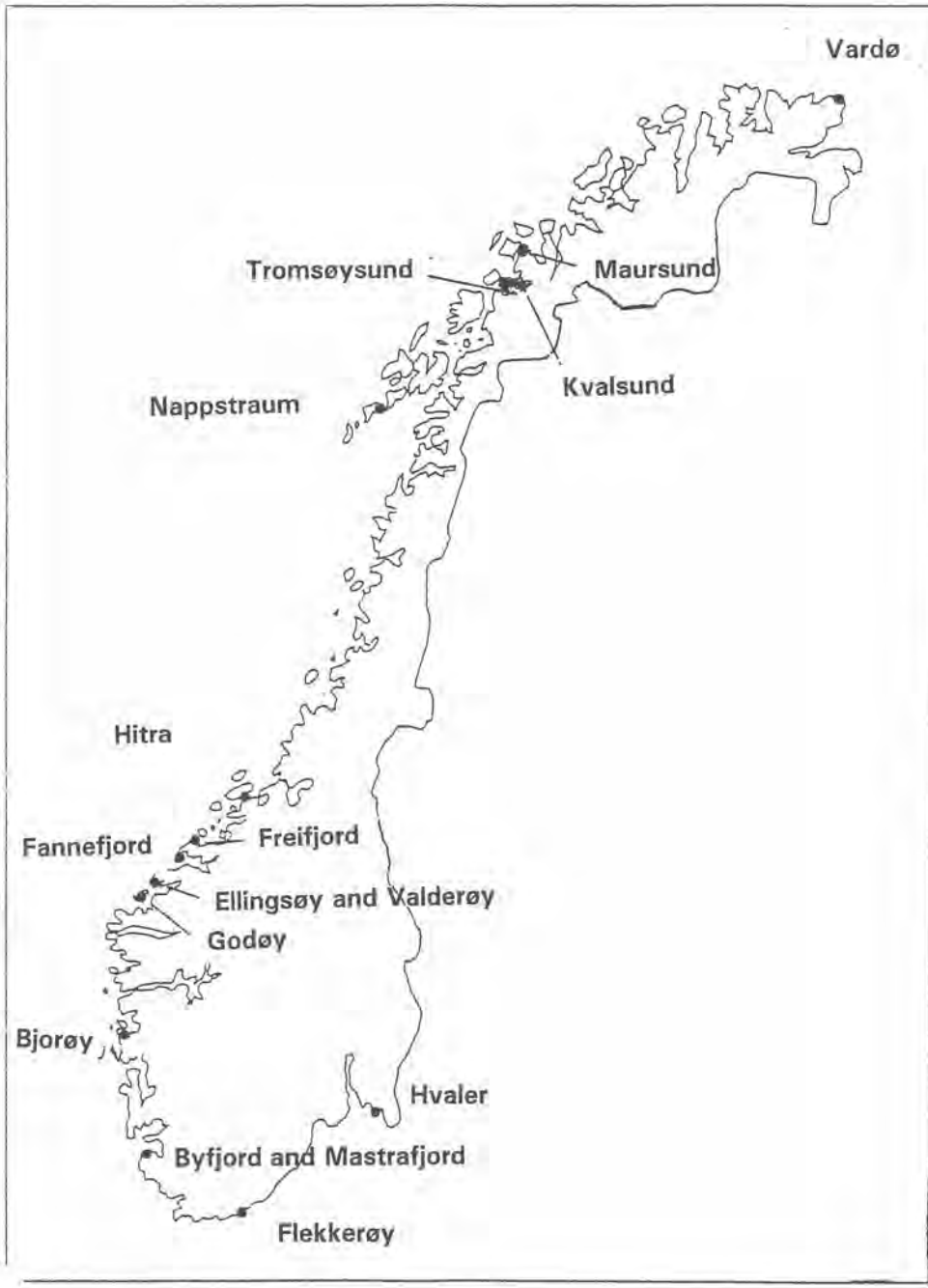
Det finnes imidlertid enkelte markerte forskjeller av ingeniørgeologisk karakter.

- ✔ krysning av markerte svakhetssoner under sjø
- ✔ spesielt aktive svellende leirmineraler som påtreffes i svakhetssoner
- ✔ høye bergspenninger pga. topografi
- ✔ "reservoar" for innlekkasjer er ubegrenset
- ✔ dagfjell som vi kjenner på land forekommer normalt ikke

I tillegg er lekkasjevann selvsagt saltholdig, noe som stiller spesielle krav til sikringsmidlenes bestandighet.

Tabell 1. Undersjøiske vegtunneler i Norge.

	Tunnel:	Ferdig år:	Fasthetsklasse:	
			Saltvann	Ferskvann
1	Vardø	1981	C25	C25
2	Ellingsøy	1987	C35	C35
3	Valderøy	1987	C35	C35
4	Kvalsund	1988	C45	C35
5	Godøy	1989	C45	C45
6	Hvaler	1989	C45	C35
7	Flekkerøy	1989	C35	C35
8	Nappstraumen	1989	C45	C45
9	Maursundet	1990	C45	C45
10	Fannefjord	1990	C45	C45
11	Freifjord	1992	C45	C45
12	Byfjord	1992	C45	C45
13	Mastrafjord	1992	C45	C45
14	Tromsøysund (2 løp)	1994	C45	C45
15	Hitra	1994	C45	C45
16	Bjorøy	1995	C45	C45



Figur 2. Oversikt over undersjøiske vegtunneler i Norge.

Kvalitetsutvikling av sprøytebetong under sjø

Det har siden 1985 blitt utført et omfattende arbeide med hensyn på dokumentasjon av kvalitetsutviklingen av sprøytebetong i undersjøiske tunneler.

I forbindelse med dette prosjektet blir det utført nye undersøkelser i de fleste undersjøiske tunneler med tanke på å innhente ytterligere informasjon om eventuell kvalitetsforringelse.

Undersøkelsene har vært lagt opp som følger:

- ✓ visuell tilstandskartlegging
- ✓ bomkontroll, registrering av nedfall og andre hendelser
- ✓ prøvetaking, tørre partier og hardt belastede, våte partier
- ✓ analyser av borkjerner
  - plan- og tynnslipsundersøkelser
  - kloridinntrenging
  - fiberinnhold/ korrosjon
  - v/c tall
  - homogenitet
  - luftinnhold
  - karbonatiseringsdybde
  - kjemisk nedbrytning/ omvandling
  - trykkfasthet
  - vannpermeabilitet
  - kapilærabsorpsjon

- ✓
  - *evaluering*
  - *tilstand*
  - *årsak*
  - *konsekvens*
  - *tiltak i eksisterende tunneler*
  - *endringer i styringsdokumenter for nye tunneler*

Riktig bruk !

Hvilke erfaringer har vi?

Vardøtunnelen (1981)

Sprøytebetong i Vardøtunnelen var i dårlig forfatning allerede i 1986. Tynn sprøytebetong hadde i enkelte områder skallet av. Betongen var opprinnelig ment kun som arbeidssikring og hadde en spesifisert fasthetsklasse på C25 uten stålfiber. Avskallingen av sprøytebetongen skyldtes vannlekkasjer og påfølgende utvasking og kjemiske reaksjoner mellom saltvann og sementlim.

Ellingsøytunnelen (1987)

På bakgrunn av erfaringene fra Vardø besluttet Statens vegvesen å øke kravene til sprøytebetong som fjellsikring til C35. Resultatene fra undersøkelser i 1990 indikerte begynnende nedbrytning av sprøytebetongen. Målingene viste et høyt kloridinnhold, og motstanden mot kloridinntrenging var liten. Det ble observert korrosjonstendenser på stålfibrene. I tillegg ble det observert utfellinger/omdannelser nær kontaktsonen mot fjell med et høyt magnesiuminnhold i betongen. Konklusjonene utfra resultene var dengang at tiltak burde iverksettes, slik at den allerede påbegynte nedbrytningen ikke fikk utvikle seg fritt.

Nye prøvetakinger er utført høsten 1996 og resultater vil foreligge mot slutten av året. Prøver er tatt på samme steder som i 1990.

Valderøytunnelen (1987)

Resultatene fra undersøkelsene i 1990 viste at sprøytebetongen i tunnelen ikke viste nevneverdig tegn til nedbrytning. Det ble observert noe utfellinger/omdannelser nær kontaktsonen mot fjell. Trykkfastheten var tilfredsstillende, og kloriddiffusjonsmålingene viste at betongen har relativt høy motstand mot klorid inntrenging.

Nye prøvetakinger er utført høsten 1996, og resultater vil foreligge mot slutten året. Prøver er tatt på samme steder som i 1990.

Kvalsundtunnelen (1988)

I Kvalsundtunnelen ble krav til trykkfasthet øket ytterligere til fasthetsklasse C45 under sjø. Det ble utført bestandighetsanalyser i 1990 og 1994. Nedbrytningsprosessen så i 1994 ikke ut til å ha ført til betydelige skader i form av oppsprekking og nedfall. Resultatene fra målinger av kloridinnhold og porøsitet indikerer at prosessen har kommet noe lenger enn i 1990. Sprøytebetongsjiktet var generelt tynt (0,5 - 7 cm), og prøvetaking var derfor vanskelig.

Godøytunnelen (1989)

Undersøkelsene i 1990 viste at C45 betongen i tunnelen ikke hadde noen signifikante nedbrytningstegn. Ved mikroanalysen ble det registrert noe utfellinger/ omdannelser for betongen nær kontaktsone mot fjell. Betongen hadde ellers en høy motstand mot

kloridinntrenging. Det ble målt et relativt høyt innhold av klorider i saltvannssonen.

Undersøkelser i 1996 bekrefter observasjoner fra 1990, men en kvalitetsforringelse kan ikke påvises. Ved et profilnummer er imidlertid nedfall registrert, og nedenfor dette området vises store kalkutfellinger slik at området har vært belastet med betydelige innlekkasjer. Analyser av betong i dette området viser imidlertid få tegn på nedbrytning.

Alle prøver tilfredsstiller fortsatt krav til trykkfasthet. Resultatene antyder at man i perioden fra 1990-96 har fått en økning i tørr densitet på ca. 10 %. I tillegg har sugporøsiteten øket med mellom 1 og 10 %. Det er imidlertid grunn til å nevne at kvantiteten av prøvematerialet er relativt lite.

Sammenligninger ble gjort på samme steder i 1990 og 1996.

Hvalertunnelen (1989)

Enkle undersøkelser ble utført på plate i 1990. Kartlegging og prøvetaking ble utført i 1993, og disse viste at C45 betongen i tunnelen ikke hadde noen signifikante nedbrytningstegn. Betongen hadde egenskaper som en kunne forvente utfra de kravene som er stilt til fasthetsklasser.

Undersøkelser i 1996 viste at tykkelsen varierte fra 2,5 - 15 cm med et gjennomsnitt fra kjerneprøver på 6,6 cm. Heften mellom betong og fjell blir vurdert som god. Kloridinnholdet er i partier svært høyt, og standardens krav er i to prøver overskredet 8 ganger. Omstøpning av fiber og liten tilgang på oksygen gjør antakelig at fiberkorrosjon ikke finnes i hele dybden.

Bortsett fra ettringittdannelser er det ikke påvist tegn til kjemisk nedbrytning. Kontroll av luftinnhold viser at betongen ikke er frostsikker etter de kriterier som normalt gjelder.

Det er imidlertid en påfallende tendens at trykkfastheten på tilsvarende prøvesteder (93-96) er betraktelig redusert. En sammenligning har kun vært mulig i tre punkter, hvilket gir et noe sparsomt grunnlag. Tynnslipsundersøkelsene avdekket en betydelig opprissing, noe som kan være en mulig forklaring til redusert trykkfasthet. Prøvene viser også at betongen i Hvalertunnelen i henhold til standarden, er vanntett.

Sammenligninger ble gjort på samme steder i 1993 og 1996.

Generelt

En generell observasjon fra de fleste nyere tunnelene med betongkvalitet C45 MMA og tilstrekkelig tykkelse, er at tilstanden er god. Områder der man har synlig tendenser på eventuell forringelse av betongen blir imidlertid evaluert for å komme fram til riktige bruksområder under sjø.

3.3 Frostsoner

En frostsone kan defineres som en sone der dimensjonerende frostmengde er større enn F_{10} = 3000 t°C, men det kan være store geografiske variasjoner.

Frostsoner vil i kombinasjon med penetrasjon av vann gjennom betongen kunne føre til volumendringer av betongen og påfølgende frostsprenging. Har man i tillegg til dette belastninger fra tinesalter, vil den totale miljølasten være ennå større.

I forbindelse med våte fjellpartier og vannlekkasjer, kan frost i vegtunneler føre til ulemper for trafikk og omfattende vedlikeholdsarbeider.

Man pleier å regne med at frosten har liten betydning i tørt tunnelfjell, og dette er påvist gjennom praktiske erfaringer i en årrekke. Temperaturen i fjellveggen vil et stykke inn i tunnelen svinge mellom + 15 °C og - 20°C i løpet av året. Som følge av steinmaterialers varmeutvidelseskoeffisient vil dette føre til en pakning om sommeren og løsgjøring om vinteren, og med tid vil dette arbeidet kunne resultere i nedfall av stein også i tørt fjell.

Det er imidlertid i forbindelse med vått fjell og vannlekkasjer at frost i tunnelen byr på store problemer. Problemene kan man tenke seg til:

- Is i tak og vegger løsner og faller ned i mildværsperioder eller om våren
- Lysarmatur brytes ned av islast
- Kjørebane blir islagt ved drypp fra tak
- Drensgrøfter fryser til og is forplanter seg opp på kjørebanen
- Stein og sprøytebetong faller fra tak og vegger som følge av frostsprenging

Delprosjektet "Frostsoner" ble etablert for å analysere levetid av sprøytebetong og kritiske parametere i disse frostsonene separat.

Hvilke erfaringer har vi ?

Sprøytebetong i frostsoner har så langt vist seg å kunne medføre bestandighetsproblemer ved vannlekkasjer og fuktutslag. Norsk betongsforenings Publikasjon nr. 7 poengterer også det faktum at den viktigste frostskademekanisme for sprøytebetong er løssprenging fra underlaget pga. vannførende berg.

De konkrete erfaringen fra tunnelene er selvsagt avhengig av alle de utførelsesmessige og materialtekniske parametre ved bruk av sprøytebetong. Generelt sett antyder imidlertid erfaringene fra fylkene at:

* problemene oppstår ved vannlekkasjer/ fuktutslag
* flere frostsykler pr. vinter er ugunstig
* Tunneler fra 1960-70 : Avskallinger + utsprenginger
  1980: Økende bomdannelser
  1990: Vann, kalkutfellinger - ikke avskallinger eller bom.

* mindre vannmengder kan være en større belastning enn store.

Kombinasjonen frost og vann og påfølgende utsprenging antas å være en av de viktigste årsaker til mekanisk nedbrytning av sprøytebetongkonstruksjoner. Har man i tillegg tilgang på salt, vil nedbrytning kunne utvikles ennå hurtigere.

Man bør i framtiden være oppmerksom på de forskjellige grader av nedbrytning basert på dette utfra tunneler i hver av de nevnte kategorier av tilstand:

1. Tunneler med avskalling
2. Tunneler med bomme partier i frostsoner
3. Tunneler med kalkutfellinger i frostsoner

Bruk av aksellerator i frostsoner

Økt akselleratortilsetning reduserer trykkfastheten, men minsker prelletapet. Det kan spares betong ved økt akselleratortilsetning. Ved bruk av høyere utgangskvalitet på betongen kan kravene til trykkfasthet på vegg tilfredsstilles. Laboratorietester viser at dette er ugunstig med hensyn på bestandighetsegenskapene. Tilsetning av aksellerator i form av vannglass (natriumsilikat) vil redusere bestandigheten drastisk. Seighet i bjelker med høy akselleratormengde (> 26 l/m^3) er lavere enn for bjelker med mindre tilsetning. Frost/ saltavskalling og kapilærabsorbsjon er betydelig høyere ved økende akselleratortilsetning og i tillegg viser betongen mye riss og mindre motstand mot vannintrenging.

Det er derfor viktig å begrense bruken av aksellerator og eliminere mulighetene for overdosering.

Ellers viser registreringen at den nye og tettere betongen kan ha bedre bestandighet mot frost enn de eldre kvalitetene.

3.4 Sprakefjell

Sprakefjell oppstår på grunn av store spenninger i fjellet. I tillegg til spenningstilstanden er bergartens mekaniske egenskaper også avgjørende for hvorvidt sprakefjell vil oppstå og i hvilken grad.

Sprøytebetong har vært benyttet som sikring mot sprakefjell både alene og i kombinasjon med bolter siden 1960 årene. I 1980-81 ble det for første gang benyttet stålfiberarmert sprøytebetong som sikring av vegtunneler i sprakefjell. I dag benyttes metoden systematisk i tunneler med bergtrykksytringer. Levetiden av konstruksjonen i disse områdene er imidlertid usikker, slik at prosjektet har lagt spesiell vekt på dette.

Hvilke erfaringer har vi ?

I **Kobbskaret tunnel (1986)** i Nordland ble spenningsmålinger utført i 1985 og nå igjen i 1996.

Sprøytebetongen benyttet i tunnelen var kvalitet C35.

Man hadde under og like etter driving adskillig større problemer med bergslag i Kobbskaret enn forventet, noe som førte til et større sikringsbehov.

Undersøkelser i 1996 viser fortsatt sprakeaktivitet som har resultert i et nylig utfall på ca. 25 m^2 i vederlag. Videre varierer tykkelsen på sprøytebetongen mellom 1,5 cm og 11 cm med en midlere tykkelse på 5 cm.

Målingene har elles vist at sprøytebetongbetongsjiktet er praktisk talt uten spenninger, mens berget bak har "full" spenning på 20 cm dyp.

Der betongen er for tynn, er det ikke lenger kontinuitet av sjiktet, og er spenningene i berget fortsatt høye nok, er det observert brudd i berget som flaker av sammen med det tynne betongsjiktet.

Betongen hadde generelt dårlig heft til berget.

I **Heggura tunnel (1982)** i Møre og Romsdal ble spenningsmålinger utført i 1981 og nå igjen i 1996.

Sprøytebetongen benyttet i tunnelen var kvalitet C25 med fiberarmering og tykkelsen varierer fra 1 til 15 cm.

Det oppstod tidlig problemer med bergslag og tunneltraseen ble i drivefasen lagt om for å spare tunnelmeter.

Undersøkelser i 1996 antyder fortsatt sprakeaktivitet som har resultert i nylige utfall, spesielt i områder med tynn sprøytebetong. Målingene foretatt i 1996 er foretatt bare 0,5 m fra lokalitetene i 1981. Sammenliknes målingene fås ekstakt samme verdier som funksjon av hulldyp, noe som viser at de tangentielle spenningen i bergmassen inn mot sprakesonen ikke har endret seg på 15 år. Alle undersøkelser her viser også at spraking er et overflatefenomen, med en aktiv sone inntil 0,5 meter, og en spenningskonsentrasjon inntil 2- 2,5 m.

Første gang sprøytebetong ble benyttet som sikring mot sprakefjell var i **Lieråsen jernbanetunnel.** Tunnelen ble drevet på 1960-tallet og var åpnet for trafikk i 1973. På Asker siden ble det etter rensk boltet med ekspansjonsbolter og etterpå tørrsprøytet betong. Det ble brukt armering der fjellet var dårlig eller hvor bergslaget var spesielt intenst. På Liersiden brukte en sprøytebetong med armering på sprakefjell der fjellforholdene var dårlige. Bolter ble bare sporadisk benyttet. Under sprøytearbeidene ble det ikke konstatert gjennombrudd av sprakefjellflak.

NSB utførte i 1996 en omfattende analyse av tunnelen, og denne viser at sprøytebetongen har relativt dårlig heft til fjell. I tillegg er betongen av varierende tykkelse og lagt på i 2 -4 sjikt. Det ytterste sjiktet er meget porøst og skaller av pga. liten heftfasthet til underlaget.

Sprøytebetong har generelt en høy fasthet tilsvarende C50- 60. Det er videre observert at riss i fjellet fortsetter et stykke inn i betongen. Sprøytebetongen ser ut til å ha en mauringseffekt, men denne avtar etter som betongen risser opp.

4. Oppsummering

Sprøytebetong i innkjøringssoner

De største bestandighetsproblemene har vi der veger saltes og disse øker med økende trafikkmengder og hastighet. Lengden på innkjøringssoner kan variere avhengig av fallretning for tilstøtende dagsoner. For å unngå at saltholdig vann renner langt inn i tunnelen, bør man legge inn fuger for avrenning eller legge inn store sluk i inngang til tunnel. Enkle forsøk viser at overflatebehandling med selv rimelige malinger reduserer miljøbelastningenes effekt på sprøytebetongen.

Vi vet generelt endel om hvilke miljøbelastninger man kan forvente i innkjøringssoner i tettbygde strøk.

I innkjøringssoner bør følgende forusetninger legges inn med hensyn på bruk av sprøytebetong:

* I tunnelklasse C,D og E bør sprøytebetong ikke benyttes i innkjøringssoner opptil 3,5 m.
  Veggelementer bør brukes fra tunnelklasse C. Disse har god kvalitet på overflaten og kan i tillegg til maling evt. påføres kloridbrems.

* De første 3,5 m over overkant vegbane i tunnelklasse C,D og E bør veggelementer, prefabrikerte betongelementer eller sprøytebetongkonstruksjoner gis en overflatebehandling for å oppnå et bestandig og estetisk bedre produkt. Alternativt kan det spesifiseres større overdekning for elementer.

* I tunneler med lavere trafikkmengder, men med salting av tilstøtende veger, bør overflatebehandling gjennomføres helt inn til og med overgangssone I.

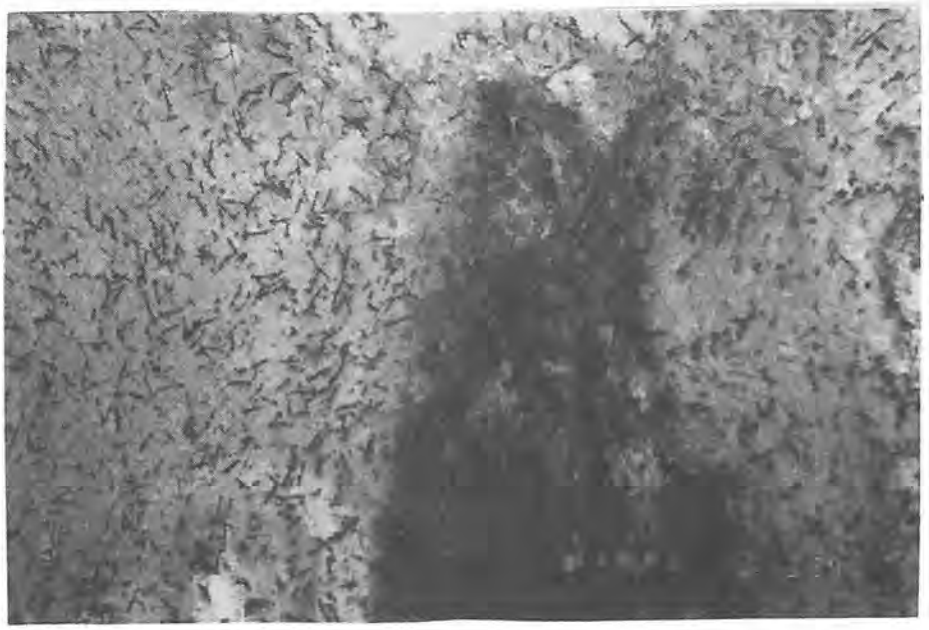
Bør omfanget av stålfiberarmering reduseres i undersjøiske tunneler ?

Med unntak av undersjøiske tunneler i småfallent berg forventer man stort sett ikke deformasjoner i denne type tunneler. Vil bruk av uarmert betong redusere usikkerheten med fiberkorrosjon og bedre bestandigheten ?

I undersjøiske tunneler har vi så langt resultater som tyder på at vi i våte partier har en dokumentert kvalitetsendring av betongen.

Sammenheng mellom økt permeabilitet og redusert trykkfasthet vil kreve ytterligere oppmerksomhet.

Med karakteristikk "vanntett betong" som i Hvalertunnelen, er fiberkorrosjon ikke påvist annet enn i overflaten.



Figur 3. Fiberkorrosjon i overflaten fra Hvalertunnelen.

I Freifjordtunnelen har man derimot en lavere trykkfasthet og åpnere betong, noe som i ett punkt har ført til korrosjon av fiber tvers igjennom. Hvis det ikke er ytterligere deformasjoner i berget, vil korroderte stålfiber antakelig ikke ha noen betydning for restlevetiden av sprøytebetongen. Er det derimot forventet deformasjoner, vil bøyestrekkfastheten være svekket. I tillegg vil fiber som binder sammen sprekker og riss korrodere i løpet av 3 - 5 år hvis saltvann er tilstede. Dette kan føre til lokalt nedfall.

Selv om frost ikke er det store problemet i undersjøiske tunneler, kan dette allikevel forekomme i innkjøringssonene. Betongen i de undersøkte tunneler kan så langt ikke betegnes som frostsikre. Selv om et lavere v/c tall vil minske risikoen for skader, er det viktig å ta dette i betraktning spesielt med hensyn på bestandighet i innkjøringspartiene.

Karbonatisering har så langt vist seg å være et overflateproblem med dybde på mellom 0 og 5 mm. Enkelte kjerner er karbonatisert inntil 10 mm, og det har vist seg at der karbonatiserings-fronten går dypt er betongen porøs i overflaten.

Kjemisk nedbrytning/ omvandling er ikke påvist i prøvene så langt. Det er riktignok observert utfellingsprodukter/ sekundære mineraldannelser i enkelte luftporer og riss, fortrinnsvis nær betongoverflaten.

Vannpermeabiliteten varierer fra de forskjellige tunnelene. Hvalertunnelen er karakterisert som vanntett, mens Fannefjord og Freifjord har en permeabilitet 2-3 ganger over grensen for vanntetthet. Sprøytebetongen har i den sistnevnte tunnel et høyt oppsug av vann.

Tykkelsen på betongen er et av de viktigste momentene. Det viser seg at tynne belegg delaminerer og flaker av relativt hurtig i våte områder, noe som forsåvidt er naturlig i det alle de ovenstående prosesser får utvikle seg hurtigere.

Figur 4. Eksempel på tynne sprøytebetonglag som har ført til nedfall

I frostsoner vet vi endel om hvilke mekanismer som vil opptre. Det følgende bør legges inn med hensyn på bruk av sprøytebetong som skal ha permanent funksjon:

* Bruk av aksellerator bør begrenses (f.eks <10 l/m^3)

* Sprøytebetong bør begrenses benyttet på vannlekkasjer. Dersom det allikevel anses som nødvendig, må det foreligge en strategi for frostsikring.

* Ved konsentrerte lekkasjer kan avlastningshull for uttak av lekkasjer vurderes.

Sprakefjell fordrer riktig bruk av alle sikringsmidler

I sprakefjell må sprøytebetong forutsettes dimensjonert som et samvirke mellom betong og bolter. Endeforankrede bolter uten oppspenning og med stor bruddforlengelse har vist gode resultater.

Erfaringene med sprøytebetong i sprakefjell er varierende og uavhengig av kvalitet/utførelsesår. Utførelse og riktig bruk av øvrige sikringsmidler kan være den avgjørende faktor her. I tillegg er sprøytebetongtykkelsen spesielt viktig da tynne lag har en tendens til å flake av allerede etter kort tid.

Det ble tidligere antatt at bergspenning rundt tunnelen avtok og stabiliserte seg over tid. Det er nå dokumentert at spenningene har holdt seg på samme nivå i løpet av disse 15 årene. Det er derfor viktig at permanentsikringen dimensjoneres for dette både med hensyn på statikk og bestandighet.

Det er ellers påvist at sprøytebetong stort sett ikke opptar spenninger og at dens funksjon i hovedsak er å holde steiner på plass og derved opprettholde bergets bæreevne

Utførelsen av en sikring med sprøytebetong har tradisjonelt vært avsluttet like under vederlaget. Dette har skapt problemer ved at avflaking begynner i avslutning i veggene og jobber seg oppover. På sikt vil dette kunne bli et sikkerhet/ vedlikeholdsproblem. Hvis spenningene tilsier det, bør derfor sikring tas helt ned i vegg med bolter og sprøytebetong med minimumstykkelse på 5-6 cm.

Generelle betraktninger

Sprøytebetong er ikke vannsikring

Så langt har undersøkelsesprogrammet avdekket endel tendenser. I mange rapporter blir tilstanden av sprøytebetongen i tunnelen sett under ett, ansett for å være god. De områder der betongen har hatt en betydelig kvalitetsforringelse blir nå undersøkt. Estimert restlevetid i disse områdene i tillegg til det generelle inntrykk vil gi oss en pekepinn på riktige og gale bruksområder. Det er trolig ikke sprøytebetongmaterialet, men forutsetningen for bruk det er noe galt med! Ser en bort fra generell deformasjons-problematikk (sprakefjell etc.), vil de fleste "problemområder" med hensyn på sprøytebetong være forbundet med tilførsel av vann, enten fra fjell eller trafikk. Det er viktig å poengtere at sprøytebetongen ikke kan fungere som vannsikring og spesielle hensyn må tas i disse områdene.

Økende mengder aksellerator gir dårligere produkt

I vanskelige, våte partier har man erfaringer med at akselleratormengden har vært justert opp for å oppnå en mer klebrig masse. Frostavskallinger er betydelig høyere ved økende akselleratortilsetning i sprøytebetongen. Betongen får i tillegg mange riss som gir mindre motstand mot vanninntrengning.

Tilsetning av vannglass-aksellerator (natriumsilikat) reduserer betongens trykkfasthet og bøyestrekkfasthet.

Bruken av aksellerator bør begrenses til f.eks 10 l/m^3. Våte partier må dreneres og ikke "vannsikres" med sprøytebetong med høyt akselleratorinnhold.

Vi har hittil ingen erfaringer med at tilslag er et bestandighetsproblem, men det er naturlig å skjele til de problemer man har med konstruksjonsbetong og overføre disse til sprøytebetong. Tilslagsproblematikk må sees i sammenheng med bruk av aksellerator (mengde,type).

Utførelse krever kompetanse, også hos byggherren !

Utførelsen avgjør ofte om et sluttprodukt er godt eller dårlig. Ved tildeling av jobber bør det kreves sertifisering som inkluderer en opplæring i betongteknologi og geologi. I tillegg kan referanser fra tidligere prosjekter være en god målestokk på operatørens kompetanse.

Kompetansen hos byggherren må også i større grad vektlegges slik at korrekte spesifikasjoner for et bestandig sluttprodukt kan utarbeides.

Større sprøytekapasiteter kan gi raskere utsprøyting og dårligere utførelse. Økt kapasitet kan gi mer prell, porøs betong og stiller større krav til god kvalitetskontroll. Kvalitet må ikke lide under økt kapasitet.

Økonomi over tid

En totaløkonomisk vurdering av sprøytebetongløsninger sammenlignet med alternative løsninger vil måtte fremskaffes. Vi må ikke fokusere ensidig på levetid av sprøytebetong, men også vurdere tilsvarende for alternative metoder.

Statens vegvesen og NSB vil videre i prosjektet arbeide med ytterligere dokumentasjon av tilstand, samt verifikasjon av kritiske parametre. Dimensjonering må baseres på **bestandighet** i tillegg til stabilitet, geologi og geometri.

Kriterier for valg og riktig bruk av sikring vil således ha god forankring i den reelle situasjon, såvel som de økonomiske aspekter over konstruksjonens levetid.

5. Referanser

Alnæs, L, Hansen, S.E & Myrvang, A.M (1996): Riktig bruk av sprøytebetong i vegtunneler. Delrapport Kobbskaret og Heggura vegtunneler. Resultater fra felt- og laboratorieundersøkelser. SINTEF Bygg- og miljøteknikk, Bergteknikk juli 1996.

Broch, H & Aarset, A (1994): Kvalitetskontroll av utført sprøytebetongsikring i Kvalsundtunnelen. Institutt for geologi og bergteknikk. NTH Trondheim.

Bårdset, O & Muri, O (1996): Hvalertunnelen, prøving av sprøytebetong, NOTEBY A/S.

Dahlø, T & Nilsen, B (1992): Stability and rock cover of Norwegian hard-rock subsea tunnels. Norwegian Subsea Tunneling, Norwegian Soil and Rock Engineering Association, Publication no. 8.

Davik, K.I (1996): Durability of sprayed concrete in subsea tunnels. 2nd. International symposium on sprayed concrete, Storefjell. Norwegian Concrete Association.

Fidjestøl, T.M (1994): Betong i tunnel. Tilstand - Levetid. Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTH.

Fjeld, A & Larsen, T.E (1993): Kvalitetskontroll av utført sprøytebetongsikring i Hvalertunnelen. Institutt for geologi og bergteknikk, NTH.

Franzén, T (1992): Shotcrete for underground support: A state-of-the-art report with focus on Steel-fibre reinforcement. Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 7, number 4.

Grimstad, E (1996): Stability in hard rock affected by high stress and supported by sprayed concrete and rock bolts.

Grønhaug, A (1995): Kartlegging av sprøytebetongen i vegtunneler. Statens vegvesen Veglaboratoriet, intern rapport nr. 1816.

Heltzen, A (1978): Sprøytebetong på sprakefjell. Fjellsprengningskonferansen 1978.

Kompen, R (1994): Sprøytebetong til fjellsikring. Statens vegvesen Veglaboratoriet, intern rapport nr. 1695.

Lygre, J.K & Røhrsveen N.G (1996): Bestandighet av sprøytebetong i Godøytunnelen. Foreløpig rapport. Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU.

Markey, I, Østlid, H & Davik, K.I (1996): Improving and controlling the durability of sprayed concrete. 2nd. International symposium on sprayed concrete, Storefjell. Norwegian Concrete Association.

Myrvang A.M & Grimstad, E (1984): Coping with the problem of rockbursts in hard rock tunneling. Tunnels & tunnelling, July 1984.

Norsk Betongforening (1993): Sprøytebetong til fjellsikring. Publikasjon nr. 7.

Olsen, A (1985): Vardøtunnelen - en statusrapport, Statens vegvesen Vegdirektoratet anleggskontoret.

Palmstrøm, A & Naas, R (1995): Under the sea in Norway. World tunnelling November.

Reknes, K & Mørch,A (1996): Production of steel fibre reinforced sprayed concrete and the influence of setting accelerator dosage on durability. 2nd. International symposium on sprayed concrete, Storefjell. Norwegian Concrete Association.

Skjølsvold, O. & Jensen, V (1990): Undersøkelse av sprøytebetong fra undersjøiske vegtunneler. SINTEF Trondheim.

Smeplass, S & Hammer, T.A (1988): Undersjøiske tunneler, Delprosjekt 2 - sikringsmidler. Delrapport 2.3 sluttrapport. SINTEF FCB, Trondheim.

Somerville, G (1995): Residual life of structures. Concrete, November/Desember 1995.

Statens vegvesen Vegdirektoratet (1995): Håndbok 163: "Vann- og frostsikring av vegtunneler - funksjonskrav og dimensjoneringsregler" (1995).

Vennesland, Ø & Lund B.H (1986): Undersøkelse av sprøytebetong sikring i Vardøtunnelen. NOTEBY A/S.

Yurdakul, M. & Davik , K.I (1995): Kartlegging av tilstanden til sprøytebetongen og andre sikringstiltak i Hegguratunnelen. Statens vegvesen Veglaboratoriet, intern rapport nr. 1800.

Øvstedal, E & Kompen, R (1993): Durability of sprayed concrete exposed to saline water in subsea tunnels. International symposium on sprayed concrete, Fagernes. Norwegian Concrete Association.

Styreformann Kjell Steinsvik
Blaafarveverket

HISTORISK KVARTER. STORINDUSTRI PÅ 1700-1800 TALLET.
GRUVEVIRKSOMHETEN VED BLAAFARVEVERKET PÅ MODUM

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Produktutvikling av borstål for tunneldrift. Erfaringer med BLE 35

Sivilingeniør Øyvind Arntsen
Selmer ASA

Sammendrag

Etter en lengre periode med kort levetid for borstenger og systematiske brudd i framre gjengeparti (R32), ble det lagt inn klausul om produktutvikling for kontrakt om borstål mellom Selmer ASA og Boart Longyear AS for Bekkedalshøgda tunnel (Gardermobanen) mellom Gardermoen og Eidsvoll Verk.

Med bakgrunn i tidligere metalltekniske undersøkelser på bruddstykker av gjengepartier ved Veritec, ble det besluttet å produsere borstenger med kraftigere (Ø35 mm) gjengeparti. For å ha muligheten til å bore kontur- og boltehull med tilnærmet samme diameter som før, ble det laget 48 mm borkroner til de samme stengene (i tillegg til 51 mm).

Resultatene viste at stengenes levetid økte med 66 %, og at 48 mm borkroner har tilfredsstillende levetid, til tross for liten godstykkelse i kroneskjørt. Forsøk med samme type stenger andre steder bekrefter disse resultatene.

Summary

Selmer ASA has for some time noted the short life span and systematic failures at the threaded front part of most R32 tunneling drill rods. The contract with Boart Longyear AS for drill steel to the project "Bekkedalshøgda tunnel" (part of the Railroad "Gardermobanen", between Oslo and Eidsvoll), therefor included a clause for product-development.

Based on earlier metallurgical study of fragments from threaded parts at Veritec laboratories, it was decided to manufacture drill rods with stronger (Ø35 mm) threaded part. To enable drilling of holes for contour blasting and rock bolts with approximately same diameters as before, 48 mm drill bits were produsced to fit the new rods.

The result showed a 66 per cent increase of the life span for the drill rods, and a satisfactory life span for the 48 mm drill bits, in spite of little material thickness in the bit skirt. Tests with the same type of drill rods at other sites support these findings.

1. Innledning

Det er alltid mulig å lure seg selv til å tro at hyppig og systematisk stangbrudd ved tunnelboring er borstål-leverandørens problem, så lenge man opererer med avtaler hvor forbrukt og framlagt stål inngår i en fastprisavtale. Fast pris vil nødvendigvis basere seg på erfaringstall der samme systematiske stangbrudd har foregått, og man vil over tid måtte betale noe i nærheten av reell kostnad. Noe som til syvende og sist betyr økt kostnad for byggherre.

Kostnadsforskjellen mellom en borstang som varer 1.500 m og en som varer 3.000 m, er ca. 1 kr/bormeter. Dette utgjør 1,20 kroner pr m^3 fjell, og ca 130.000 kroner pr. kilometer tospors jernbanetunnel i ren materialkostnad. Beløpet kan virke beskjedent, men tatt i betraktning at problemet synes overvinnelig, er det verdt å se nærmere på hvilke muligheter til forbedringer man har.

Andre følger av hyppig stangbrudd er:

- tap av tid
- tap av borkroner
- ekstra belastning på boreriggen
- behov for å flytte hull med varierende sprengningsresultat

Med krav til maksimal borhullsavstand for de fleste av dagens tunneler, er det et naturlig ønske å kunne bore konturhullene (som utgjør ca 30 % av hullene i en salve) med tilstrekkelig liten bordiameter. Det samme gjelder boring for bolter, både for å unngå unødvendig boring, og for å unngå unødvendig forbruk av forankrings-materiale.

Samtidig ønske om økt bordiameter for stross, både for å minke tennerkostnader og for å redusere ladetid, gjør det naturlig å tenke seg en stang med tilstrekkelig lite gjengetverrsnitt til å kunne brukes ned mot 45 mm kroner, samtidig som den skal kunne brukes for 51 mm kroner, dvs uten å måtte skifte stang.

1.1 Historikk

De med lang fartstid fra tunneldriving husker godt luftdrevne Gardner PR 123 og Atlas Copco's Cop 126. Disse kombinert med stempel-luftmotor til mating spiste borstenger .

Vekslende materkraft ga gjengeslitasje i begge ender selv om installert effekt var beskjeden. Borsynken varierte stort sett mellom 0,5 og 1,0 m pr. min.

Midt på 1970 - tallet kom de første hydraulriggene med 37 kW installert effekt. Vi fikk jevn mating og økt borsynk (1 - 1,5 m/min).

I løpet av 80-årene hadde vi en rivende utvikling på borriggene. Installert effekt økte til 45 og 55 kW. Borsynken økte til 2 - 3m/min. Det gamle problemet med gjengeslitasje på borstengene ble borte. I stedet brakk stengene på like og ulike steder.

1.2 Bakgrunn for reaksjon

Selmer's kontrakt på utbygging av Ekebergtunnelene resulterte i en avtale med Atlas Copco Anlegg- og Gruveteknikk AS på leveranse av ca. 350.000 bormeter som drifter -/ bolte-boring. Det ble benyttet 16 ft R 38/ R 32 stenger fra starten.

Drivingen startet i august 92, og opptelling 1.oktober 92 viste dårlig resultat. Dette ble forklart å henge sammen med div. tekniske avvik på borriggen (i forhold til A.C.'s rigger).

Elendigheten ble dessverre bekreftet ved opptelling årsskifte 92/93. Stengene hadde meget dårlig levetid (924 m i snitt, 1.200 m til slutt). Nesten samtlige var brukket i R32 - rett bak gjengene (skjørtekant).

Man hadde også problemer med å slå løs krona fra stengene, og stenger/kroner passet dårlig sammen. Et fåtall stenger var også noe bøyd ved gjengepartiet.

Borrigg nr. 2, som ble tilført senere, hadde 18 fots matere. Dette ga oss mulighet til bedre å vurdere om det var operatørfeil - evt. om det var forskjell på borriggene. Tendensen var den samme her, og ga oss grunn til å fastholde fokuseringen på stålet.

Stangkostnadene ble totalt sett noe begrenset etter en felles sluttgjennomgang, men alt i alt lå likevel bormeterkostnadene for borstål **over** totalutgiftene på borriggen (inkl. maskinleie).

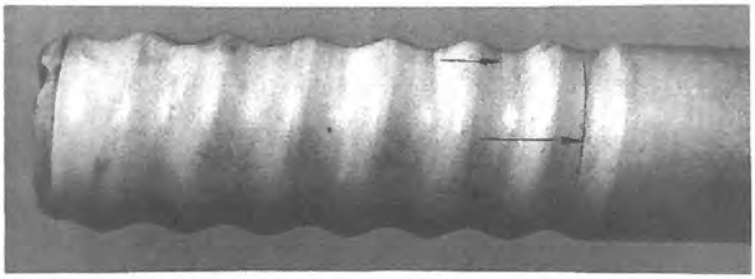
Som et ledd i videre undersøkelser ble prøver av borstålet oversendt Veritec for materialanalyse. Borstål av annet merke ble også sendt med for sammenligning.

Konklusjonen var nokså klar (se også figur 1 og 2):

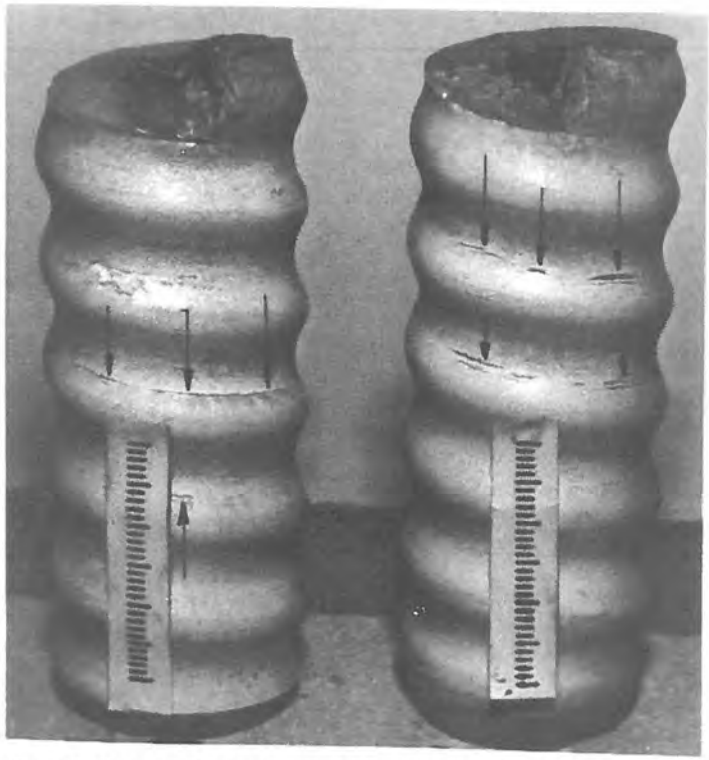
- samtlige brudd ble tolket som utmatting.
- delene representerte to forskjellige material-"familier".
- alle bruddene hadde oppstått i siste gjenge i inngrep (mellom borkrone/stang), men sprekkestart ble også observert flere gjenger fra bruddstedene.

Sprekker ble observert helt fram til stang-/gjengeende - dvs. inn til bunnen av borkrona. Det ble også registrert "biting" mellom R32 på borstang og R32 innvendig i

borkrone. Det kom av at hele gjengetapppen var stuket sammen - med redusert gjengestigning (i forhold til borkrona) som følge. Stålet var med andre ord overbelastet.



Figur 1: Nærbilde av gjengeparti med begynnende oppsprekning (magnetpulverbehandlet).



Figur 2: Bruddstykker fra gjengeparti med anmerkede sprekkdannelser på trykksiden av gjengene (magetpulverbehandlet).

Ut fra disse erfaringene ble det besluttet å legge inn klausul om videreutvikling av borstål ved neste passende anledning.

2. Bekkedalshøgda tunnel

Bekkedalshøgda tunnel er en del av entreprisen Bekkedalshøgda - Ålborgveien, ved Råholt i Eidsvoll kommune, hvor Selmer ASA er engasjert av NSB-Gardermobanen for å bygge 7,8 km høyhastighets jernbanetrasé.

Prosjektet har en kontraktssum på 275 mill. kr. eks mva, og består av 1,2 mill m^3 masseflytting og 5 jernbanebruer på til sammen 733 meter. Bygging av Eidsvoll Verk terminal, og 4 kryssende vegbruer inngår også i entreprisen.

Tunnelen er 1590 meter lang, og har et tverrsnitt på 111,5 m^2. Det har vært drevet på 7 ‰ stigning og kun fra nord mot sør. Bergarten er gneis, med enkelte pegmatitt-ganger og sprekkesoner. Overdekningen ligger mellom 20 og 40 meter for det meste av tunnelen.

Siden påske 1996 har det vært drevet med 2+1-skiftsordning, med bemanning på 4-5 mann pr skift (alt arbeid med eget mannskap).

Bore- og ladeplanen består av 112 hull, hvor konturhullene er satt med innbyrdes avstand 0,7 meter. 45/48 mm borhull i kontur (ladet med redusert ANFO) og 51 mm borhull i stross. Det har vært drevet med 16 fots matere fram til juli 96, og 18 fot etter dette. Brytningen har vært 94 % for 16 fot og 97 % for 18 fot.

Driften har i store trekk gått som forventet. En del bore- og ladevansker i soner med dagfjell og ved passering av sprekkesoner har skapt vansker. Svakhetssoners utstrekning og tykkelse har ikke vært alvorligere enn at de har latt seg arbeidssikre med forbolter, sprøytebetong og lim-/CT-bolter.

Pr. 14. oktober 1996 er det drevet 1.525 meter. Det vil bli montert isolerte betongelementer som vann- og frostsikring i tunnelens hele lengde. Jernbanelinjen skal være klar for skinnelegging 14.08.97.

3. Utprøving

Det ble for Bekkedalshøgda tunnel skrevet kontrakt med BOART-LONGYEAR 26.09.95, med forutsetninger om prøvedrift av stenger og borkroner med 35 mm gjengediameter (R35).

Ved oppstart (oktober 1995) ble det satt inn utrustning i form av 16 fot stenger (R32), med tilhørende stiftskroner 45 og 51 mm. Stengene varte i snitt 1.540 meter

med "tradisjonelt" brudd i overgang mellom stang og gjengeparti foran.

3.1 Program

Første etappe i utprøvingen var å finne ut om grovere gjengeparti i seg selv ville gi økt levetid og endret bruddsystematikk for stengene. For å få mest mulig ut av prøvene i starten, ble det byttet stenger mellom boring for kontur (R32 og 45 mm) og stross (BLE 35 og 51 mm). Etter hvert ble det boret med fast BLE 35 og 51 mm kroner på midtmaskinen, mens sidemaskinene gikk med R32.

Dersom den første serien viste posistiv tendens, skulle det produseres 48 mm kroner til samme stenger, slik at alle maskinene kunne gå med BLE 35 og 48 eller 51 mm kroner (dvs uten stangskift). Det stilte seg stor usikkerhet til om godstykkelsen på skjørtet til 48 mm-kronene ville være for liten.

3.2 Resultat

Den første prøveserien av BLE 35 viste meget gode resultater. Enkelte av stengene varte 8-9.000 meter, noe av disse med all fartstid på midtmaskin og en del grovhullsboring. Det ble raskt besluttet å produsere 48 mm kroner for videre forsøk.

Kronene ble levert i juli 96, og alle tre maskinene på borerigen ble satt opp med BLE 35 for boring med 48 mm kontur- og boltehull, og 51 mm strosshull. 48 mm-kronene gikk 6-700 meter, uten andre anmerkninger enn normal slitasje.

Etter hvert skapte sprekkesoner problemer for boringen, og levetiden på stengene avtok noe, men ikke mer enn at man totalt sett får de nye stengene til å gå 66 % lenger enn tilsvarende R32. Det må likevel påpekes at bruddsystematikken fortsatt er den samme, d.v.s. at det alt vesentligste av brudd kommer i overgang mellom stang og gjenge foran (skjørtekant).

Levetid:	R32:	1.540 meter/stang
	BLE 35:	2.560 meter/stang

Økning i levetid: 66 %

3.3 Forsøk andre steder

Tilsvarende forsøk har vært gjennomført hos Statens vegvesen [1] under driving av Hanekleiva tunnel ved Sande. Utrustning: AMV fulldatarigg med HC 90 maskiner. Sammenligning av levetid for stengene der viser en forbedring på 48 % ved overgang fra R32 til BLE 35.

Forsøk fra Finland [2] med samme stenger viser gjennomsnittlig levetid på 3.310 meter. Her har man ikke referanse til tilsvarende R32 på prosjektet, men mener at resultatet styrker tendensen.

Atlas Copco og Scandinavian Rock Group [3] har gjennomført en prøveserie med R32 på Romeriksporten. Bakgrunnen var å oppnå noe tilsvarende det man klarte ved Bekkedalshøgda ved å endre herdebetingelsene. Til tross for den usikkerhet som kan prege en kort oppfølgingsperiode, er resultatene oppløftende. Stengenes levetid økte fra 1.200 - 1.300 meter til 2.500 - 2.800 meter.

4. Konklusjon

Forbedring av levetiden for borstenger med 50 - 70 % ved hjelp av en såvidt enkel justering som å øke diameteren med 3 mm, må betegnes som en suksess, og selv om resultatet av testene ikke helt har innfridd de høye forventningene man etter hvert fikk, må det gå an å si at BLE 35 er et bidrag til borstålfamilien som er kommet for å bli.

Det antas også at økningen av tverrsnittet vil gi rettere boring, uten at dette er dokumentert. Tilbakemelding fra borerne er at borstrengen er stivere med det nye gjengepartiet.

Så langt må suksessen tilskrives konstruktivt samarbeid mellom entreprenør og borstålprodusent på den måten at Selmer har øvd påtrykk og produsenten har vist vilje til utvikling. Det er også tilfredsstillende å se at det pågår videreutvikling på flere fronter for å oppnå både økt levetid og rettere borhull.

Hvilke kronediametre man så vil ønske og tillate for kontur- og bolteboring, vil i tillegg til en økonomisk betraktning avhenge av hva de store byggherrene anser som kontraktsmessig riktig i forhold til konturhullsavstand og bolteforankring.

Referanser:

[1]: Arvid Thorvik, Statens vegvesen, Vestfold.
[2]: Dag Goverud, Boart Longyear AS
[3]: Jo Heming Strømholt, Scandinavian Rock Group AS

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

Bruk av slurry i Hanekleivtunnelen, Vestfold

Senioringeniør Jan Elvøy
Overingeniør Ingvild Storås
Forsker Pål-Egil Rønn

Sammendrag

Slurry som sprengstoff ble første gang benyttet i tunnel i 1994 i Masfjordtunnelen i Hordaland. I løpet av 1994 og 1995 gjennomførte Statens vegvesen og Dyno Nobel i samarbeid med Institutt for bygg- og anleggsteknikk ved NTNU et forsøksprogram i tre faser med slurry i tunnel.

Hanekleivtunnelen på nye E18 i Vestfold er den første tunnelen der emulsjon benyttes i regulær drift. Det ble gjennomført et betydelig oppfølgingsprogram under driving av denne tunnelen. Spesielt ble det lagt vekt på å sammenligne anolit og emulsjon med hensyn på sprengningsresultat, arbeidsmiljø og mekanisert lading.

Målingene viste at emulsjon og anolit har tilnærmet like sprengningstekniske egenskaper under normale forhold. Ved vannproblemer og ved driving på synk er emulsjon egnet. Emulsjon som sprengstoff gir en betydelig miljøforbedring i tunnelen under driving, sammenlignet med anolit. Spesielt gjelder dette for de giftige sprenggassene NO_2 og CO, samt for støv og sikt.

De gode resultatene under prøvedriften samt i Hankleivtunnelen, gjør at det er grunn til å anta at emulsjon vil overta en stor del av tunnelmarkedet.

Summary

Emulsion explosives were for the first time tested in tunnelling at the Masfjord Tunnel in Hordaland, Norway. During 1994 and 1995 the Norwegian Public Roads Administration and Dyno Nobel, in co-operation with Department of Building and Construction Engineering at NTNU, carried out a three step test programme.

The Hanekleiv Tunnel in Vestfold, Norway is the first tunnel where emulsion explosives are used in regular tunnelling. An extensive follow-up work was done during the excavation of the tunnel. Emphasis was put on comparing the use of anolit (anfo) and emulsion explosives, with regard to blasting results, occupational environment and mechanised charging.

The measurements proved that emulsion explosives and anolit are equal in blasting performance. Emulsion explosives result in a considerably better occupational environment, especially for the toxic fumes NO_2 and CO, and also for dust and visibility.

On the basis of the good results, one may expect that emulsion explosives will be the choice of future tunnelling.

Innledning

Anleggsarbeider under jord har tradisjonelt blitt oppfattet som belastende i miljøsammenheng. Problemer med støv, støy og gasser er miljøpåkjenninger for mange tunnelarbeidere. Mange av miljøfaktorene påvirkes sterkt av den sprengstofftypen som benyttes.

Slurry som sprengstoff har vært benyttet i grove borhull i dagbruddsdrift i Norge i nærmere 30 år. Slurry er karakterisert ved god yteevne, god vannbestandighet og håndteringssikkerhet. Gode erfaringer med slurry i dagsprengninger, gjorde at en ønsket å vurdere om slurry sprengstoffene var anvendbare også for tunnelsprengning.

Den typen slurry som benyttes i tunnel i dag er en emulsjon. Emulsjon er en vann i olje løsning, og derfor svært vannbestandig. Emulsjonssprengstoffene er karakterisert ved godt energiutbytte, høy detonasjonshastighet og mindre utvikling av giftige sprenggasser.

Emulsjonene har en tetthet på 1,4 kg/l under transport, lagring og lading. Ved lading tilsettes N-10 til emulsjonsmatriksen slik at en gassutvikling settes i gang. Emulsjonen er ikke et sprengstoff før N-10 er tilsatt. Dette betyr at en slipper transport og lagring av sprengstoff, noe som gir god håndteringssikkerhet. Emulsjonen er ikke fullt initierbar før gassutviklingen er ferdig, ca. 10 min. etter lading.

Historikk

I løpet av 1994 og 1995 har Statens vegvesen og Dyno Nobel gjennomført 3 forsøksfaser med bruk av emulsjonssprengstoffer i tunnel. For samtlige faser har Institutt for bygg- og anleggsteknikk ved NTNU stått for oppfølgingen.

Forsøkene med emulsjon som sprengstoff i tunnel startet i Masfjordtunnelen i Hordaland i 1994. Hovedformålet i denne fasen var å vurdere emulsjonenes sprengningstekniske egenskaper sammenlignet med anolit/dynamitt. Fase to ble også gjennomført i Masfjortunnelen og hadde som formål å registrere miljøgevinster ved bruk av emulsjon, samt å få sprengstoff-forbruket ned på sammen nivå som ved bruk av anolit. Fase tre av forsøkene ble gjennomført i Lærdalstunnelen i Sogn og Fjordane. Til dette forsøket var det konstruert en spesiell laderigg.

Tabellen under viser antall salver og som er fulgt opp på de forskjellige anleggene, og fordelingen av salvene på de ulike sprengstofftypene.

	Antall salver	
Borhullsdiameter	45 mm	45 mm
Sprengstoff i salva	Emulsjon	Anolit
Fase 1	5	7
Fase 2	28	10
Fase 3	31	23

Tabell 1. Antall forsøkssalver for emulsjon og anolit i fase 1-3

Hovedkonklusjonen fra fase 1-3 var at ved følgende anvendelsesområder var det naturlige å velge emulsjonssprengstoff foran anolit:

-undersjøiske tunneler
-tunneler på kraftig synk (8-10 %)
-øvrige tunneler med antatt stort lekkasjeomfang
-tunneler med restriksjoner med hensyn på utslipp av sprenggasser

Miljømålinger i fase 1-3 viste at emulsjoner har klare miljøgevinster i forhold til anolit. For NO_2-gass var det dimensjonsforskjeller, men også CO- og støvmålingene viste betydelige miljøgevinster.

Resultatene fra forsøksfasene viste så gode resultater at det ble besluttet at Statens vegvesens første tunnel med emulsjon som hovedsprengstoff skulle drives. Denne tunnelen ble Hanekleivtunnelen i Vestfold. Det ble også i denne tunnelen gjennomført et betydelig oppfølgingsprogram, omtalt som fase fire. Resultatene fra fase fire presenteres i dette foredraget.

Hanekleivtunnelen

Hanekleivtunnelen er en 1730 m lang tunnel på E 18 i Vestfold. Tunnelen består av to løp, hvert med prosjektert areal på 65 m^2. Tunnelen drives i egenregi av Statens vegvesen

Vestfold, med rigg og personell fra Vegvesenet i Hordaland.

Prosjektet ble startet opp i januar -96. Gjennomslag er forventet i slutten av oktober -96. Tunnelen drives med 3 skifts ordning (Nordsjøordning).

Hovedbergarter er kvartsittisk sandstein og syenitt med innslag av rombeporfyr. Den kvartsittiske sandsteinen er sterkt oppsprukket, mens syenitten er mer homogen. I overgangssonen mellom disse bergartene er det funnet svelleleire.

Det ble benyttet 45 mm stiftkrone i starten. Senere gikk en over til 51 mm. Det ble boret en grovhullskutt med fire 102 mm grovhull. Antall ladede 45 mm hull var 87. Da man gikk over til 51 mm kroner, ble etter hvert antall ladede hull redusert til 82. Midlere målt hull-lengde var 5,02 m.

Oppfølgingen i tunnelen skjedde i perioden 16.04.96 - 12.07.96. I denne perioden ble det skutt 113 salver. 106 av disse var "rene" emulsjonssalver. Det ble i tillegg skutt 7 salver med anolit for sammenligning. Med "rene" emulsjonssalver menes det at alle hull er ladet med emulsjon og en T-patron pr. hull som bunnladning. I emulsjonssalvene ble det ladet med emulsjon også i konturen, mens det for anolitsalvene ble ladet med gule rør i konturen. Oppfølgingen ble utført av Institutt for bygg- og anleggsteknikk ved NTNU.

Den emulsjonen som ble benyttet på anlegget var tilnærmet slurit 50-10. Denne typen er kjennetegnet av å være nøyaktig oksygenbalansert for å få minst mulig avgasser.

Målsetningen med fase fire av oppfølgingen var:

1. Å få bedre dokumentasjon av miljøeffekten ved bruk av emulsjon
   - -Gasser: NO_2 og CO
   - -Støv: Respirabelt- og totalstøv
   - -Avløpsvann fra røys
   - -Sikt i ladden

2. Å videreutviklet laderigg som er spesielt laget for lading av emulsjon i tunnel
   -Laderiggens driftssikkerhet under vanlig drift
   -Ladningskontroll i kranshull og resten av salva
   -Fysisk plassering og organisering av utstyr på stuff
   -System for lading av vanskelige hull, hull med ras i
   -Å finne en god metode for å holde emulsjonen på plass i hull med vanntrykk

3. Sammenligne sprengningsresultater mellom emulsjon og anolit

Det er spesielt pkt. 1 dette foredraget vil fokusere på.

Miljøkrav

Administrative normer (grenseverdier/takverdier) for gass, støv og damp fastsettes av Direktoratet for arbeidstilsynet. Normene er satt ut fra tekniske, økonomiske og medisinske vurderinger.

Grenseverdiene angir vanligvis høyeste akseptable gjennomsnittskonsentrasjon over et 8 timers skift. Med det menes at kortvarige overskridelser (samlet inntil 15 min. pr skift) kan forekomme dersom overskridelsen kompenserers med tilsvarende lavere konsentrasjoner under resten av skiftet. For en del stoff med fare for akutt forgiftning eller med irriterende eller ubehagelig virkning, er det angitt maksimalkonsentrasjon (takverdi) som ikke må overskrides. Dette gjelder for NO_2 med grense 2 ppm og aldehyder med takverdi 1 ppm.

De gjeldende administrative normer og grenseverdier er satt opp i tabellen under.

Stoff	ppm	mg/m^3
CO karbonmonoksyd	25	
CO_2 karbondioksyd	5000	9000
SO_2 svoveldioksyd	2	5
NO_2 nitrogendioksyd	2	3,6
NO nitrogenoksyd	25	30
NH_3 ammoniakk	25	18
Nitroglyserin	0,03	0,27
Formaldehyd (Aldehyder)	0,5	0,6
Sjenerende støv: -totalstøv (alt støv < 10 μm) -respirabelt støv (75 % av alt støv < 5 μm)		 10 5

Tabell 2. Grenseverdier for gasser og støv

Gassmålinger

Det ble målt konsentrasjoner av NO_2 og CO.
NO_2 er en meget farlig gass som utvikles både ved sprengning og ved forbrenning av diesel. Gassen er brunrød med karakteristisk lukt. NO_2 har en takverdi på 2 ppm. NO_2 er vannløselig og spylig av røysa er derfor viktig.
CO er en giftig gass som blir utviklet ved ufullstendig forbrenning av dieselolje og ved sprengning. CO har grenseverdi på 25 ppm.

Måling av NO_2 og CO ble utført med en stasjonær måler som ble plassert 100 til 130 meter bak stuff. Målerne var av typen Metrosonics 7440 og 7700. Det ble i tillegg til i tunnelen tatt målinger i lastemaskin, i lastebiler og på arbeidsfolk under rensk på røysa.

Det ble totalt utført 55 gassmålinger, 42 i tunnelen og 13 i lasteutstyr og på personell.

Ventilasjonssystemet som ble benyttet i tunnelen var en-veis ventilasjon med AMV-vifter, tilsvarende GAL 14 1100/1100, og dukdiameter 1,5 m. Den første gassmålingen ble tatt da stuffen var ca. 530 m fra påhugget. Ventilasjonsduken var i gjennomsnitt 52 m bak stuff ved gassmålingene. Målinger av ventilasjonsanlegget viste at lekkasjetapet var svært lavt, ca. 1 % pr. km tunnel.

Nitrogendioksyd i ladden

Det ble foretatt NO_2-målinger i ladden for 20 "rene" emulsjonssalver og 5 anolitsalver. Figuren under viser resultater fra målingene.

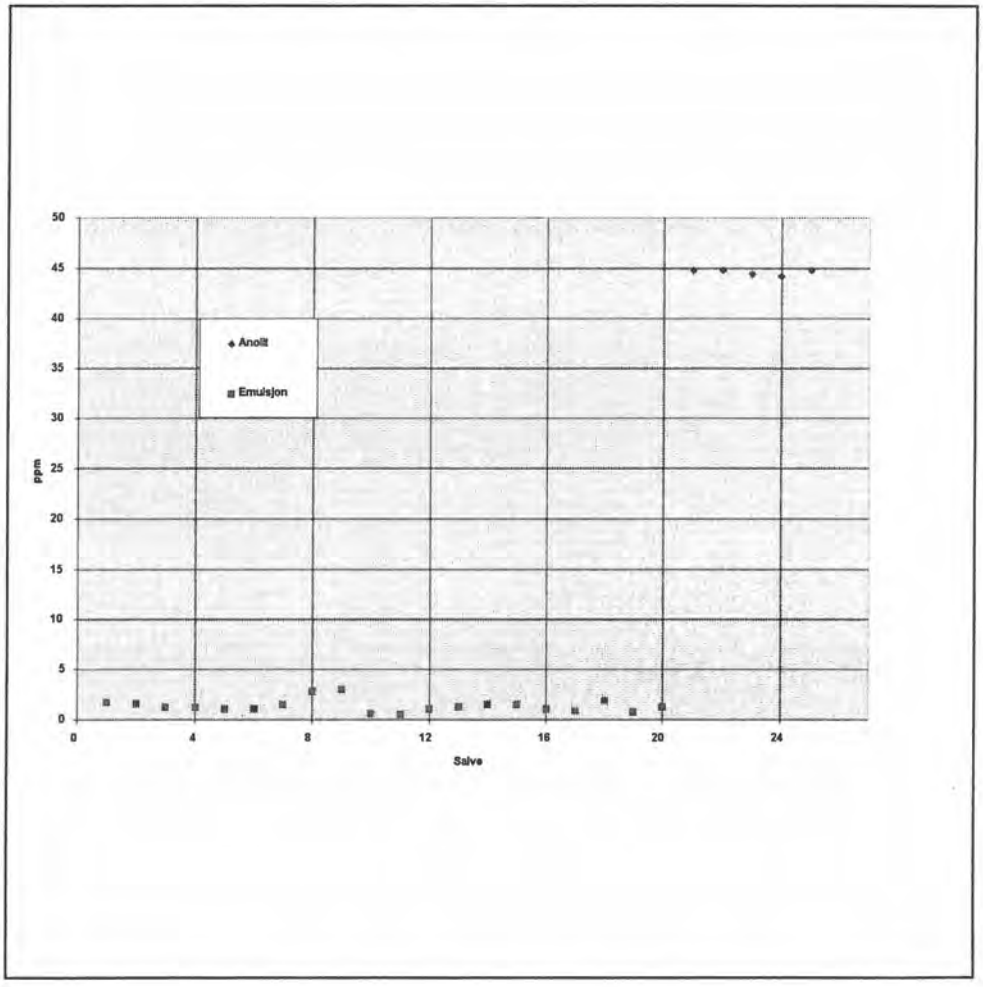


Fig. 1 Gjennomsnittlig maksimalkonsentrasjon av NO_2 over ett minutt, 107 m bak stuff.

Målingene viser at maksimalkonsentrasjonen av NO_2 i emulsjonsladden ikke overskred arbeidstilsynets krav til takverdi på 2 ppm. Gjennomsnittlig konsentrasjon i

emulsjonsladden var 1,2 ppm. Til sammenligning ble laveste konsentrasjon i anolitladden målt til 44,2 ppm.

Karbonmonoksyd i ladden

Det ble foretatt CO-målinger i ladden i 20 rene emulsjonssalver og 5 anolitsalver. Figuren under viser resultatene av målingene.

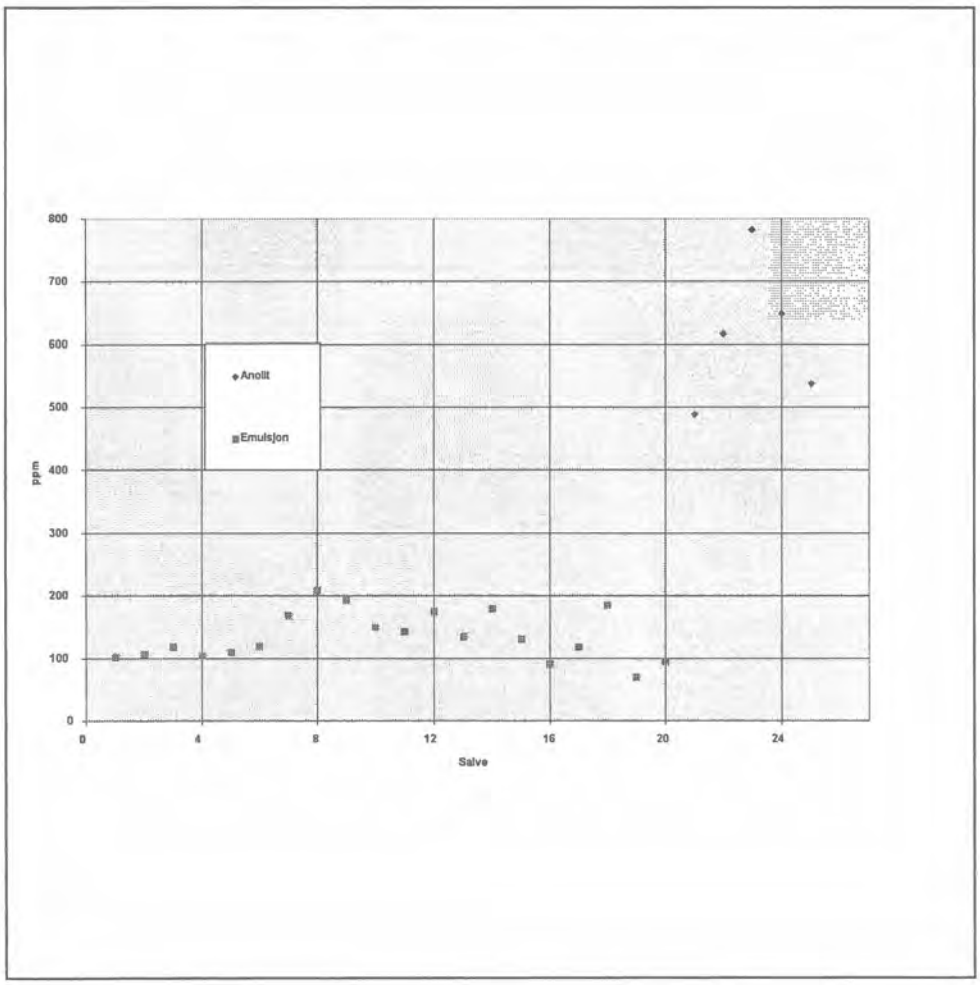


Fig. 2 Maksimalkonsentrasjon av CO i ladden, 107 m bak stuff.

Målingene viser at maksimalkonsentrasjonen av CO i emulsjonsladden lå i området 100-200 ppm for normalsalver, med midelverdi 131 ppm. I anolitladden ble det til sammenligning registrert maksimalkonsentrasjoner på mellom 488 ppm og 782 ppm, med middelverdi på 614 ppm. Middelverdi av CO i emulsjonsladden er 21 % av konsentrasjonen i anolitladden.

Gassmålinger i lasteutstyr og på røys

Det ble utført gassmålinger i lastemaskin og lastebiler under utlasting. Både lastemaskin og lastebiler kjørte gjennom emulsjonsladden. Som lastemaskin ble en Cat 980 C benyttet.

Tabellen under viser resultater fra gassmålingene i lastemaskinen.

Måling nr.	NO_2-kons.	CO-kons	Tilstand/situasjon
1	0,5 ppm	32 ppm	Gammel laster med tett hytte, aircond. i bruk
2	0,2 ppm	36 ppm	Gammel laster med tett hytte, aircond. i bruk
3	0,3 ppm	38 ppm	Gammel laster med tett hytte, aircond. i bruk
4	0,2 ppm	30 ppm	Ny laster, aircond. i bruk

Tabell 3. Gassmålinger i lastemaskin

Målingene viste at NO_2 konsentrasjonen lå godt under takverdien på 2 ppm. CO-konsentrasjonen var høyere enn grenseverdien på 25 ppm, men siden det er tillatt med overskridelse av denne grenseverdien i kortere tidsrom var det ikke noe problem å holde seg innenfor kravene.

Det ble også foretatt målinger i gammel laster uten aircondition i bruk og med utett hytte. Resultatene på disse målingene viste betydelig høyere konsentrasjoner både for CO og NO_2. NO_2- konsentrasjonen lå fortsatt godt under 2 ppm.

Gassmålinger i lastebilene viste lave verdier av både NO_2 og CO. Høyeste konsentrasjon i

semitrailere (nye Volvo og Mercedes) med aircondition-anlegg var 12 ppm for CO og 0,4 ppm for NO_2.

Gassmålinger under spettrensk på røysa ga resultatene 25 ppm for CO og 0,4 ppm for NO_2.

Sikt

Sikt ble målt med to ulike metoder:

-elektrokjemisk apparat som måler lysabsorpsjon mellom to punkt med avstand 1,5 m

-oppheng av lyspærer med en gitt avstand mellom pærene

Den første metoden ble benyttet under målingene av sikt i emulsjonsladden. Siktmåleren gikk siden i stykker. I anolitladden ble derfor den andre metoden benyttet.

På grunn av det lave NO_2-innholdet i emulsjonsladden, var fargen på ladden gråhvit og ga generelt bedre sikt.

Tabellen under viser gjennomsnittsresultater av målingene i emulsjonsladden og anolitladden.

Ladd	Meter sikt	Utslag på siktmåler
Emulsjon	158	6 %
Anolit	31	51 %

Tabell 5. Siktmålinger i emulsjonsladd og anolitladd

Målingene viste at sikten i emulsjonsladden var ca. 5 ganger bedre enn i anolitladden. I realiteten var det ikke siktproblemer i salver med emulsjon som sprengstoff.

Støv

Støv er en altomfattende betegnelse som omfatter alle partikler i lufta. Grenseverdien bestemmes ut fra innholdet av kvartsstøv. Andelen kvarts bestemmes med en flyvestøvsprøve. Formålet med målingene var å kartlegge støvkonsentrasjonene etter skyting. Støvprøvene ble analysert ved Sintef Bergteknikk.

Støvmålingene ble tatt med stasjonær måling. Måleapparatet besto av to pumper med påmontert filter for opptak av respirabelt- og totalstøv. Målepunktet lå i gjennomsnitt 107 m bak stuff. Målingene ble utført over en tidsperiode på ca. 60 minutter fra salve ble skutt og utover i lasteperioden.

Totalstøv

Målingene viste at konsentrasjonen av totalstøv i emulsjonsladden hadde en gjennomsnittsverdi på 9,5 mg/m^3, mens den i anolitladden var på 13,4 mg/m^3.

Direktoratet for arbeidstilsynet setter krav til at den gjennomsnittlige totalstøvkonsentrasjonen over 8 timer ikke skal overstige:

-1,4 mg/m^3 ved 25 % kvartsinnhold i flyvestøvet
-1,0 mg/m^3 ved 51 % kvartsinnhold i flyvestøvet

Respirabelt støv

Med respirabelt støv menes den mengde støv som når helt ned i lungene.
Målingene viste en gjennomsnittskonsentrasjon i emulsjonsladden på 4,4 mg/m^3 og på 7,2 mg/m^3 i anolitladden.

Etter kravene skal gjennomsnittlig maksimalkonsentrasjon over 8 timer ikke overstige:

-0,5 mg/m^3 ved 25 % kvartsinnhold i flyvestøvet
-0,3 mg/m^3 ved 51 % kvartsinnhold i flyvestøvet.

Det er ikke funnet noen forklaring på hvorfor støvkonsentrasjonene er lavere for emulsjon enn for anolit.

Målingene ligger over grenseverdiene for begge sprengstoffene. Det må her gjøres oppmerksom på at støvkonsentrasjonen er størst under ventilasjonspausen.

Vannprøver

Avløpsvann fra driving må ofte behandles. For å se om sprengstofftypen påvirker vannet i særlig grad, ble det foretatt prøver av avløpsvannet fra stuff.

Det ble foretatt prøver av avløpsvannet på to måter:

-enkeltprøver en time etter salveskyting

-kontinuerlig prøvetaking over ett døgn, med en prøve pr. time

Prøvene ble analysert ved Nedre Romerike vannverk.

Tabellen under viser resultatene fra vannprøvene.

	Emulsjon	Anolit	E/A i %
pH	9,73	8,79	111 %
$NO_2 + NO_3$	133 mg/l	152 mg/l	88 %
NH_4	66 mg/l	85 mg/l	78 %
Tot-N	234 mg/l	278 mg/l	84 %

Tabell 6. Prøver av avløpsvannet på stuff

Målingene viste at sprengning med emulsjon ga bedre resultat med hensyn på vannkvalitet fra røysa, med unntak av pH. Som tabellen viser, er ikke forskjellene på gjennomsnittet av målingene så store mellom emulsjon og anolit. De døgnkontinuerlige målingene viste økte konsentrasjoner etter salveskyting for anolit, mens emulsjon var stabil. Det kan tyde på at tilskuddet fra salveskyting var større ved bruk av anolit.

Sprengningsresultat

For å få dokumentert emulsjonens sprengningstekniske egenskaper ble følgende registrert:

-brytning
-framkast/røysprofil
-fragmentering
-konturkvalitet
-sprengstoff-forbruk

Brytning

Måling av brytning ble gjort over flere salver for å få et representabelt gjennomsnitt:

Borrigg	Sprengstoff	Hulldiameter	Lengde	Ant. salver	Brytning	Brytning i %
AMV-fulldata	Emulsjon	45 mm	253,4 m	53 stk	4,78 m	95 %
AMV-fulldata	Emulsjon	51 mm	46,8 m	10 stk	4,68 m	93 %
AMV-fulldata	Anolit	51 mm	22,0 m	5 stk	4,40 m	88 %

Tabell 7. Målt inndrift og beregnet brytningsprosent for emulsjon og anolit

Boret lengde var 5,02 m.

Det ble benyttet 45 mm borkrone under driving i kvartsittisk sandstein. 51 mm ble først prøvd i syenitt. Skal en sammenligne emulsjon og anolit, må en derfor se på boring med 51 mm borkrone.

Det oppstod vannproblemer i den perioden det ble boret med 51 mm krone. Slike forhold favoriserer emulsjon. Dette kan forklare bedre brytning ved bruk av emulsjon som sprengstoff.

Framkast/røysprofil

Måling av framkast/røysprofil viste små variasjoner mellom emulsjon og anolit.

Fragmentering

Det ble ikke gjort målinger av steinstørrelsen i de ulike salvene, bare visuell sammenligning. Det kunne se ut som om emulsjon ga mer oppknust stein med færre blokker. Dette gjenspeiles også i uttalelser fra lastemaskinførerne som syntes at emulsjonssalver var lette å laste.

Konturkvalitet

Salvene ble kartlagt med hensyn til konturkvalitet. Synlige borpiper etter rensking ble registrert som mål på konturkvaliteten.

Emulsjon ga i starten for dårlig kontur, men denne ble bedre etter at ladningen i konturhullene ble justert ned.

Ved meget dårlig fjell, viste det seg at emulsjonsladningen i bunnen av hullet ble for kraftig. Fjellet rundt bunnladningen var her meget oppknust, og det ble mye rensk og overmasse. Det ble da tatt i bruk gule rør i konturen, noe som ga en bedring i konturkvaliteten i disse partiene.

Ved normale forhold var det liten forskjell i konturkvalitet ved de ulike sprengstoffene.

Sprengstoff-forbruk

Sprengstoff	Emulsjon, 45 mm	Emulsjon, 51 mm	Anolit, 51 mm	E/A
Sprengstoff-forbruk kg/fm^3	1,60 kg/fm^3	1,83 kg/fm^3	1,92 kg/fm^3	95 %

Tabell 8. Sprengstoff-forbruk for emulsjon og anolit

Sprengstoff-forbruket var litt lavere for emulsjon enn for anolit. En fordel med emulsjon er at det er lettere å få eksakt ladningsmengde i hvert borhull.

Tid

For at emulsjon skal være konkurransedyktig med anolit, er det nødvendig med et ladesystem som fungerer raskt og effektiv, og som samtidig er driftssikkert. Med ladetid menes den tiden det tar å pumpe inn den aktuelle sprengstoffmengde inn i det enkelte hull. Målinger har vist at ladetiden pr. hull er ca. 25 % lavere for emulsjon enn for anolit.

Direktoratet for arbeidstilsynet har kommet med forslag til ny forskrift om innføring av forbud mot samtidig boring og lading. Dersom et slikt forbud blir lovfestet, er den totale ladetiden pr. salve lavere for emulsjon enn for anolit. For Hanekleivtunnelen er total ladetid for en emulsjonssalve målt til ca. 40 min.

Økonomi

Ved valg av sprengstoff vil naturligvis økonomi spille en vesentlig rolle. I innkjøp ligger pris pr. enhet emulsjon mellom anolit og dynamit. Dagens regler forutsetter at sprengstoffleverandøren har personell med under ladingen siden det ved bruk av emulsjon tilvirkes sprengstoff på plassen. Sprengstoffleverandørens personell på anlegget bør også kunne benyttes til andre oppgaver enn til selve ladingen.

Emulsjon har god vannbestandighet og kan derfor benyttes også ved vannproblemer. Dersom anolit benyttes som hovedsprengstoff, vil en ved vannproblemer måtte erstatte en betydelig andel anolit med patronert sprengstoff. Dette medfører en fordyring.

Ved sprengning med anolit, er det krav om to-veis ventilasjon ved tunnellengder over 900 m. Bruk av emulsjon gir sterkt reduserte konsentrasjoner av NO_2 og CO. Dersom det vurderes som tilstrekkelig med blåsende ventilasjon i en tunnel med emulsjon som sprengstoff, vil dette redusere kostnadene betydelig i forhold til anolit, under forutsetning av at det gis tillatelse til å kjøre gjennom ladden.

Fordeler og ulemper med emulsjon som sprengstoff

Fordeler:

- Bruk av emulsjon som sprengstoff gir en betydelig miljøforbedring for tunneldriverne i forhold til anolit, spesielt med tanke på giftige gasser, støv og sikt.

- Det er liten forskjell på de sprengningstekniske egenskapene for emulsjon og anolit.

- Ved bruk av emulsjon som sprengstoff, kan en forholde seg til en sprengstofftype.

- Emulsjon er vannbestandig, og vil derfor være spesielt fordelaktig ved synkdrift og ved vannproblemer.

- Emulsjon er ikke et sprengstoff før lading. Det betyr at en slipper transport og lagring av sprengstoff, noe som gir god håndteringssikkerhet.

- Med emulsjon kan ladningsmengden i hvert hull bestemmes nøyaktig.

- Nye forskrifter med forbud om samtidig boring og lading vil medføre lik total ladetid for anolit og emulsjon.

Ulemper:

- Emulsjon er kostbart i innkjøp.

- Regelverket sier at sprengstoffleverandøren må ha en person stasjonert på anlegget. Dette medfører en fordyring dersom denne personen ikke kan medføre reduksjon i bemanning ellers på anlegget.

- Det har vist seg å være problemer med at emulsjon blir presset ut av borhullet ved vanntrykk.

Konklusjon

Målingene i Hanekleivtunnelen har bekreftet de resultatene emulsjon har gitt ved forsøksdrift i tunnel. De gode resultatene emulsjon gir, ikke minst på miljøsida, bør være grunn god nok til å velge emulsjon som sprengstoff selv der det er litt dyrere.

Gode erfaringer med emulsjon som sprengstoff under forsøksdriften samt i Hanekleivtunnelen, medfører at emulsjon er planlagt som hovedsprengstoff i flere av Statens vegvesens framtidige tunneler. Det er grunn til å anta at emulsjon vil ta over en stor del av tunnelmarkedet i framtida.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

FINSTOFFDANNELSE VED PALLSPRENGNING. KONSEKVENSER AV UNØYAKTIG BORING.

Generation of fines in bench blasting. The concequences of drillhole deviation.

Professor Kai Nielsen. Inst. for geologi og bergteknikk. NTNU.
Forsker Stein Erik Hansen. SINTEF Bygg- og miljøteknikk, Avd. Bergteknikk.

SAMMENDRAG

Finstoffdannelse (minus 4 mm) er et stort problem for mange pukkprodusenter fordi dette produktet oppnår en langt dårligere pris enn grovere fraksjoner av god kvalitet. Andelen finstoff kan ofte utgjøre 20-25% av den totale produksjonen. Det kan for enkelte produsenter til og med være vanskelig å finne avsetning for hele finstoffmengden.

Sprengningsopplegget betyr en hel del for finstoffdannelsen, både i forbindelse med selve sprengningen og i den etterfølgende knusingen.

Unøyaktig boring er, ved siden av borhullsdiameter, spesifikt sprengstofforbruk og sprengstoffets detonasjonshastighet, en av de viktigste faktorer som vil påvirke finstoffdannelsen.

Foredraget presenterer en teknisk/økonomisk analyse, bl.a. basert på bruk av dataprogram for sprengningssimulering, av hvordan borhullsavvik og unøyaktig boring vil forsterke dannelsen av finstoff i et pukkverk.

SUMMARY

The generation fines (minus 4 mm) can represent a problem for many producers of crushed aggregates. The fines fraction may be difficult to sell, and will fetch a lower price than the coarser, good quality fractions. The amount of fines generated from blasting and crushing can amount to 20-25% of the total production in hard rock quarries.

The blasting operation will strongly influence the generation of fines, both from primary blasting, and during the following crushing stages.

Drillhole deviation together with drillhole diameter, powder factor, and detonation velocity, are the most important blasting parameters with regard to the generation of fines.

The paper presents a technical and economic analysis of how the drillhole deviation will lead to an increased generation of fines in a crushed aggregate plant. The analysis is partially based on the use of a bench blasting simulation program.

1 INNLEDNING

Det har i de siste 2-3 årene vært gjennomført en rekke interessante fullskala tester og laboratorieforsøk som klart påviser at sprengningsopplegget har stor betydning for finstoffdannelsen ved pukkproduksjon. Dette gjelder både finstoff fra selve sprengningen, og finstoff som dannes under den etterfølgende knusingen.

De tre viktigste sprengningsparameterne har i denne sammenheng vist seg å være borhullsdiameter, spesifikt sprengstofforbruk og sprengstoffets detonasjonshastighet. Disse tre parameterne påvirker finstoffdannelsen på følgende måte: (Kristiansen, 1994; Nielsen og Kristiansen, 1996).

* Ved bruk av bulksprengstoffer, vil større borhullsdiameter føre til mer finstoff etter primær- og sekundærknusing.

* Sprengstoffer med høyere detonasjonshastighet vil føre til finere fragmentering, og mer finstoff etter primær- og sekundærknusing.

* Øket spesifikt sprengstofforbruk vil redusere knusemotstanden og gjøre knusingen lettere, samtidig som det dannes mere finstoff.

* Redusert knusemotstand vil også føre til at den groveste delen av knuseproduktet blir noe finere, selv om knuserens innstilling ikke forandres.

Sprengningen er altså det første leddet i en integrert fragmenterings- og knuseprosess som skal bringe råstoffet over fra fast berg til et salgbart pukkprodukt.

Sprengningsopplegget bør derfor til enhver tid planlegges og optimaliseres med sikte på å oppnå de laveste produksjonskostnadene eller det høyeste driftsoverskuddet.

Ved siden av sprengstoffets egenskaper og sprengstofforbruket, har altså fordelingen av sprengstoffet i bergmassen stor betydning.

Sprengstoffordelingen bestemmes ikke bare av borhullsdiameteren, slik at større diameter og grovere bormønster vil gi større konsentrasjon og øket avstand mellom de enkelte landningene. Borhullsavvik vil også påvirke fordelingen av sprengstoffet i bergmassivet.

2 BORHULLSAVVIK

Praktisk talt alle borhull i en pallsalve har et større eller mindre borhullsavvik. Dette vil føre til at bormønsteret i bunnen av salva kan bli svært forskjellig fra det som ble planlagt.

Avvikene tiltar ofte med hulldypet, og blir vanligvis størst ved bunnen. Samtidig er denne sonen den mest kritiske delen av salva fordi den har størst innspenning og tyngst utslag.

Borhullsavvikene kan derfor føre til svært uheldige sprengningsresultater med storstein, knøler og steinsprut.

I vanlig pallsprengning bores som oftest hullene på kast for å lette utslaget langs sålen. De viktigste årsakene til borhullsavvik er derfor:

* Feil påskråm (hullet påbegynnes til siden for planlagt punkt)
* Feil helling på borhullet (flatere eller brattere enn planlagt)
* Feil retning på borriggen (fører til sidevegs avvik)
* Avbøyning i borhullet p.g.a. strukturer i berget (lagdeling/sprekkesystemer)

Avviksmålinger, også her i landet, viser at borhullsavviket for enkelte hull kan bli svært stort, og det er ikke uvanlig at det kan oppstå 1-2 meters avvik ved hammerboring på en 15 meters pall. (Amundsen, 1993).

Regelmessige strukturer i berget vil ofte gjøre at avbøyningen i borhullene går i samme retning, slik at de relative feilene mellom borhullene ikke trenger å bli så store.

Derimot vil enkeltstrukturer, feil påskråm, feil helling og feil retning, alle være tilfeldige feil, noe som gjør at borhullene vil sprike i alle retninger. Dette gjør at man kan få større relative feil mellom to nabohull enn det maksimale avviket for ett enkelt hull skulle tilsi.

Dersom man måler borhullene i en eller flere pallsalver og finner at avvikene er for store, kan borenøyaktigheten og sprengningsresultatene alltid forbedres ved å bruke vanlige teknikker for kvalitetssikring. (Nielsen, 1993).

I tillegg til metodeforbedringer i forbindelse med utsett av borhullene, innretting av riggen og påskråm, kan man f.eks. bruke styrestang eller børrør for å redusere avbøyningen i hullene under boringen.

Erfaringer fra natursteinsbryting bl.a. i Larvik, viser også at vortekroner ofte gir større avbøyning enn skjærkroner.

3 PALLSALVE OG HULLAVVIK

I praksis har man hittil "lukket øynene" for borhullsavvikene, og søkt å kompensere for disse ved å tilpasse (krympe) bormønsteret slik at det f.eks. ikke ble for mange knøler i sålen.

Bormønsteret i en pallsalve kan planlegges ut fra enkle tommelregler som f.eks.:

Sprengbarhet	Forsetning: $V_{Teoretisk}$ (mm)
Vanskelig	35 x borhullsdiameter (mm)
Middels sprengbarhet	40 x borhullsdiameter (mm)
Lettsprengt	45 x borhullsdiameter (mm)

For å kompensere for borhullsavviket, sier tommelregelen videre:

$$V_{Praktisk} = 0,8 \times V_{Teoretisk}$$

Videre setter man ofte:

Hullavstand (E) = 1,2 x Forsetning (V)

En "standard" pallsalve da f.eks. planlegges med følgende parametere:

Middels sprengbarhet og borbarhet
Pallhøyde: 15 m
Borhullsdiameter: 76 mm
Helling: 15°
$V_{Teoretisk}$: 3,0 m
$E_{Teoretisk}$: 3,6 m
$V_{Praktisk}$: 2,4 m
$E_{Praktisk}$: 2,8 m
Underboring: 1,0 m

Videre kan man anta at det maksimale hullavviket på sålenivået er 1 m, med et standard-avvik på 0,375 m, dvs. 2,5% av pallhøyden. Størrelsen og retningen på avviket vil være tilfeldig fordelt dersom man også antar at det ikke finnes regelmessige strukturer i berget som fører til avbøyning under boringen.

For kunne vurdere hvordan borhullsavviket vil kunne påvirke finstoffdannelsen, har man valgt 2 forskjellige salveplaner som følger:

1. Det er tatt utgangspunkt i en basis-salve uten hullavvik med 4 raster à 10 hull. Bormønsteret er satt til det teoretisk mulige: V x E = 3,0 x 3,6 m.

2. Deretter har man bestemt ett sett med tilfeldige borhullsavvik v.hj.a. en enkel Monte-Carlo simulering og justert orienteringen av borhullene i basis-salva tilsvarende. Bormønsteret er redusert til V x E = 2,4 x 2,8 m (80%).

4 SPRENGSTOFFORDELING I SALVEVOLUMET

Sprengstoffordelingen i bergmassivet har, som sagt, betydning for finstoffdannelsen og sprengningresultatene.

For å vise hvordan sprengstoffet fordeles i de to salvekonfigurasjonene ovenfor, har man brukt et dataprogram for planlegging og analyse av pallsalver. Programmet kalles 3x3o-PRO, og er utviklet ved The Julius Kruttshcnitt Mineral Research Center (JKMRC). Dette senteret er tilknyttet University of Queensland i Brisbane.

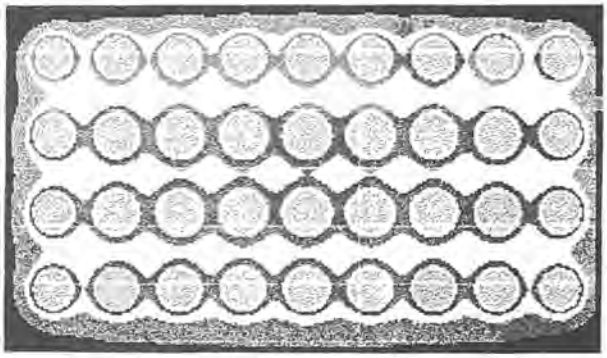
JKMRC har også utviklet en rekke andre sprengningsprogram bl.a.:

* 3x3WIN: Planlegging av langhullsbryting under jord.
* 3x3D: Planlegging av tunnel/ort-drift.
* 3DMuck: Modellering av fremkast og røys.
* Vibpack: Beregning av vibrasjoner fra sprengning.
* Qfrag: Analyse av sprengstofforbruk og fragmentering.
* Joints: Bergmassens naturlige oppsprekkking/fragmentering.

I tillegg har JKMRC utviklet et program, JKSimQuarry, for simulering og planlegging av knusing og sikting i pukkverk. Dette er, sammen med sprengningsprogrammene som er nevnt ovenfor, installert ved Instituttet og ved SINTEF Bergteknikk.

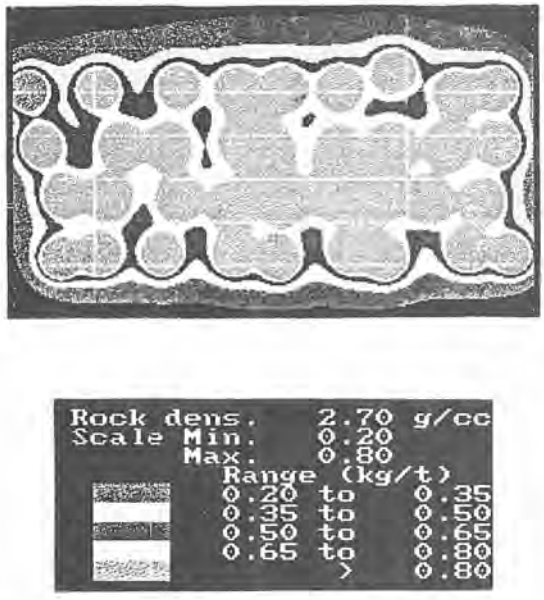
Figur 11.1 viser sprengstoffordelingen i et plansnitt langs sålen for basis-salva uten hullavvik og det teoretiske bormønsteret V x E = 3,0 x 3,6 m. Fordelingen av sprengstoffet er symmetrisk rundt borhullene. Figuren viser dessuten at det vil være en viss samvirkning mellom borhullene sentralt i salva.

Figuren illustrerer også hvordan man kan bruke programmet til å kontrollere at man får en tilstrekkelig mengde sprengstoff fordelt over hele såleplanet.



Figur 11.1. Sprengstoffordelingen i et plan langs sålen for basis-salva med teoretisk bormønster uten hullavvik.

Figur 11.2 viser det tilsvarende plansnittet for salveplan nr. 2. Krympingen av bormønsteret har selvsagt ført til at sprengstoffkonsentrasjonen har øket, men det er også tydelig at hullavvikene fører til store variasjoner i sprengstoffordelingen. Noen soner får svært høye konsentrasjoner, mens andre får lav ladetetthet. I områdene med lave konsentrasjoner av sprengstoff, kan det bli knøler og problemer med sålen, noe som igjen kan føre til tyngre utslag for hullene bakenfor.

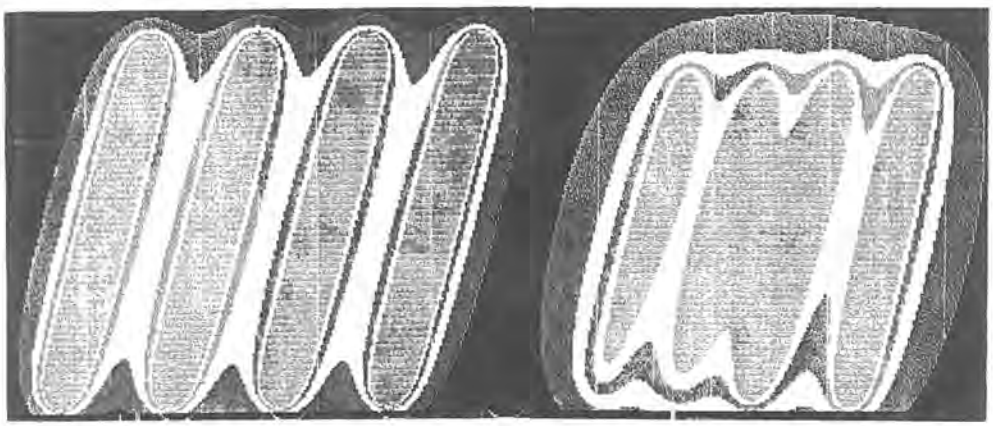


Figur 11.2. Sprengstoffordelingen i et plan langs sålen for salveplan nr. 2. Bormønsteret er redusert og hullavvikene er innlagt.

På Figur 11.3 (a) er vist et vertikalsnitt med sprengstoffordelingen mellom to hullrader for basis-salva. Som man ser, er fordelingen også her symmetrisk rundt borhullene.

Figur 11.3 (b) viser fordelingen i det samme snittet for salveplan nr. 2 hvor bormønsteret er redusert og borhullsavvikene er innlagt.

Fordelingen av sprengstoffet er også her svært uregelmessig. I området rundt de to fremste hullen vil man få lite sprengstoff rundt sålenivået. Dette vil kunne medføre et dårlig sprengningsresultat fordi utslaget blir for tungt.



Figur 11.3. Sprengstoffordeling i et vertikalsnitt mellom to hullrader. Figur (a) viser fordelingen med teoretisk bormønster uten hullavvik. Figur (b) viser fordelingen med redusert børmønster og innlagte hullavvik.

5 TEKNISKE KONSEKVENSER AV BORHULLSAVVIK

Når det praktiske bormønsteret krympes til 80% av det som teoretisk skulle være mulig ut fra tommelregelen, vil dette åpenbart medføre en vesentlig økning i kostnadene for boring og sprengning.

Med 15 m pallhøyde, vil et bormønster på 3,0 x 3,6 m løsne ca. 160 m^3/hull, mens det reduserte bormønsteret på 2,4 x 2,8 m vil løsne ca. 100 m^3/hull.

Selv om man nok vil kunne redusere underboringen og pipeladningen til en viss grad når bormønsteret krympes, vil kostnadene for boring og sprengning gå opp med kanskje 50% i forhold den ideelle basis-salva som er brukt i eksemplet ovenfor.

I praksis vil man neppe kunne øke bormønsteret til det teoretisk mulige, selv om borhulls-avvikene kunne reduseres til null.

Sprengningsresultatene vil bl.a. også kunne påvirkes i negativ retning av geologiske strukturer, usikker initiering og detonasjon p.g.a. uheldige påvirkninger mellom nær-liggende borhull osv. Dette gjør at man i praksis vil operere med et bormønster som er noe mindre enn det teoretisk mulige.

Det kan derfor være rimelig å anta at dersom man velger å redusere bormønsteret for å kompensere for hullavvikene, vil kostnadene for boring og sprengning kunne øke med minst 30% i forhold til en salve med svært små eller ingen avvik. Dette tilsvarer også omtrent 30% økning i antall borhull.

Når det gjelder finstoffdannelsen fra sprengning og knusing, så er denne i hovedsak knyttet til en sone rundt hvert enkelt borhull hvor også knusemotstanden er redusert. Denne sonen, finstoffsonen, forårsakes av sjokkbølgene i berget som oppstår når sprengstoffet detonerer. (Nielsen, Hansen, Myrvang, 1994).

Sjokkbølgene åpner de første sprekkene som starter den synlige fragmenteringen av salva, men de fører også til at det dannes et stort antall mikrosprekker og riss. Størrelsen på disse sprekkene og rissene er fra millimeternivå og nedover, og de vil tjene som bruddanvisninger i den videre nedknusingen.

Antallet slike bruddanvisninger er svært stort, og den samlete overflaten av mikrosprekkene er 10-100 ganger større enn den samlete overflaten av alle fragmentene i røysa. (Revnivtsev, 1988).

Dersom antall borhull økes med 30% for å kompensere for borhullsavvikene, vil dette føre til en tilsvarende økning i finstoffandelen etter sprengning og knusing.

Men borhullsavvikene forårsaker også, som sagt, en mer ujevn fordeling av sprengstoffet i berget. Dette vil igjen føre til at salva vil inneholde både mer storstein og mer finstoff enn en salve uten borhullsavvik, selv om midlere kornstørrelse er den samme. (Cunningham, 1983).

Det finnes, så vidt vites, ingen undersøkelser fra praktisk drift som kan gi noen tall for hvor my finstoffandelen vil øke som følge av borhullsavviket.

For å få en viss pekepinn, kan man bruke den såkalte Rosin-Rammler fordelingen til å beregne økningen i andelen finstoff som dannes under selve sprengningen.

Rosin-Rammler fordelingen utrykkes ved følgende formel:

$$R = e^{-(x/x_c)^n}$$

hvor:

R = Andelen grovere enn kornstørrelsen x
x_c= Karakteristisk kornstørrelse (69,3% salva er finere enn x_c)
n = Fordelingseksponent (n=0,8-2,2. Lav verdi gir mye fint og grovt gods)

Uten å gå inn på beregningene av "n", har man i litteraturen funnet at uten borhullsavvik blir n = 1,52 med bormønster og hulldiameter som brukt i eksemplet. Med et standardavvik på 0,375 m, vil hullavvikene føre til at n = 1,28. (Lownds, 1983).

Det antas at endringen av andelen minus 20 mm også kan gi en indikasjon på hvordan finstoffdannelsen endres p.g.a. hullavviket.

Ved bruk av Rosin-Rammler formelen og de to "n-eksponentene" ovenfor, finner man:

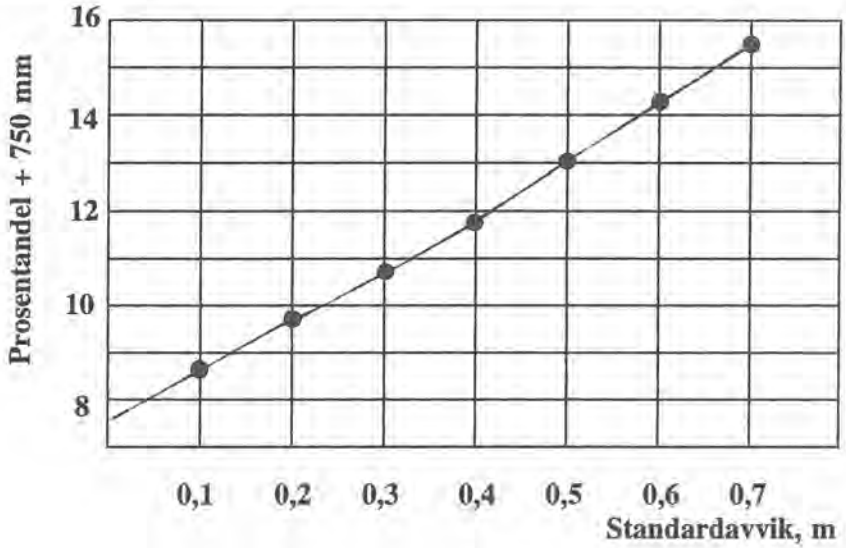
* Andel minus 20 mm uten hullavvik = 1,3%
* Andel minus 20 mm med hullavvik = 2,5%

Hullavviket fører altså til en dobling av finstoffet i salva. Det er derfor rimelig å anta at finstoffandelen minus 4 mm også kan øke betydelig etter flere trinns knusing.

Det synes ikke sannsynlig at finstoffandelen etter knusing også vil øke med 50% på grunn av borhullsavvikene, men en rimelig antakelse vil være 20% (?).

Dette betyr at det kanskje kan dannes opp til 50% mer finstoff etter sprengning og knusing ved å redusere bormønsteret for å kompensere for vanlige borhullsavvik.

Andelen storstein vil også øke med økende borhullsavvik (standardavviket). Figur 11.4 viser hvordan prosentandelen grovstein + 750 mm øker med økende borhullsavvik. (McKenzie, 1994).



Figur 11.4. Prosentandel grovstein som funksjon av økende borhullsavvik. (McKenzie, 1994).

Kurven er basert på feltundersøkelser og beregninger v.hj.a. den såkalte KUZ-RAM modellen for fragmentering. (Cunningham, 1983). Undersøkelsene er gjort i et australsk steinbrudd med 104 mm borhull og V x E = 4,0 x 4,5 m. Bergarten var også en god del oppsprukket.

Andelen storstein + 750 mm vil bli lavere ved bruk av 76 mm hull i "norske" bergarter med mindre oppsprekking.

6 ØKONOMISKE KONSEKVENSER AV BORHULLSAVVIK

Ved å redusere bormønsteret for å kompensere for borhullsavvikene, vil kostnadene for boring og sprengning i eksemplet ovenfor kunne øke med 30 %. Samtidig gir dette en tilsvarende økning i andelen finstoff minus 4 mm.

Ved bare å krympe bormønsteret, bibeholdes imidlertid borhullsavvikene, og dette vil føre til at man får mer storstein og mer finstoff enn i en salve uten borhullsavvik.

Dette medfører økte kostnader for spretting eller pikking, og andelen finstoff etter knusing øker ytterligere.

Med basis i beregningene ovenfor, synes det å være en rimelig antakelse at finstoffandelen etter knusing kan bli 50% høyere for en salve med borhullsavvik og redusert bormønster, sammenliknet med en salve med større bormønster og uten avvik.

Dette føre til økte kostnader og et inntektstap for produsenten.

Et enkelt økonomisk overslag kan gjøres ved å se på følgende eksempel:

Årsproduksjon: 250 000 tonn
Spesifikk vekt: 2,6 tonn/m^3
Sprengningskostnad: 700 kr/hull
Antall hull med hullavvik: 960 hull/år
Antall hull uten hullavvik: 600 hull/år
Andel finstoff uten borhullsavvik: 20%
Andel finstoff med borhullsavvik: 30%
Salgspris for finstoff: 60 kr/tonn
Salgpris for finpukk: 120 kr/tonn

Salgsinntektene for et produksjonsopplegg med redusert bormønster og hullavvik blir da:

0,7 x 250 000 x 120:	21,000 mill. kr/år
0,3 x 250 000 x 60:	4,500 mill. kr/år
SUM:	25,500 mill. kr/år

Tilsvarende blir salgsinntektene for et produksjonsopplegg med større bormønster uten hullavvik:

0,8 x 250 000 x 120:	24,000 mill. kr/år
0,2 x 250 000 x 60:	3,000 mill. kr/år
SUM:	27,000 mill. kr/år

I tillegg kommer så merkostnadene for boring og sprengning ved bruk av redusert bormønster. Merkostnadene er ovenfor funnet å bli 30%, og dette utgjør da:

(960 - 600) x 700:	250 000 kr/år

Reduserte salgsinntekter og økte sprengningskostnader kan altså utgjøre 1,750 mill. kr/år.

Dessuten kan det komme ekstra kostnader i forbindelse med øket spretting eller pikking av storstein.

Dette koster erfaringsmessig 15-20 kr/tonn, og i tillegg kommer kostnader forbundet med plunder og heft for å håndtere storstein under lastingen.

Det er derfor betydelige beløp som kan spares ved å innføre en kvalitetssikring av boring og sprengning for å redusere borhullsavvikene mest mulig!

7 REFERANSER

Amundsen, J. 1993. Dokumentasjon ved sprengningsarbeider - Retningskontroll av borhull. Komp. Fjellsprengningskonferansen, pp. 14.1-14.17. Oslo, november 1993.

Cunningham, C. 1983. The KUZ-RAM model for prediction of fragmentation from blasting. Proc. First International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting. Vol. 2, pp. 439-452. Luleå, august 1983.

Kristiansen, J. 1994. Sprengstoffene og borhullsdiameterens betydning for fragmentering og kvalitet av røysa. Komp. Fjellsprengningskonferansen, pp. 28.1-28.13. Oslo, november 1994.

Lownds, C.M. 1983. Computer modelling of fragmentation from an array of shotholes. Proc. First International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting. Vol. 2, pp. 455-468. Luleå, august 1893.

McKenzie, C. 1994. Diagnosis makes for better blasting. Rock Products, April 1994, pp. 34-43.

Nielsen, K. 1993. Safety versus production? Quality Assurance in blasting. Proc. FRAGBLAST 4, pp. 487-494. Wien, juli 1993. Balkema, Rotterdam.

Nielsen, K., Hansen, S.E. og Myrvang, A. 1994. Kostnadseffektiv og miljøvennlig pukk-produksjon under jord. Komp. Fjellsprengningskonferansen, pp. 16.1-16.6. Oslo, november 1994.

Nielsen, K. og Kristiansen, J. 1996. Blasting-crushing-grinding. Optimisation of an integrated comminution system. Proc. FRAGBLAST 5, pp. 269-277. Montréal, august 1996. Balkema, Rotterdam.

Revnivtsev, V.I. 1988. We really need revolution in comminution. Proc. XVI International Mineral Processing Congress, pp. 93-114. Stockholm, juni 1988. Elsevier Science Publishers, Amsterdam.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

NYE RAMMEBETINGELSER FOR HÅNDTERING AV EKSPLOSIVER

Overingeniør Sigbjørn Lian
Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern

Sammendrag.

Rammebetingelsene for de som håndterer sprengstoff på områdene transport, bruk og oppbevaring forandrer seg stadig. I forbindelse med EØS-avtalen har Norge forpliktet seg til å tilpasse seg felles europeiske regler for bl.a. transport og handel med eksplosiver.
Det er utarbeidet utkast til ny Forskrift om oppbevaring av eksplosiver som vil medføre endringer i kravene til innbruddssikring, minsteavstander til boliger etc.
Dette sammen med en stadig utvikling av nye sprengstoffer, tennsystemer og kraftigere borutrustninger stiller større krav til de kunnskapene skytebasene må ha for å kunne møte de stadig skjerpede kravene fra samfunnet.

Rammebetingelser for håndtering av eksplosiver

Med håndtering av eksplosiver forstår man tilvirkning, oppbevaring, transport, handel, erverv, bruk og tilintetgjøring av eksplosive varer.

Noen av rammebetingelsene for håndtering av eksplosiver er :

- Lov om eksplosive varer med tilhørende forskrifter
- Andre lover som Forurensningsloven, Produktkontrolloven osv.
- Internasjonale avtaler
- Sprengstoff, tennmidler, borutrustning etc.
- Hva samfunnet aksepterer av risiko ved håndtering av eksplosiver.

I det etterfølgende skal jeg ta for meg noen av de endringene i lover og forskrifter som er vedtatt eller som er nær vedtak, samt se på noen endringer som har forandret rammene for hvordan eksplosiver kan håndteres.

Samfunnets akseptnivå.

Tidligere aksepterte samfunnet at den enkelte person ble utsatt for endel ubehag som støv og støy ved håndtering av eksplosiver, og den enkelte aksepterte at det kunne bli matrielle skader på eiendommen så lenge skadene ble utbedret.
Pr. i dag er ikke samfunnet villig til å akseptere denne type belastninger fra virksomheter som håndterer eksplosiver.
Dette at storsamfunnet, AS Norge, ikke aksepterer at dets medlemmer utsettes for like høy risiko ved håndtering av eksplosiver som tidligere gjenspeiler seg i hvordan lover og regler tolkes og håndheves, og hvordan nye lover og regler blir utformet.

For de som håndterer eksplosiver fører de skjerpede akseptkriteriene fra samfunnet til at de må øke sikkerhetsmarginen mot uhell når de utøver sin virksomhet.

Oppbevaring.

Ved oppbevaring av eksplosiver er det to ting som må vektlegges særskilt for å utsette samfunnet for minst mulig risiko:

- Sikkerhet for omgivelsene rundt et lager i tilfelle en eksplosjon i lageret (safety)
- Sikkerhet mot at eksplosivene kommer i urette hender, tyveri (security)

I Norge har vi fram til i dag mest konsentrert oss om sikkerhet (safety), dvs. at vi har sett på hvilke risiko som tredjeperson blir utsatt for når vi oppbevarer eksplosiver. Dette har ført til at vi har sett på avstanden fra lageret til de utsatte objektene ved et eventuelt uhell ved oppbevaringen, og ut fra dette har godkjent lagre som ved en eventuell detonasjon i lageret ikke skulle kunne forårsake splinter som kunne være farlige på den gitte avstanden.

DBE har utarbeidet et utkast til ny forskrift og veiledning for oppbevaring av eksplosive varer, den nye forskriften vil trå i kraft i 1997.

I dette arbeidet deltok folk utenfor DBE i en referansegruppe, både Kommunenes Sentralforbund, Norges Forsikringsforbund, industrien (les Dyno), myndigheter (Kommunal- og arbeidsdepartementet og Justisdepartementet) samt et par interesseorganisasjoner var representert.

Utkastet til ny forskrift foreslår endringer i forhold til dagens regelverk bl.a. på følgende områder:

- Økede minsteavstander fra boliger til eksplosivlager
- Høyere krav til innbruddssikkerhet i lagerene
- Kompetansekrav til den ansvarshavende for lageret
- Skjerpede krav til tilsyn med og vedlikehold av lagrene

Den minste sikkerhetsavstanden rundt et lager er foreslått forandret fordi man i de nye tabellene også tar hensyn til utkast av splinter fra lageret ved en eventuell detonasjon inne i lageret.

Myndighetene ønsker med de nye reglene bl.a. å forebygge innbrudd/tyveri, derfor er de bygningstekniske krav til innbruddsikring av lagrene økt. Dette betyr at de "bordsjåene" som benyttes mange steder i dag må erstattes med sikrere lager, og det er foreslått krav til låser, overvåking og alarm.

I utkastet til nye regler er det også tatt inn bestemmelser om hvor lenge eksplosiver kan oppbevares uten å søke om oppbevaringstillatelse.
Det ligger an til at dagens praksis med 8 timer vil bli forandret slik at det ikke blir likt på transport og oppbevaring av eksplosiver.

TRANSPORT.

Som kjent reguleres landtransport av eksplosive varer av **Forskrift om landtransport av farlig gods**. Hovedreglen i denne forskriften er at transport av eksplosiver skal foregå i henhold til kravene i de internasjonale konvensjonene, som forkortes **ADR** for vegtransport og **RID** for jernbanetransport.

ADR og RID blir reviderte med jevne mellomrom, revisjonen skjer i internasjonale arbeidsgrupper hvor DBE representerer Norge, slik at bransjen kan melde inn til DBE ønsker om forandringer o.l. hele tiden, ikke dermed sagt at de innmeldte ønsker/behov vil komme med i neste reviderte utgave, men hvis bransjen ikke melder inn ønsker/behov vil det garantert ikke bli endringer.
DBE gir ut "Farlig Gods Avisa" 2 ganger i året, de som ikke mottar denne kan henvende seg til DBE for å komme på lista over de som "Farlig Gods Avisa" skal sendes til. I denne avisa beskriver DBE alle endringer som er på trappene, eller de utdyper visse emner som bransjen har stilt spørsmål om.

Fra 1. januar 1997 blir de fleste av de nasjonale særordningene for transport av eksplosive varer erstattet med de felles europeiske reglene.
Det skjer fordi EU gjennom to direktiver om transport av farlig gods forlanger at medlemmene i EU skal ha felles nasjonale regler. Disse reglene sier at transport innad i et medlemsland og mellom landene i EU skal skje i henhold til kravene i ADR/RID. Og som en følge av EØS-avtalen er disse direktivene også gjort gjeldende for Norge, noe som medfører at alle nasjonale særordninger vi har hatt må fjernes.

Felles europeiske regler gjeldende transport som blir gjeldende i Norge fra 1. januar 1997.

I forbindelse med at ADR-bestemmelsene blir forandret 1. januar 1997, blir det innført nye og mer detaljerte krav til opplæring for kompetansebevis.

Transport av eksplosiver.

I dag kan innehavere av sprengningssertifikat kl. A eller kl. B få utstedt kompetansebevis som gir rett til å kjøre transportkjøretøy med eksplosive varer, dette kompetansebeviset utstedes av Biltilsynet og gjelder inntil 5 år.
Denne ordningen er gjeldende fram til årsskiftet 1996/-97.

Fra 1. januar 1997 må alle som skal kjøre sprengstoff, i ADR-terminologi "Stykkgods kl. 1" ut over begrensede mengder i Margnr. 10 011 gjennomføre et 18 timers grunnleggende ADR kurs. Dette kravet gjelder selv om bilen har registrert totalvekt under 3500 kg.
De som har sprengningssertifikat kl. A eller kl. B klarer seg med dette kurset, de som ikke har sprengningssertifikat må i tillegg til grunnkurset gjennomgå et 8 timers spesialkurs for kl.1.

De som har kompetansebevis som gir rett til å kjøre eksplosiv vare skal hvert 5. år gjennom et oppfriskningskurs med varighet på 8 timer, dette kurset skal avsluttes med en skriftlig prøve på minst 15 spørsmål.

Sikkerhetsrådgiver for transport av farlig gods.

I henhold til *EU-direktiv 96/35/EF om utpeking av og faglige kvalifikasjoner for sikkerhetsrådgivere for transport med jernbane eller på vei eller innenlands vannvei av farlig gods,* skal det senest 31. desember 1999 være sikkerhetsrådgivere hos alle virksomheter som transporterer eksplosiver, herunder av- og pålasting av kjøretøy. For å bli sikkerhetsrådgiver må vedkommende være sertifisert av rette myndighet. Innholdet i en sertifisering av sikkerhetsrådgivere vil vi komme tilbake til.

Felles europeiske regler hvor Norge har fått en overgangsordning fram til utgangen av 2001.

Norge har i dag en rekke særbestemmelser angående transport av eksplosive varer. Etter forhandlinger har Norge fram til 31. desember 2001 en overgangsordning slik at vi får forberedt oss på de nye reglene som blir gjort gjeldende fra 1. januar 2002.

Regler for begrenset mengde eksplosiver.

ADR sier at ved transport av mer enn 5 kg netto eksplosive varer skal kjøretøy og fører tilfredsstille kravene i ADR (kompetansebevis).

Norge har pr. i dag en grense på 50 kg netto eksplosive varer før kjøretøyet må merkes. Regelen om merking av kjøretøy med mer enn 5 kg netto eksplosiv vare vil ikke bli gjort gjeldende før 1. januar 2002.

Godkjenning av kjøretøyer for eksplosivtransport.

Våre nasjonale bestemmelser om hvordan et kjøretøy for transport av eksplosiver skal være bygget for å kunne bli godkjent vil gjelde fram til 31.12.1996. Etter denne datoen skal alle nye kjøretøyer for transport av eksplosive varer tilfredsstille kravene stillet i ADR.

Godkjenning av kjøretøyer med registrert totalvekt under 3500 kg.

I dag har ikke Norge noe krav til de kjøretøyene som har registrert totalvekt under 3500 kg, dette unntaket vil vi få opprettholde fram til 1. januar 2002. Fra denne datoen må alle kjøretøyer som skal transportere eksplosive varer tilfredsstille kravene i ADR.

Antall sjåfører på eksplosivkjøretøy.

I dag er reglene i Norge slik at sjåføren kan ha med hjelpemann, ekstra sjåfør, når det transporteres eksplosive varer. Fra 1. januar 2002 kommer det krav om at det skal være 2 sjåfører på alle kjøretøy som transporterer eksplosive varer.

Tillatte mengder pr. kjøretøy ved transport av eksplosive varer.

I dag er det med godkjent bil tillatt å transportere inntil 15000 kg netto eksplosive varer, dette selv om kjøretøyet ikke tilfredsstiller kravene til kjøretøy kl. III i ADR.

Et kl. III kjøretøy er et spesialbygget, helt innelukket kjøretøy for transport av eksplosiver. Det er ikke tillatt med f.eks. pressening over lasten, det skal være helt kapell av spesielle matrialer.

Etter 1. januar 2002 må alle biler som skal transportere mer enn 1000 kg sprengstoff for fjellsprengningsformål være godkjent kl. III kjøretøy.

Samlasting av sprengstoff og tennmidler.

Ut fra det DBE kjenner til vil Norge få beholde alle sine spesielle samlastbestemmelser slik at det fremdelse blir tillatt å transportere som følger:

- Ammoniumnitrat for tilvirkning av eksplosiv vare tillates samlastet (transportert på samme kjøretøy) med sprengstoff for fjellsprengningsformål. Mengden ammoniumnitrat skal da regnes som sprengstoff.

- Kjøretøy som transporterer inntil 50 kg netto eksplosiv vare får i tillegg transportere inntil 100 stk. fenghetter eller elektriske tennere. Disse skal plasseres adskilt fra sprengstoffet på en slik måte at det minimum er 1 meter mellom sprengstoffet og tennerne, og slik at disse raskt kan fjernes fra kjøretøyet.

- På kjøretøy type II hvor det er anordnet særskilte rom eller kasser for sprengstoff og tennmidler på en slik måte at de to kategoriene ikke kommer nærmere hverandre enn 1 meter, kan det samtidig transporteres inntil 500 kg sprengstoff og 1000 stk. tennere.

- For transport på anleggsområde tillates samlast av inntil 1500 kg sprengstoff og 1000 tennere.

EU standardisering.

I **EU-direktiv 93/15/EØF om harmonisering av bestemmelsene om markedsføring av og kontroll med eksplosive varer til sivilt bruk** står det at eksplosiver som er produsert og godkjent i henhold til felles europeiske standarder skal kunne markedsføres og selges fritt i alle land i EØS-området.
I Norge er dette direktivet implementert gjennom **Forskrift om markedsføring av og kontroll med eksplosive varer til sivilt bruk** av 20. desember 1994.

Denne forskriften stadfester at det kun er CE-merket sprengstoff som er godkjent markedsført og solgt i Norge. I en overgangsperiode fram til 31. desember 2002 er sivile eksplosiver godkjent av DBE tillatt markedsført og solgt i Norge.

EU og EFTA har bedt CEN om å utarbeide felles europeiske standarder for produksjon og godkjenning av sivile eksplosiver.
CEN har nedsatt en TC (Technical Commite) som skal utføre arbeidet med utarbeidingen av de felles standardene. Norge har representanter fra DBE og Dyno med i dette arbeidet, og utkast til de første standardene er framlagt for interne kommentarer.

Overføringstillatelser.

Rådsdirektiv 93/15 har i tillegg til reglene om godkjenning og merking av visse eksplosive varer til sivilt bruk, også regler om overføring av slike varer. Også disse reglene er innført i Norge ved den nevnte forskriften - i forskriftens § 17. Selve begrepet overføring er definert i § 2, og betyr all fysisk forflytting av den eksplosive varen - unntatt flytting innenfor et anleggsområde/eller innenfor en bedrifts område. Dette betyr ganske enkelt at enhver som skal erverve (enten det er kjøp, gave eller annen form for transaksjon) eksplosiver som faller innenfor forskriftens virkeområde - **før** man kan få selve eksplosivene i hende må skaffe seg en **overføringstillatelse** fra rette myndighet, som pr. i dag er DBE.
På grunn av interne diskusjoner i EU om hvordan skjemaregimet skal utformes har vi ikke begynt å håndheve denne bestemmelsen noe særlig i Norge, men i løpet av dette året vil vi gjennomføre også dette kravet - muligens/eller snarere sannsynligvis - vil slik overføring bli knyttet til den eksisterende ervervstillatelsen - og utstedet av samme myndighet, dvs. politiet/lensmannen. Vi må imidlertid avklare dette med politiets overordnede myndighet, Justisdepartementet.

DBE vil gå ut med informasjon til alle registrerte brukere av eksplosiver og andre kjente interessenter så snart alle detaljer er på plass.

Nye forskrifter for tilvirkning av eksplosive varer.

I løpet av 1996 skal DBE starte et arbeid med nye forskrifter for tilvirkning av eksplosiv vare. Et kapittel i denne forskriften vil omhandle "Selvblanding av ANFO", og det vil bli endel forandringer/skjerpelser i forhold til dagens regelverk om dette emnet.
Bl.a. vil det komme kompetansekrav til den som skal være ansvarlig for blandingen, det vil bli krav til råvarene som bl.a. skal ivareta miljøet og endel andre mindre endringer, men DBE har ikke planer om å forby selvblanding av ANFO.

Forskriftene vil ellers ta for seg hvilke krav som skal oppfylles for å få tillatelse til å starte tilvirkning av eksplosiv vare i Norge det være seg rettede ladninger for bruk offshore eller festfyrverkeri.

Organiseringen av dette arbeidet er ikke fastlagt ennå, men de som kan tilføre DBE meninger og synspunkter vil bli engasjert på en eller annen måte.

Andre EU-direktiver.

I forbindelse med EØS-avtalen ble følgende direktiv gjort gjeldende også for Norge:
75/442 EØF Om Avfall/ 91/692 EØF (Endring av 75/442)
91/689 EØF Om Farlig Avfall
94/67 EØF Om forbrenning av farlig avfall
94/3 EF Fortegnelse over avfall i henhold til Rådsdirektiv 75/442 (Den europeiske avfallskatalog)

Avfall er i direktivene definert som: **" ethvert stoff eller gjenstand som faller inn under kategoriene oppført i vedlegg I og som besitteren kvitter seg med eller akter eller har plikt til å kvitte seg med."**

I den europeiske avfallskatalogen under overskriften "16 00 00 AVFALL IKKE BESKREVET ANDRE STEDER I KATALOGEN " står:

16 04 00 avfall fra eksplosive varer
16 04 01 ammunisjonsavfall
16 04 02 fyrverkeriavfall
16 04 03 annet avfall fra eksplosive varer

Dette betyr at eksplosive varer også kommer inn under kategorien avfall når de "tas ut av bruk".

Krav som direktivene setter for avfallsbesittere

I 75/442 EØF Om Avfall/ 91/692 EØF (Endring av 75/442) pålegger avfallsbesitterne følgende:
Å overlate avfallet til en privat eller offentlig innsamler eller til et foretak som utfører tilintetgjøringen, eller selv sørge for nyttegjøring eller disponering av avfallet i samsvar med direktivet.
Dette kravet er det samme om avfallsbesitteren er privatperson eller et stort foretak.

Betydning av avfallsdirektivene for den enkelte bruker av sprengstoff

Siden disse direktivene gjennom EØS-avtalen ble gjort gjeldende for Norge, må de implementeres i vår lovgivning.
Det som er avklart er at alt som er definert som eksplosiver i henhold til **Lov om eksplosive varer** av 14. juni 1974 er eksplosiver til det er tilintetgjort.
Det som også er klart er at alle eksplosiver som tilintetgjøres skal rapporters til en instans i Norge, som så skal rapportere samlet for hele kongeriket til EU-kommisjonen.

DBE vil i løpet av høsten 1996 utarbeide regler for hvordan produsenter og brukere av eksplosiver i Norge skal forholde seg for at vi skal oppfylle kravene i de nevnte direktivene.

Sprengstoff, tennmidler, borutrustning etc.

Pr. i dag står bulksprengstoffene - slurry- og ANFO-sprengstoffer - for over 80 % av det totale sprengstofforbruket i Norge.
Håndteringsmessig er bulksprengstoffene mye sikrere enn de patronerte sprengstoffene, dels fordi de er sikrere mot påkjenninger fra omgivelsene, og dels fordi en stor del av dem først tilvirkes når de skal i borehullene noe som tilsier at vi ikke har med eksplosiver å gjøre under transport og oppbevaring.

Sprengstoffer fra forskjellige tilvirkere varierer i effekt pr. vektenhet, slik at brukerne må ta hensyn til hvilket sprengstoff de benytter når de regner ut sprengstoffmengde pr. borhull.

Også tennerne er blitt mindre mottakelig for påkjenninger utenfra, men av de eksplosivene som brukes til fjellsprengning er tennerne de som tåler minst påkjenninger av slag, varme etc.

Det finnes både elektriske og ikke elektriske tennere på markedet pr. i dag. Disse kommer fra forskjellige tilvirkere rundt i verden, og jeg vil bare minne om at det er forbudt å bruke tennere som kommer fra forskjellige fabrikker om hverandre, dette selv om tennerne i utgangspunktet er like i konstruksjonen. Grunnen til dette er at selv små differanser i f.eks. motstand kan føre til at glødetråden i en tenner eksploderer lenge før resten av tennerne i salven har fått tilført nok energi for å kunne eksplodere.

De senere årene har borsynken ved topphammerboring øket betraktelig. For å øke borsynken har man forbedret borkronene og borstengene slik at mer av energien fra borhammeren går med til å knuse berg i bunnen av borehullet. Bedre borutrustning og øket borsynk har ført til at det er økonomisk å øke borhullsdiameteren, noe som er en forutsetning for å kunne benytte seg av enkelte bulksprengstoffer, fordi disse ofte ikke fungerer i borhull med diameter under 50 millimeter. Økt borehullsdiameter gir også plass til mer sprengstoff pr. bormeter.

Øket borsynk fører til øket fare for borhullsavvik på lengre hull, og borhullsavvik kan føre til lokal overladning og derpå følgende steinsprut. Dette er også noe brukeren av sprengstoff må ta med i sine vurderinger når borutrustning for det enkelte sprengningsarbeide velges.

Konsekvenser for den enkelte bruker av sprengstoff.

For den enkelte som håndterer eksplosiver vil de forandringene i rammebetingelser som er nevnt ovenfor få ulike utslag.
Siden dette er et forum for brukere av sprengstoff vil jeg ta for meg noen av de forandringer disse vil oppleve.

Samfunnet aksepterer mindre og mindre belastninger i forbindelse med bruk av sprengstoff, dette medfører at den enkelte bruker må være mer oppmerksom på faren for steinsprut ved sprengning. For å kunne bevise at man har gjort så godt man kan skal det lages en plan inneholdende bl.a. bormønster, ladningsmengde og sprengstofftype, tenneropplegg, varsling og posting, før arbeidet tar til, og eventuelle avvik fra planen skal nedtegnes slik at det kan legges fram en rapport som viser nøyaktig hvordan alt ble gjort for å opprettholde sikkerheten ved sprengningsarbeidet.

Når det gjelder transport vil de nye felles europeiske reglene føre til en skjerping i kravene til de som skal transportere eksplosiver. En eksplosivtransport må dokumenteres grundigere i framtiden enn i dag.

Den utviklingen som har skjedd i bruk av bulksprengstoffer og ikke-elektriske tennmidler er positivt da dette er eksplosiver som er mindre ømfindtlige enn de typene som ble brukt tidligere.
Det som gjør meg betenkt er at kravet om bedre økonomi later til å gå foran kravet til sikker bruk av eksplosivene. Med dette mener jeg at bruk av bulksprengstoffer sammen med større borhullsdiameter lettere fører til ladningskonsentrasjoner som fører til steinsprut ved sprengningen.

I og med EØS avtalen er vi forpliktet til å følge EU-direktivene, og dermed åpne for at sivile sprengstoffer som er godkjente i henhold til de kravene EU har satt fritt kan omsettes i Norge. Dette medfører at den enkelte bruker har flere sprengstoffer å velge mellom når arbeidet skal gjøres. Disse forskjellige sprengstoffene vil ikke være like, noe som lett kan føre til at man får en pilsalve fordi det sprengstoffet som ble valgt ikke avga samme effekt pr. kg. som det man er vant til å bruke. En slik valgfrihet fører til at den enkelte selv må kunne sammenligne de sprengstoffene som tilbys og velge det som er best i den gitte situasjonen.

De godkjente brukerene i Norge med sertifikat kl. A (skytebasene) har varierende teoretiske grunnkunnskaper. Kunnskapene varierer fra 7 års Folkeskole til ingeniørutdanning noe som medfører at gjennomsnittsskytebasen ikke har hatt krav om teoretisk bakgrunn for å kunne sammenligne sprengstoffer fra forskjellige leverandører.
Dersom skytebasen skal kunne velge det beste sprengstoffet til sitt arbeide må han være i stand til å gjøre slike vurderinger, noe som vil si at dagens gjennomsnittsskytebas ikke har godt nok grunnlag for å kunne velge rett, og feil valg kan lett føre til uhell på grunn av f.eks. feil ladningskonsentrasjon.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

LEVERINGSSYSTEMER SOM MØTER DE NYE RAMMEBETINGELSESER FOR HÅNDTERING AV SPRENGSTOFFER, OG SOM SIKRER OPTIMAL DRIFT.

SJEFSINGENIØR ARNE RAFDAL
DYNO NOBEL.

Sammendrag.

I eksplosivindustrien har en fra tidenes morgen vært etablert, og tilvirket eksplosiver i nærmiljøet med hensyn til den geografiske avstand til markedet. Dette innebærer at våre sprengstoffer og tennmidler gjennom alle år har vært utviklet og tilpasset til de rådende geologiske og klimatiske forhold som de skulle brukes under.

Vi opplever og ser i dag en stadig skjerpning av rammebetingelsene for all håndtering av eksplosiver. Noe av dette har forankring i nasjonale forhold, men stadig oftere opplever vi at dette er et resultat av den økende internasjonaliseringen av regelverket.

Utviklingen av produkter, leveringssystemer, emballasjetyper og anleggs-strukturen er ikke i fase når en sammenligner innen de ulike land. Forhold som påvirker denne utviklingen er ytterpunkter som store vannkraftutbygninger i høyfjellet langt fra faste bosetninger til store tunnelprosjekter i byområder. Slike driftsforhold vil naturligvis være med på å påvirke utviklingen av leverings- og lagringsbetingelser for eksplosiver. Også til den praktiske utføringen av sprengningsarbeidene nasjonalt stilles nye krav / utfordringer til bransjen, med hensyn til å utvikle optimale sprengningstekniske løsninger.

Vi opplever her til tider at det kan by på problemer å finne praktiske og formelt korrekte løsninger for nasjonale faglige nyvinninger, da produkt- og systemutviklingen til tider ligger i forkant av regelverksutviklingen.

Et annet og ikke uvesentlig forhold er at ordet eksplosiver er et "belastet" ord som lett skaper stor oppmerksomhet fra 3. person. Her tror jeg at smerteterskelen lett vil kunne variere fra land til land, og derved kunne påvirke bransjens rammebetingelser i forhold til et internasjonalt regelverk.

Dyno Nobel har som totalleverandør alltid sett det som en prioritert oppgave og orientere sine kunder om utviklingen innen alt regelverksarbeid, og vi ser helt klart at dette vil bli stadig viktigere i årene som kommer.

Innledning.

Jeg vil her forsøke å belyse hvilke utfordringer vi som produsent og leverandør av eksplosiver ser at vi står overfor de nærmeste årene, ved at rammebetingelsene for den aktivitet vi bedriver i stadig økende grad skjerpes. Disse forholdene vil også få konsekvenser for brukere av eksplosiver, ved at vi i dag ser en skjerpende trend i utviklingen av regelverket samt en internasjonalisering av dette for all håndtering av eksplosiver. Områder som :

- Tilvirkning av eksplosiver.
- Lagring av eksplosiver.
- Godkjenning av eksplosiver.
- Transport av eksplosiver.
- Bruk av eksplosiver.
- Handel og erverv av eksplosiver.
- Godkjenning av sluttbruker, skytebas.

er satt på dagsorden både nasjonalt og internasjonalt. Et av problemene er at disse områdene i stor grad behandles adskilt og befinner seg på ulike utviklingsstadier innen de ulike nasjoner og internasjonale komitèer.
En årsak til dette, er at de ulike lands fagmyndigheter inne eksplosivområdet ikke entydig dekker de samme tilsynsområder.
Det vil være rimelig å forvente at den skjerpningen som skjer innen de ovennevnte områder også vil resultere i en økt tilsynsvirksomhet fra myndighetenes side. Skulle vi her oppleve en budsjettmessig nedprioritering som resulterer i en redusert tilsynsvirksomhet, vil dette kunne få uheldige konsekvenser på flere måter.

Vi opplever også i dag en økende miljøfokusering på de ulike sider ved utførelse av sprengningsarbeider samt lagring av eksplosiver.
Dette resulterer i at andre og nye tilsynsmyndigheter innen f.eks. miljøvern også griper inn i hverdagen til brukere av eksplosiver, i tillegg til den tradisjonelle fagmyndigheten innen eksplosivområdet.

Denne kompleksiteten vil stille store krav til bransjen i årene fremover, ved å kunne se helheten i utviklingen av regelverket, samt å være med på å kvalitetssikre dette arbeidet slik at sluttresultatet blir til det beste for samfunnet totalt sett.

Jeg tror at de fokusområder som her er nevnt i større grad må komme på dagsorden i våre ulike hjemmelige organisasjoner, hvis vi som produsenter og brukere av eksplosiver ønsker å være best mulig forberedt på og være med på å legge premissene for den fremtidige regelverksutvikling.

Dagens regelverk som gjelder all håndtering og bruk av eksplosiver bør være rimelig godt kjent for forsamlingen, slik at jeg i det videre vil ta utgangspunt i de områdene der vi ser at det vil komme endringer. Jeg vil her trekke fram følgende fokusområder:

- **Forskrift om oppbevaring av eksplosiver.**
- **Landtransport av farlig gods - ADR.**
- **Revisjon av Lov om eksplosive varer.**
- **Rådsdirektiv 93/15/EEC om markedsføring og kontroll med eksplosive varer.**
- **Rådsdirektiv 94/67/EEC om forbrenning av farlig avfall.**
- **Rådsdirektiv 92/51/EEC om gjensidig godkjenning av yrkeskompetanse.**
- **Europanorm, EN 791: Drill Rigs - Safety. ("Maskindirektivet")**
- **Generell skjerpning på miljøsiden. Krav til utslipp av gasser og avrenning.**

De mest sentrale her vil være de to første og de to siste punktene som går direkte på lagring, transport , bruk/boring-ladning og ytre miljø.

Forskrift om oppbevaring av eksplosiver.

Denne vil sannsynligvis komme på høring i nærmeste fremtid, og ut fra den informasjon vi sitter inne med vil det bli en betydelig skjerpning av bl.a. følgende forhold:

- Avstandskriterier.
- Bygningsmessige krav til lager.
- Krav til ansvarshavende.Kompetansekrav.
- Sikring av lager, f.eks. ved alarm.
- Dokumentasjon, risikovurdering.

Summen av disse punktene vil sansynligvis innebære at kostnaden ved etablering av et sprengstofflager vil øke merkbart, og muligens vil også den totale saksbehandlingstiden øke. Kostnadsøkningen vil både ligge i etablering av sprengstofflager samt økte transportutgifter som en følge av økte avstandskritereier.

Landtransport av farlig gods - ADR.

Revisjon av dette regelverket skjer hvert andre år, slik at de siste endringer som nå er tatt inn, vil bli gjort gjeldne fra 01.01.97.
Ved gjennomføringen av ADR i Norge, 01.01.90, resulterte dette i relativt omfattende nasjonale tilpassninger. Disse er nå i ferd med å forsvinne i den nye 97-utgaven, og gjør da ADR/RID til det nasjonale regelverket innen hele EU/EØS-området.
Dette innebærer at etter 01.01.97 vil mulighetene til å lage nasjonale avvik bli sterkt begrenset,og være avhengig av aksept fra EU-kommisjones DGVII.

Her er det viktig at en bl.a. er oppmerksom på følgende forhold som blir gjort gjeldne fra 01.01.97:

- Krav om ADR- kompetansebevis for klasse 1 ved transport av over 50 kg sprengstoff, uansett type kjøretøy.
- Overgangsordning for de som har sprengningssertifikat kl. A eller B fram til 31.12.96. Disse vil få kompetansebevis ved å forevise sprengningssertifikatet til biltilsynet. Etter denne dato er det stilt krav til kurs/opplæring.
- Endring i krav til kjøretøy.
- Fra 1999 skal alle som driver med transport av eksplosiver ha en sikkerhetsrådgiver. Det vil bli stilt kompetansekrav til denne personen.J.fr. Rådsdirektiv 96/35/EEC.

Europanorm, EN 791 ("Maskindirektivet")

Dette har vært på dagsorden endel år og det har hersket endel usikkerhet rundt det.
Det vi imidlertid ser idag, er at bl.a. endel byggherrer har tatt dette inn i sine HMS-krav, der det stilles som et krav at det ikke er tillatt å oppholde seg forann bominnfestningen når boring pågår. Dette vil være med på å påvirke arbeidssyklusen ved tunneldrivning, og derved muligens medføre at en blir nødt til å tenke i nye baner når en skal velge leverings- og ladesystemer for tunneldrift.

Miljøsiden.

Dette området må kunne sies å inneholde flere sider. Jeg tenker da på krav til arbeidsmiljø under jord kombinert med ventilasjonskostnader og ventetid, samt det faktum at omgivelsene rundt et tunnelpåhugg , 3. person, har begynt å stille krav til hva som slippes ut fra tunnelen under driving. Dette gjelder både gasser til luft og ikke minst avrenning til vann/grunn.

I det internasjonale standardiseringsarbeidet som pågår i CEN-regi for godkjenning av eksplosiver til sivilt bruk (Direktiv 93/15/EEC) er dette også et sentralt område.
Det er ikke uvanlig at en i Europa skiller på godkjenninger av eksplosiver for bruk over og under jord.

Hvordan møter vi de nye utfordringene ?

- og hvor står så Dyno Nobel som totalleverandør i dette komplekse bildet?

Som tidligere nevt har vi alltid sett det som en sentral og viktig oppgave å holde oss ajour innen alle sider av de tidligere nevnte områder, for at våre kunder til enhver tid skal være sikret de mest optimale løsninger innen sprengningsteknikk og leveringssystemer , og i denne sammenheng har vi alltid hatt en positiv toveis dialog med brukere av våre produkter og tjenester.

Et viktig satsningsområde for Dyno Nobel i den videre utvikling vil være produksjon i råvarestrømmen. Her føler vi at vi allerede er kommet langt og at utviklingspotensialet er stort i et totalleverandørkonseptet. I korte trekk innebærer dette at vi ønsker å videreutvikle løsninger hvor vi produserer sprengstoff så nært brukersted som mulig. Dette betyr sprengstoff levert i borhull eller i silosystemer, slik at kundens håndtering av sprengstoff blir redusert til et minimum.

Dyno Nobel ønsker ikke bare å ta del i utviklingen, men å lede den !

DYNO NOBEL ØNSKER Å VIDEREUTVIKLE SITT TOTALKONSEPTET SLIK AT VÅRE KUNDER OPPNÅR KONKURRANSEFORDELER VED Å BENYTTE VÅRE PRODUKTER OG TJENESTER. DETTE OPPNÅR VI VED:

- ☺ **STØRRE TILGJENGELIGHET FOR BULK-SYSTEMENE.**
- ☺ **SEKKELØSE KUNDER.**
- ☺ **LAGERLØSE KUNDER.**
- ☺ **LEVERANSER I RÅVARESTRØMMEN.**

DETTE INNEBÆRER AT VÅRE KUNDER VIL KUNNE TREKKE UT ENDA FLERE FORDELER VED Å BENYTTE SEG AV DYNO NOBELS TOTALLEVERANDØRKONSEPT.

Hvis du som kunde nå lurer på hvordan Dyno Nobel som totalleverandør har tenkt seg å møte disse utfordringene for at du som kunde virkelig skal kunne dra nytte av det, så vil vi ikke nøle med å peke på følgende forhold:

- ☺ **I VÅRT TOTALLEVERANDØRKONSEPT INNGÅR ET GODT UTBYGD FORHANDLER- OG DISTRIBUSJONSNETT. VIDEREUTVIKLE DETTE VED BL.A. OGSÅ Å KUNNE TILBY UTLÅN, EVENTUELT LEIE AV SPRENGNINGSTEKNISK UTSTYR OG REKVISITA.** Vedlegg 1.

- ☺ **DYNO NOBEL ØNSKER Å TA EN STØRRE DEL AV HÅNDTERINGEN AV SPRENGSTOFFER.** Vedlegg 2, 3, 4.

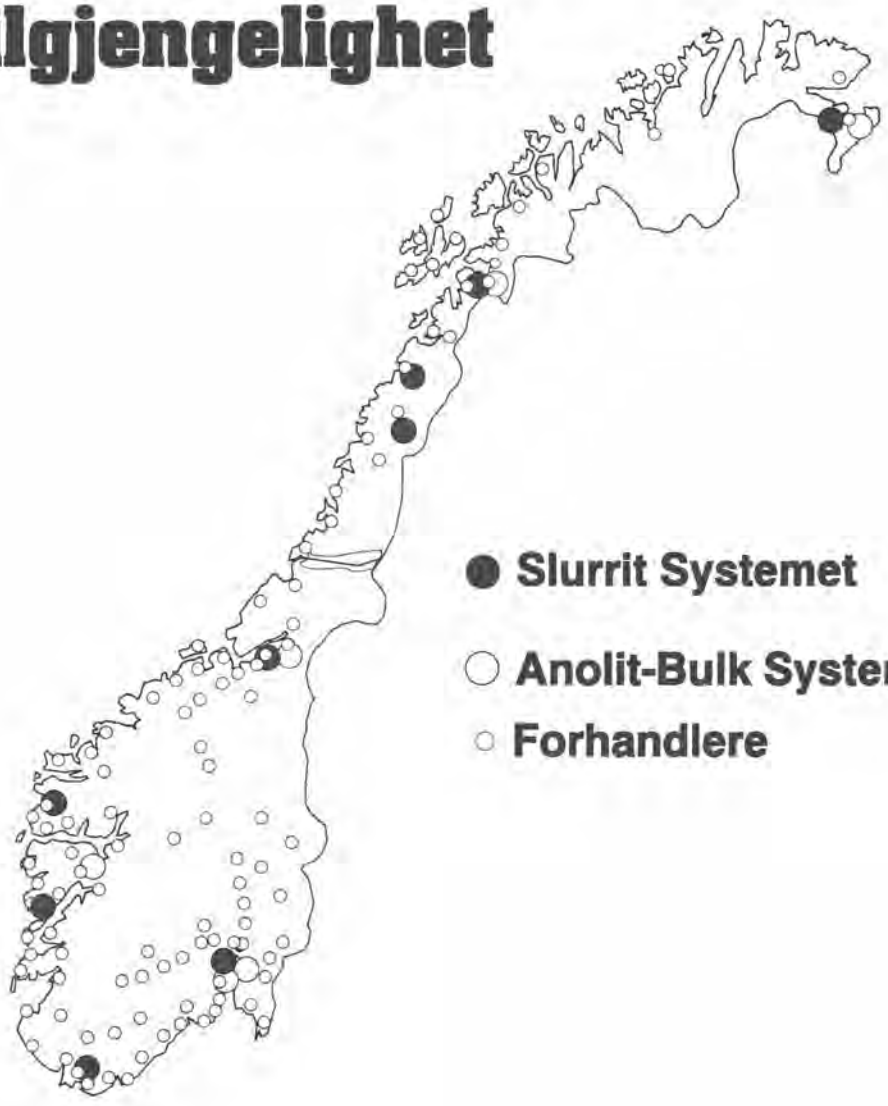
- ☺ **PRODUKSJON I RÅVARESTRØMMEN FOR ANLEGG UNDER JORD. NYTT LEVERINGSSYSTEM.** Vedlegg 5, 6, 7, 8, 9, 10.

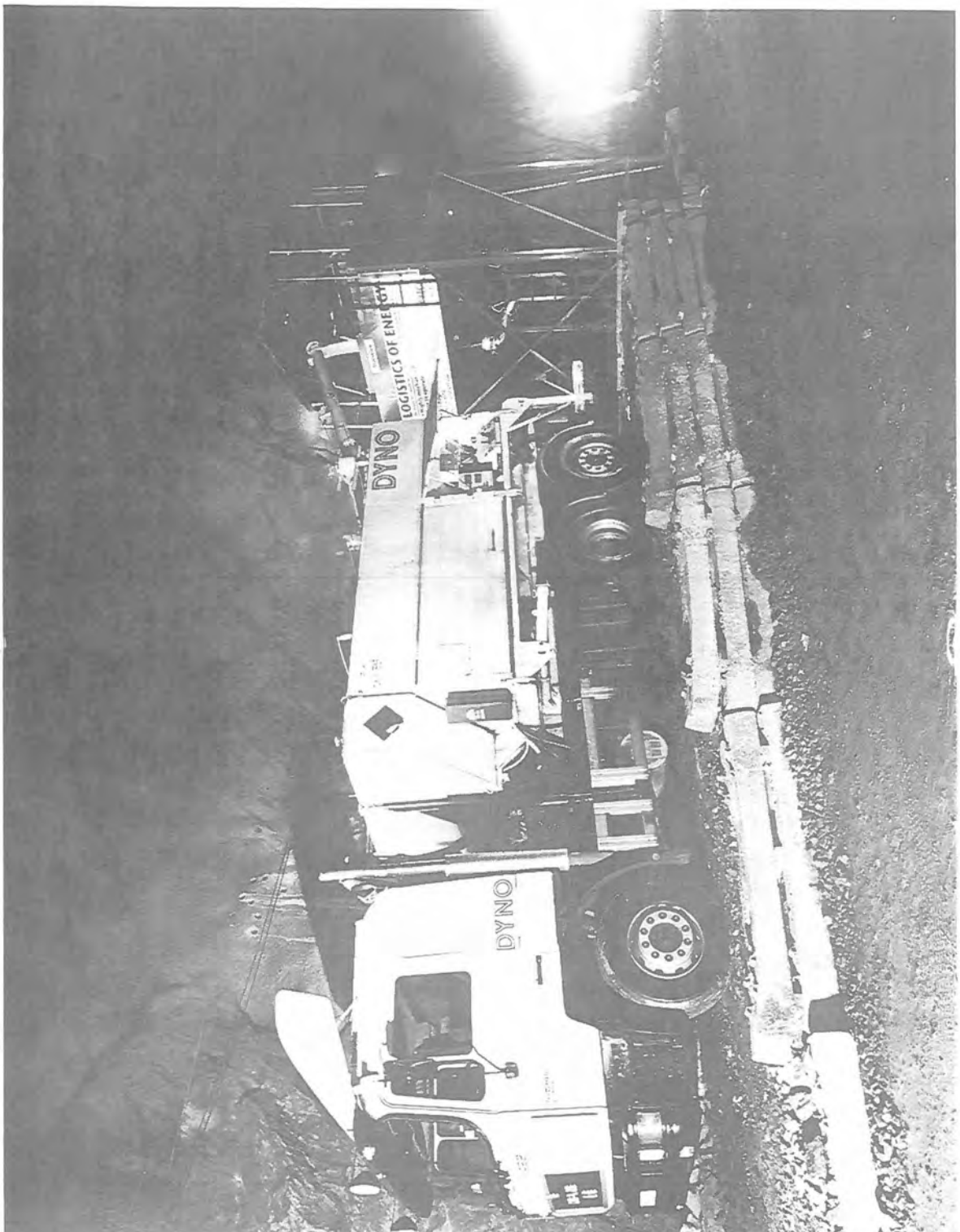
- ☺ **TOTALKONSEPT I RÅVARESTRØMMEN.** Vedlegg 11, 12, 13

  - **LEVERE FERDIG LADET SALVE. KUNDEN FAKTURERES KUN FOR FORBRUK, OG VI VIL KUNNE TA OVERSKYTENDE SPRENGSTOFF I RETUR TIL GODKJENT LAGER.**

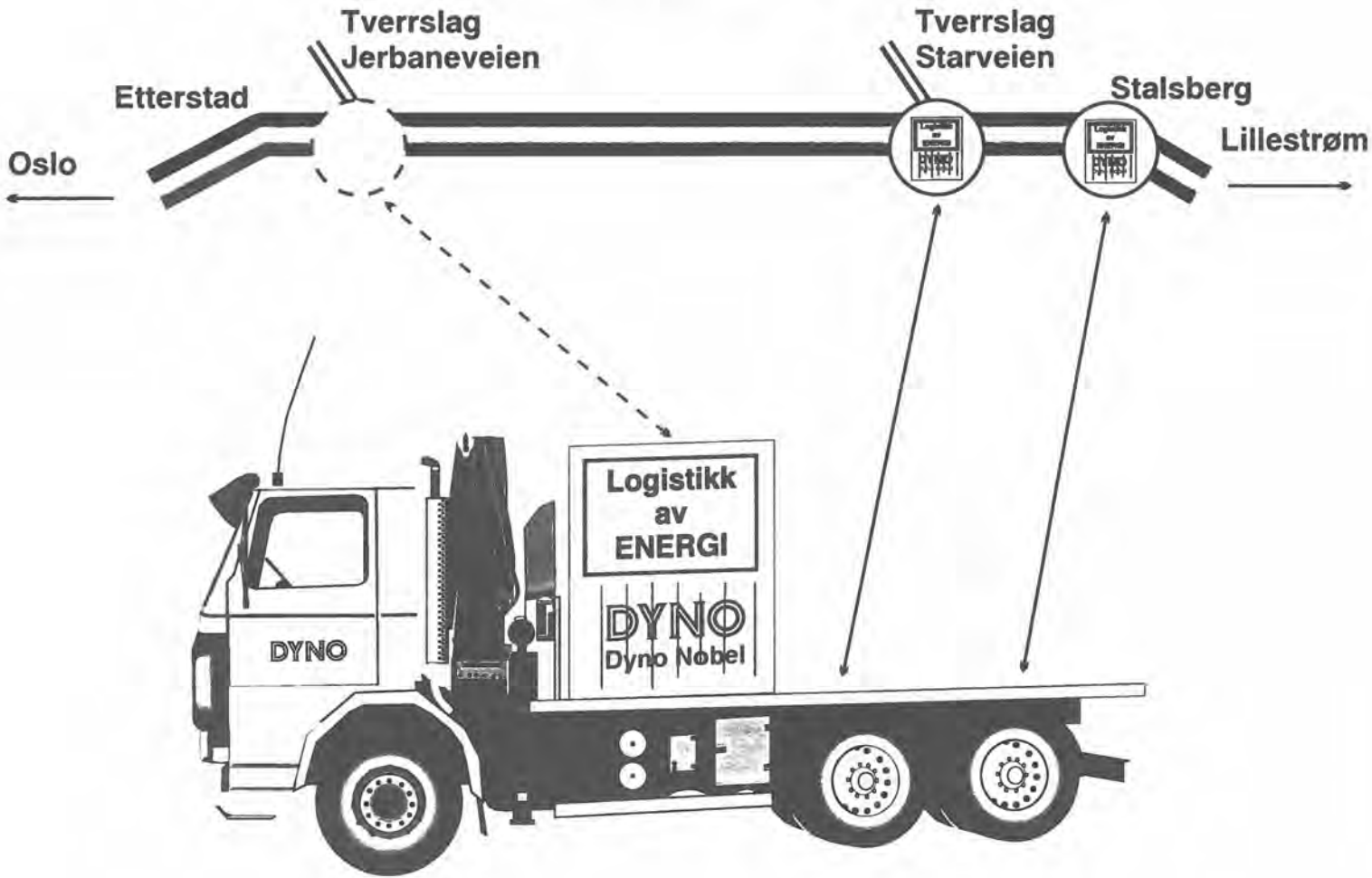
  - **TYNGDEPUNKTSETABLERING MED ET GODT SERVICETILBUD.**

Tilgjengelighet




DYNO
LOGISTICS OF ENERGY
DYNO

Container System

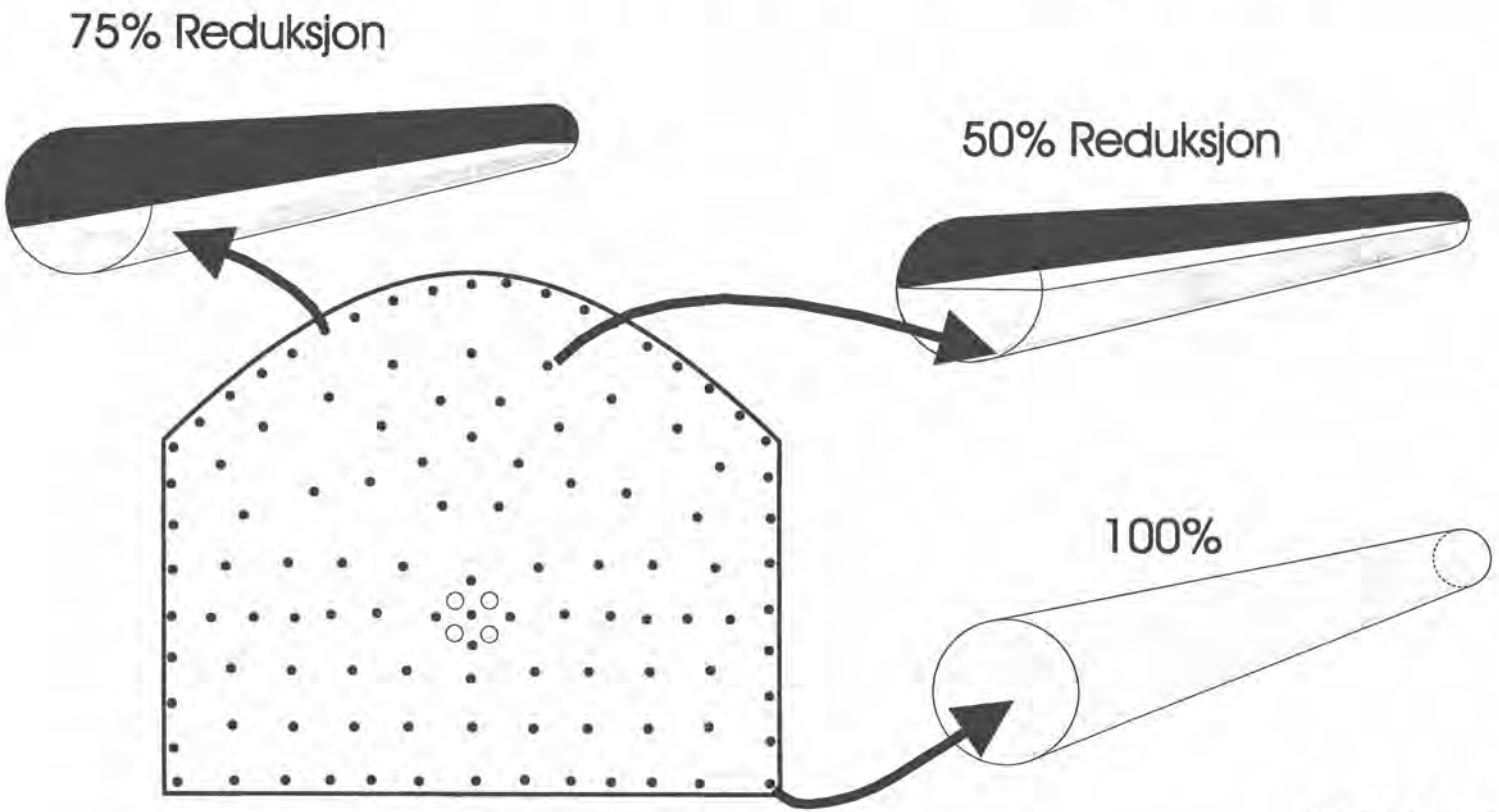


DYNO - SSE under jord

DYNO

SMS
SSE
DYNO
DYNO
DYNO

BULKEMULSJON *Under jord*

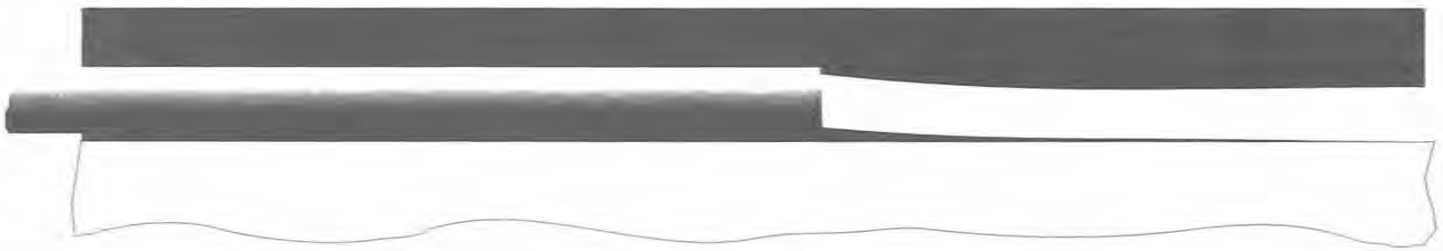


DYNO
Dyno Nobel

BULKEMULSJON UNDER JORD

KONTURLADNING ;
Q=c/v kg/m

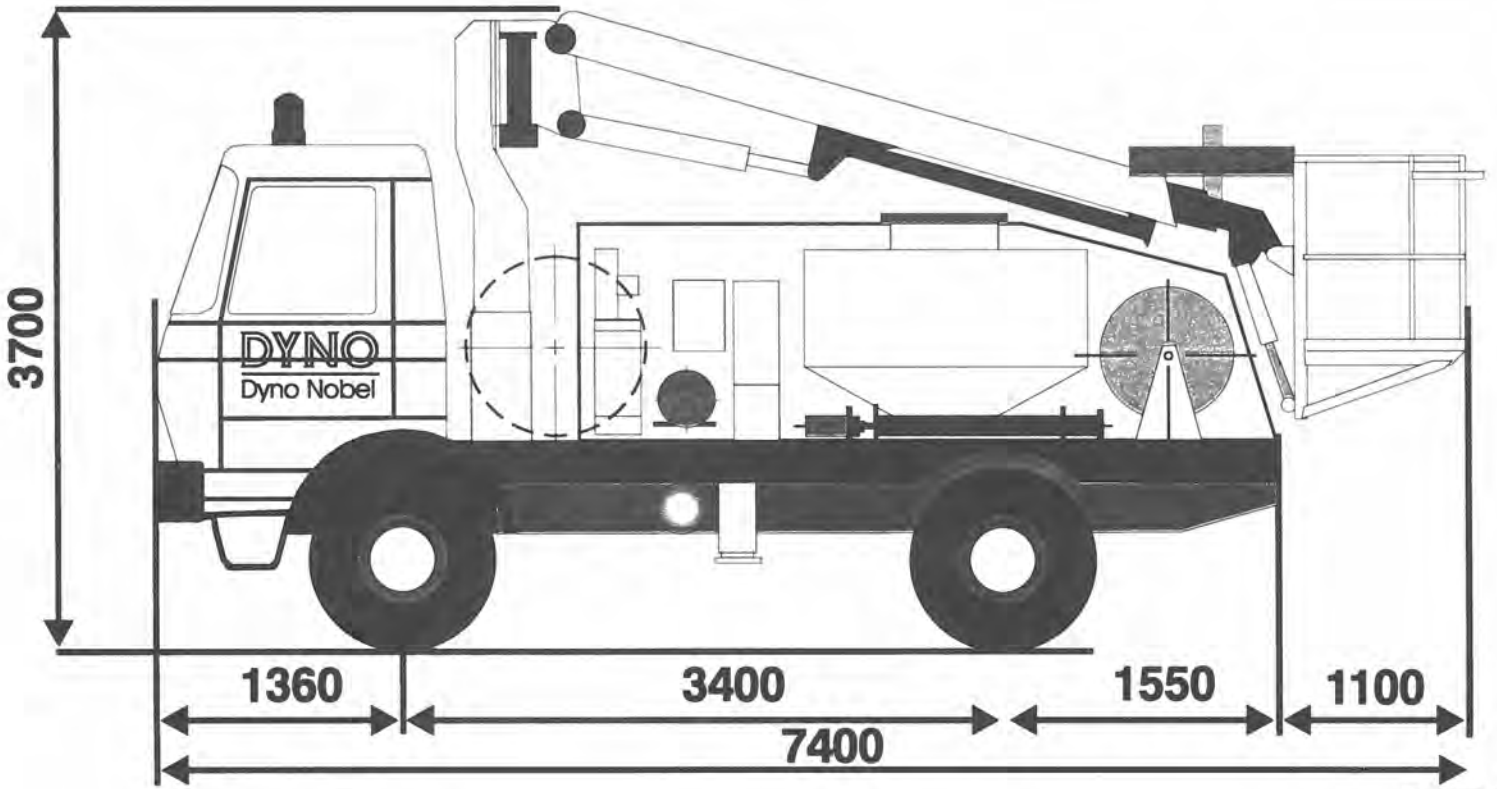
Pumpes med konstant mengde pr. tidsenhet; c kg/sek
Justerbart slangeuttrekk med hastighet; v m/sek



DYNO
Dyno Nobel

Bulkemulsjon under jord

DYNO SSE - Loading Unit



DYNO
Dyno Nobel

Emulsjon for tunnel

+ Sikkerhet

+ Miljø ved mindre sprenggasser

+ Vannbestandighet

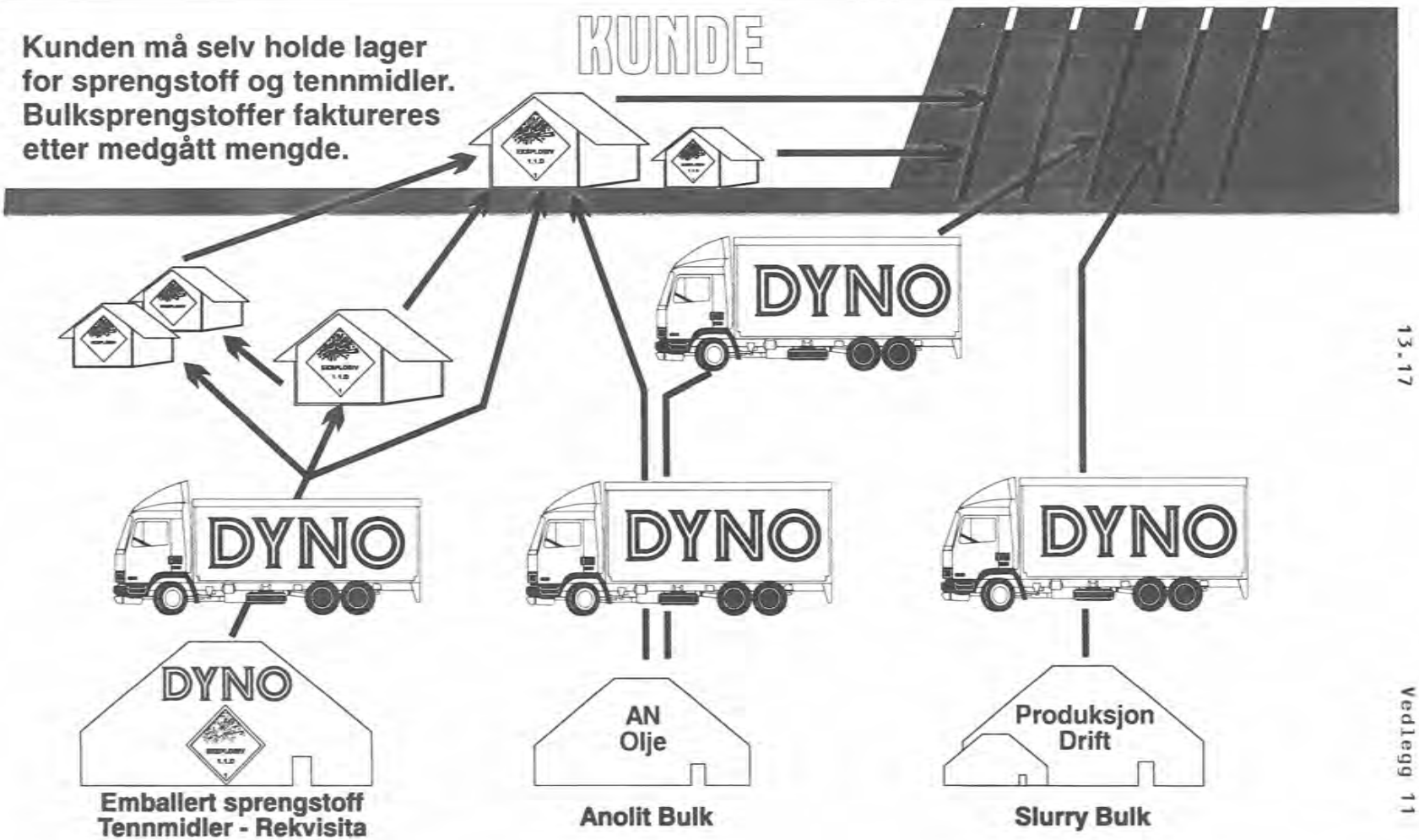
+ Samme type sprengstoff i alle hull

- Uavklart m.h.t. regelverk og myndigheter vedr. klassifisering (ADR) av råemulsjon

- Kompleksitet vedr. utstyr/bemanning

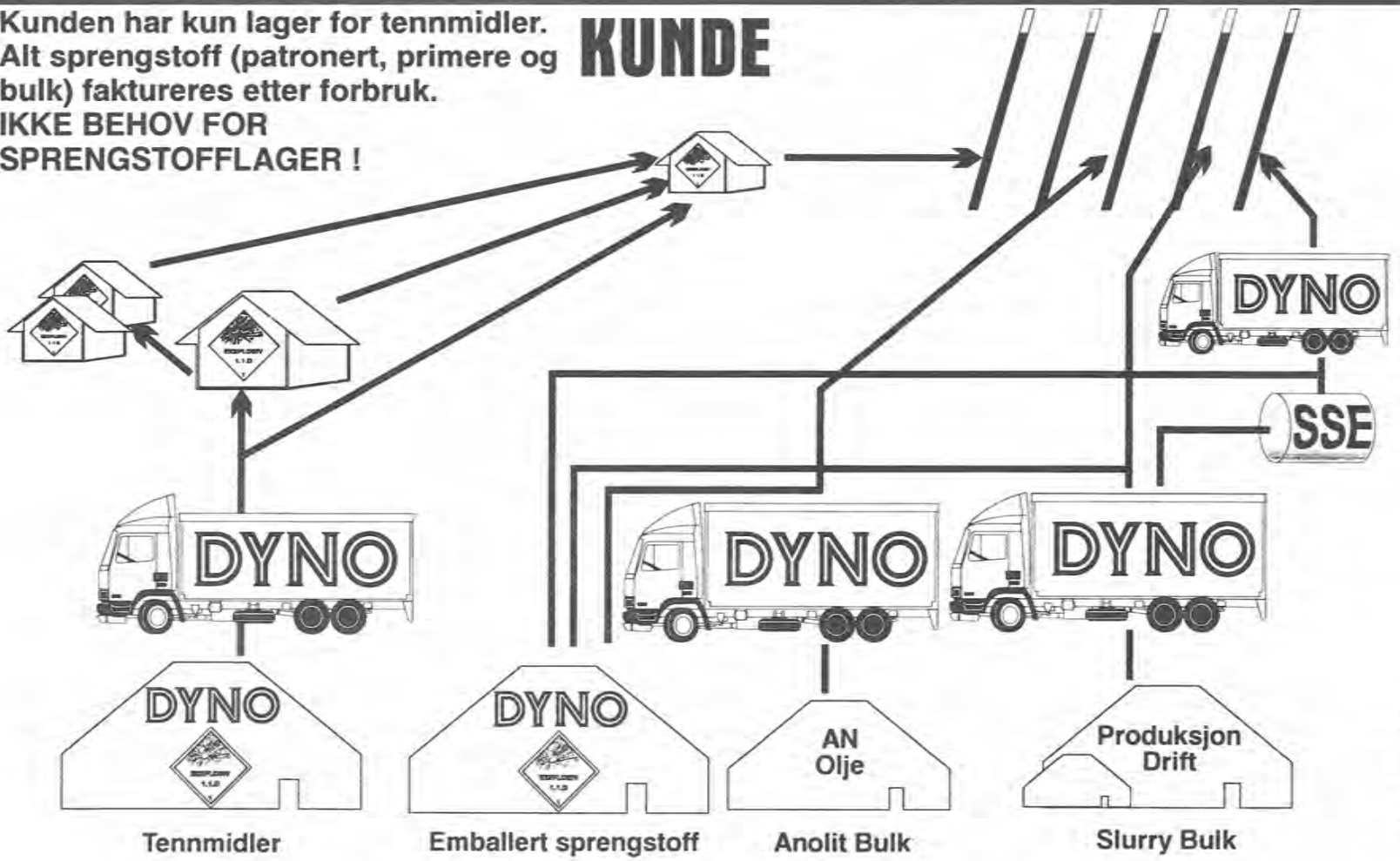
DYNO
Dyno Nobel

Dagens leveringssystemer - dagsprengning

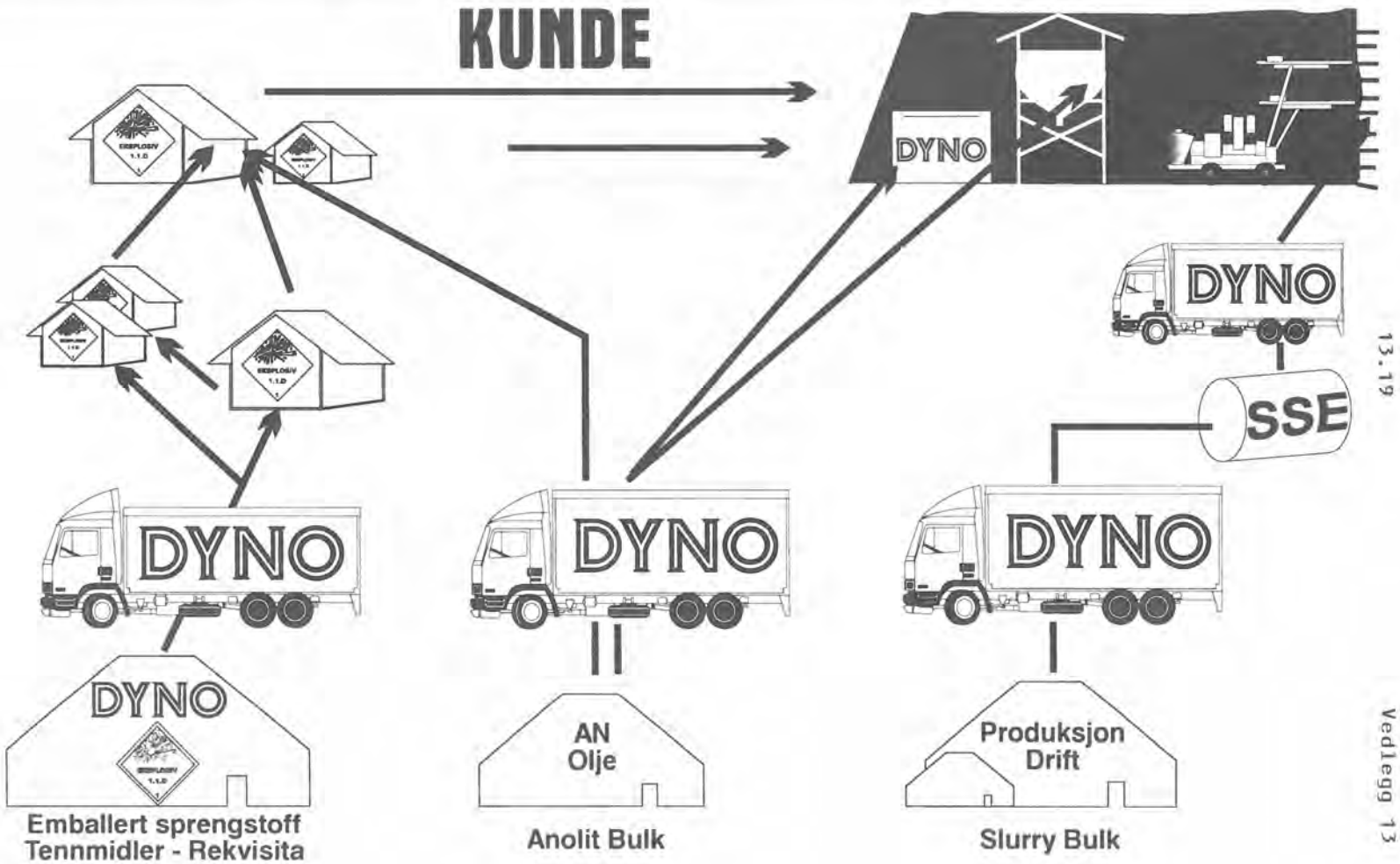


"Fremtidens" leveringssystemer - dagsprengning

Kunden har kun lager for tennmidler.
Alt sprengstoff (patronert, primere og bulk) faktureres etter forbruk.
IKKE BEHOV FOR SPRENGSTOFFLAGER !



Leveringssystemer – tunnelsprengning



Bryting av kalkstein ved Visnes Kalk og Marmorbrudd A/S.

Bergingeniør Karl Johan Eide, Visnes Kalk og Marmorbrudd A/S

Sammendrag

Visnes Kalk og Marmorbrudd A/S er en bergverksbedrift som tar ut marmor fra forekomstene lokalisert i Eide Kommune.Bruddriften har siden 1982 foregått fra toppen av forekomsten i dagbrudd. Dette medfører et brudd med økende areal og faste pallhøyder på 12 m. En vesentlig forutsetning for optimal ressursutnyttelse er at overdekningen med bergarten eklogitt kan fjernes i takt med avbyggingen av marmor. En stor utfordring i fremtiden vil være å gjøre gråberget om til en samfunnsnyttig ressurs og samtidig redusere kostnaden ved å fjerne denne.

Summary

Visnes Kalk og Marmorbrudd A/S is a mineral producer based on the marble deposits located at Visnes in Eide municipal. Since 1982 the open pit quarry has been operated from the top of the deposit. This makes a quarry with encreasing aerias and basic bench hights of each 12m. Stripping of the overburden is necessary for optimal utilization of the marble resource. A challenger for the future will be to convert the overburden to a resource for the community and to lower the price for stripping the marble.

1.Bedriften

Visnes Kalk og Marmorbrudd A/S (VKM) er en bergverksbedrift som tar ut marmor fra forekomstene lokalisert på Visnes i Eide kommune. Bedriften er et privateid selskap som ble grunnlagt i 1904. Den første tid ble det hugget blokker for anvendelse til steinbyggninger. Ålesund kirke og Rønneberggården i Ålesund blant flere er bygd av marmor fra Visnes. Videre utvikling ble hugging av monumenter. Senere gikk man over til industriell anvendelse av marmor da særlig for celluloseindustrien og smelteverk. Forekomsten som VKM har driftsrettigheter på består av ca. 20 mill tonn hvit marmor med 98% CaCo3. Bedriftens produkter anvendes i dag til følgende:

- Byggningsindustrien
- Råmateriale for mikronisering
- Papirindustrien
- Vasskalking / filtermedium
- Kalk til jordbruksformål
- Kalk til smelteverk
- Tilsats til formjøl
- Myk blåsesand.

Bedriften har i dag 25 tilsatte. VKM har med sin ringvirkning stor betydning for arbeidsplasser lokalt .

2.Bruddets utvikling

Bruddet den første tid var basert på smale tette marmorlinser ved sjøen. I 1951 ble bruddriften flyttet til hovedforekomsten som ligger ca. 2km fra sjø og kaianlegg. Bruddet ble utviklet som et dalsidebrudd hvor nye paller ble etablert etterhvert som høyden øket. Nye adkomstveger ble bygget oppover fjellsiden etter som økonomien og tilgjengelige masser gjorde det mulig. Stasjonært grovknuseanlegg ble ferdig i 1967. I 1981 var vegen ført helt til toppen av forekomsten kt. 340 m.o.h. Endelig kunne dagbruddet utvikles fra toppen og nedover. Man fikk nå kontroll med høyden i bruddet, og hvert avbygd nivå skaper større og større flater tilgjengelig for drift.

Bildet viser området som VKM A/S arbeider på

3.Forekomsten

Marmorforekomsten består i hovedsak av en stor sammenhengende massiv linse med total mengde beregnet til ca. 40mill tonn. Denne har delvis overdekning med gråberget eklogitt. Inne i forekomsten er det striper med amfibolitt, og varierende mengder grafitt, som gjør at renhet og farge varierer. Forekomsten er ca 400 mill år og er en grovkrystallinsk metamorf marmor. Overdekningen med eklogitt er todelt. Den øverste delen ca. 400 000 tonn er i dag fjernet, og kjørt til deponi ved forekomsten. Den andre massive eklogittoverdekningen er på hele 10 mill tonn. Forekomsten ble kjerneboret i 50 årene og senere detaljundersøkt siste året med nye boringer. De siste boringer skal danne grunnlag for :

Dagbruddsutviklingen
Gråberg / marmorforholdet i dagbruddet sett over forekomstens levetid.
Stabilitet i bakvegger og utforming av endelig brudd
Reguleringsplan for forekomsten.Behov for deponiplass
Kostnader med å fjerne av gråberg sett i forhold til oppnåelig mengde marmor.

4.Bruddriften

Forekomsten opptrer med forskjellige kvaliteter og forurensinger. For å produsere jevne kvaliteter til forskjellige formål, må avbyggingen skje planmessig. I et dagbrudd er det viktig å ha mange angrepspunkter slik at man til enhver tid kan levere de kvaliteter markedet etterspør. Noen produksjonsstyrende parametre er:

Stabil hvit farge
Mekanisk styrke
Innblanding av gråbergstriper
Kjemisk stabilt matriale
Fjerning av humus

Bruddriften foregår i dag på kt. 280 m.o.h. i toppen av forekomsten. Forut for all drift, må det øverste jordlaget på fra 1-3m fjernes. I tidligere tid var dette handarbeid, senere ble gravemaskin tatt i bruk og bare finrensk gjort for hand. Nå anvendes bakraver med hydraulisk vribar skuffe. Denne oppnår en større renhet enn det som noen gang har vært mulig. Det er en fordel å ligge et par år foran med jordavdekkingen der marmoren har utgående i dagen fordi vintre og mye nedbør bidrar til ytterligere rengjøring av overflateen. Jordavdekkingsmasser blir lagret i egne tipper i øvre nivå for å kunne anvendes ved tilbakestelling av skrottipper.

5.Vann

Vann er alltid uønsket i bruddet både mht. spregningen og den videre tørroppredning.Det er laget eget takrennesystem ovenfor brytningsområdet for å ta overflatevannet fra det ovenforliggende fjellmassiv. I tillegg er det behov for å samle opp og lage grøfter inne i bruddet for å lede vannet bort. Ved fjellfoten styres overflatevannet via tre fellingsdammer, før videre avrenning til sjø.

6.Driftsopplegg

Det anvendes i dag tre sett utstyr i bruddet.

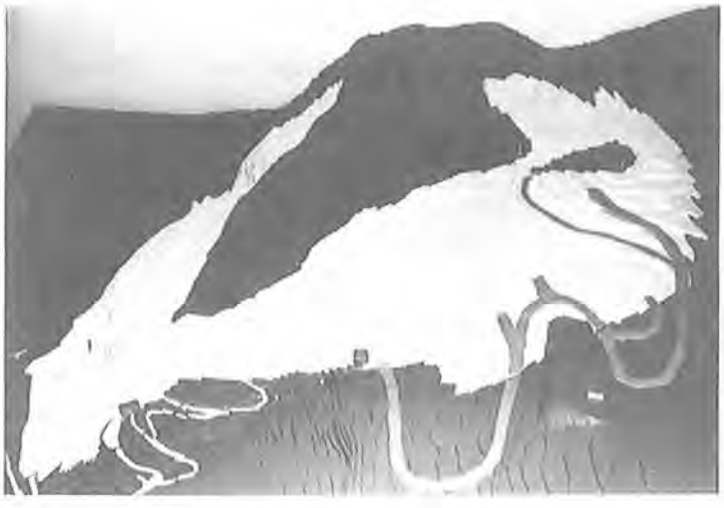
1) Lasting med hjullaster på dumper for transport til stasjonært knuseanlegg.
2) Lasting med bakgraver på dumper for transport av gråberg til deponi.
3)Lasting selektivt av marmor gjennom mobilknuser til spesialformål.

Øverste pall etter avdekking blir kjørt gjennom mobilknuser for å sortere fra resthumus sammen med subbus fra salven. Forøvrig blir mobilknuseren anvendt til knusing av overdekning til bruk på egne veger og råstoff til etablert pukkverk som består av totrinns knusing i sjaktanlegg, og etterfølgende sikting i fraksjoner på eget område lagt ved fjellfoten.

Anvendt utstyr: Borerigg : Tamrock DHA 660
Hjullaster: Michigan 270
Gravemaskiner: Åkerman 450 og Åkermann 650
Dumpere: Cat769 B, Cat 769 C
Stasjonærknuser: Norberg 125 C
Mobilknuser: Nørberg 125 C
Bruddriften foregår i hovedsak på dagtid. Årlig uttak er ca 500 000 tonn marmor og ca. 350 000 tonn gråberg. Det meste av gråberget går på tipp i en dal like ved forekomsten.

7.Overdekningen / Eklogitt

Avdekking av gråberget eklogitt er den største kostnad driften på marmor må bære.
For å oppnå en maksimal ressursutnyttelse, må det meste av forekomsten tas ut i dagbrudd. Gråberget ligger som et lokk over marmoren. Ved å fjerne dette vil all marmoren som ligger under kunne avbygges. Dersom underjordsdrift velges, vil ca. 50% av marmoren bli satt igjen som etasjeskiller og bergfester. Se bilde av modell.



Bildet viser overdekning.

Gråbergsavbyggingen må forseres de kommende 20 år. Det vil neppe være mulig å finne marked for de mengder som må avbygges årlig. Bedriften velger å se gråberget som en framtidig ressurs.
Handtering av gråberget tenkes tredelt.

1) Så mye gråberg som mulig omsettes til enhver tid.
2) Overskuddsmengde ned til kt. 240 deponeres ved forekomsten i en lukket dal.
3) Resterende gråberg tas ned til flatt lende ved forekomsten hvor det er etablert pukkverksområde. Gråbergstippen vil her være en langsiktig ressurs for denne aktivitet.

Gråberget vil alltid være en utgiftspost , men ved å finne anvendelser kan kostnaden reduseres. Den ressurs sprengt gråberg er kan anvendes samfunnsnyttig i stedet for bli til et varig deponi.

8.Regulering

Bedriften har påbegynt arbeid med regulering av Visnesforekomsten.
Reguleringsarbeidet må avklare følgende forhold:

- Om samfunnet aksepterer endelig lagring av gråberg i forekomstens øvre del.
-Om ca. 5 mill tonn kan forhåndslagres ,over lang tid, som massetak for pukkverk.

Dette må avklares før det endelige omfanget av dagbruddet blir påbegynt.
Konklusjonen blir ikke endelig før vi har svar på reguleringsplan og kostnadsbildet med å fjerne overdekningen. Bedriften benytter Institutt for Bergteknikk på bruddplandelen samt ressursvurdering. Institutt for Anleggsdrift anvendes til kalkulasjon av kostnader.

9.Miljø

Når det gjelder dagbruddsdrift i nærheten av bebyggelse så har dette blitt vanskelig å forene med strenge grenseverdier for utslipp av støy og støv. Spesielt vanskelig er det å holde grensene for støy.

For en mineralprodusent er forekomstens plassering gitt. Det er kun måten å avbygge denne på som kan påvirke støybildet. VKM gjør følgende tiltak:

-Isolerer med støymatter knuserbygget og sorteringsverket Bruddet holdes igjen med min en pallhøyde ut mot fjellsiden og bygda.

-Det bygges støyvoller av masser, 8 og 12 m høye omkring pukkverk og transportveg nede på flatt lende

-Lasting av masser på trailer ved fjellfoten vil bli utført bak en isolert vegg som skal ta bort klang fra stein mot lastekasse.

-Asfaltering av de driftsveger som ikke anvendes av gruvedumpere med kjetting.

Topografien gjør at VKM ikke kan redusere støyen fra transporten ned fjellsiden til flatt lende. Dette må i tilfelle løses av framtidige dumperprodusenter.
Konsekvenser ved å ikke nå de fastsatte granseverdier kan være nedsatt driftstid og derav en enda mer kapitalkrevende drift.

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN, OSLO 21. NOVEMBER 1996
FATIMAPROSJEKTET - STATUS

Prosjektleder Kåre Furstrand, Statens vegvesen Finnmark

1.0 Historikk

Tidlig på 1980-tallet ble ideen om fastlandsforbindelsen til Magerøya og Nordkapp født. Både mannen i gata og lokale politikere ristet oppgitt på hodet og smilte overbærende da en gruppe lokale entusiastiske mennesker stiftet interesseselskapet FATIMA AS, og startet på det langsiktige arbeidet med å realisere ideen.

Et omfattende dokumentasjonsarbeid ble satt igang, hvor konsekvenser for utviklingen innen lokalt næringsliv, turistnæringa lokalt, regionalt og nasjonalt samt andre samfunnsmessige virkninger ble forsøkt avklart. Etter hvert som "entusiastene" fikk fram dokumentasjon på de positive virkninger av en fergefri forbindelse til Europa's ytterpunkt, fikk flere og flere tro på ideen.

Lokale politiske myndigheter sluttet seg til arbeidet, senere fylkeskommunale myndigheter, og det hele endte med at Stortinget ga sitt "Ja" 28. mai 1993.

Samferdselsminister Kjell Opseth tok "Det første spadestikk" på prosjektet 29. september 1993, og dermed var anleggsarbeidene igang.

2.0 Hva er FATIMA-prosjektet

Prosjektet FATIMA - Fastlandsforbindelsen til Magerøya -, er et veg og tunnelprosjekt på E 69 i Nordkapp kommune i Finnmark. FATIMA er det største samferdselsprosjekt i Finnmark noensinne, og vil gi de ca. 4000 menneskene i Honningsvåg og på Magerøya forøvrig fergefri forbindelse til fastlandet. Med dette vil også det internasjonale reisemålet Nordkapp bli lettere tilgjengelig. (Oversiktskart, jfr. fig.1 og 2.)

FATIMA-prosjektet har en total lengde på 28,6 km, med ytterpunktene Kåfjord på fastlandssiden og Honningsvåg på øysiden. Prosjektet er delt inn i seks anleggsparseller, jfr. fig.3.)

Prosjekt:	E 69 FATIMA - Fastlandsforbindelsen til Magerøya
Kommune:	Nordkapp
Hovedparsell:	Hp. 06 Kåfjord - Honningsvåg
Total lengde:	28,6 km
Veglengde i dagen:	Ca. 16,7 km
Undersjøisk tunnel:	6820 m
Lengde "land"tunneler:	4400 m + 150 m
Lengde Kobbholet bru:	520 m
Lengde andre bruer	Tilsammen 87 m
Byggestart:	September 1993
Ferdigstillelse:	Foreløpig foskjøvet til senhøsten 1998 (1. nov.)
Opprinnelig kostnadsoverslag:	625 mill.kr (1993-kr)
Revidert kostnadsoverslag:	751 mill.kr. (1996-kr)
Finansiering:	Statsmidler / bompenger Bompengeandelen utgjør 170 mill.kr + 27,2 % av inntil 10 % fordyrelse. D.v.s. 170 mill.kr + max tillegg: 17,0 mill.kr. Dette gir max. bompengebeløp på totalt 187 mill.kr (beløp i 1993-kr)

3.0 Geologi

3.1 Nordkapptunnelen (Undersjøisk tunnel under Magerøysundet)

3.1.1 Geologisk kartlegging

Det er utført berggrunnsgeologisk, stratigrafisk og ingeniørgeologisk kartlegging av lokal og regional berggrunn inkl. forkastningssystemer, oppsprekking og svakhetssoner. Kartleggingen på land har i stor grad gitt oversiktlige registreringer , da berggrunnen er godt eksponert langs sjøen, i steile skrenter og delvis innover land.

Videre er det utført seismiske undersøkelser i form av akustiske og refraksjonsseismiske målinger i tre omganger, Noteby 1987, Geoteam 1990 og Geoteam 1992.

Akustikken har avslørt små løsmassemektigheter på sjøbunnen.

Refraksjonsseismikken gir grunnlag for å anta flere øst-vest gående svakhetssoner som de klart dominerende i området. De seismiske hastigheter ligger mellom ca 3000 og over 5000 m/s, hvorav de laveste hastigheter (inntil 4000 m/s) kun utgjør ca. 4 % av målt lengde, mens hastigheter over 5000 m/s er registrert i vel 60 % over den 3,75 km lange undersjøiske strekningen.

På nordsiden av sundet, hvor tunnelen går inn under land, er det boret to kjerneborhull, med lengde 101 og 51 m. Resultatene av boringene er kort oppsummert

- Hyppig veksling mellom sandstein, gråvakke og noe leirskifer
- Sterk foliasjonsoppsprekking, også mot dypet
- Med unntak av de øvre 20-25 m er det jevnt og lite vanntap.

3.1.2 Geologi

Bergarten på fastlandssiden er grovt betegnet som granatglimmerskifer. Mellom glimmerlagene opptrer det hyppig kvartsitt eller kvartsittisk sandstein i lagtykkelser fra 1 cm til flere dm, unntaksvis tykkere enn 1 m. Metasandstein opptrer også som mektige horisonter med inntil 100 m tykkelse i området fra Vesterpollen og et stykke utover i Magerøysundet. Berget er svakt foldet i bølgeformer, og fallvinkelen er ved Vesterpollen 5-10 grader og noe økende utover i sundet.

Mot øysiden er lagpakken / skiferen noe mindre omdannet (lavere metamorfosegrad), og benevnes sandstein, gråvakke og leirskifer. Lagdelingen er jevnt over noenlunde plan, og faller ca. 25-30 grader mot vest.

Sammenhengen og overgangen mellom de to sekvensene over sundet er noe usikker, men det eksisterer neppe noen betydelig hovedforkastning gjennom Magerøysundet mellom de to sekvensene. Bergartene på begge sider av sundet tilhører sannsynligvis samme formasjon, men har ulik deformasjons- og omdanningshistorie.

Steile forkastninger og sprekkesoner i Magerøysundet opptrer hyppig, men observasjoner i tilsvarende systemer på land viser at disse for det meste er sementert av kvarts, kalsitt og kloritt. Dette vil, for denne type soner , i betydelig grad redusere problemene med løst fjell og innlekkasjer.

Geologisk oversiktskart og lengdeprofil, jfr. fig. 4 og 5.

3.2 Honningsvågtunnelen (Landtunnel gjennom Honningsvågfjellet)

Honningsvågfjellet representerer et gabbromassiv som har trengt inn i sedimentære bergarter. I kontaktsonene har kraftig oppvarming omdannet sedimentbergartene til kontaktmetamorfe bergarter (hornfels), som er en hard, men ofte sprø bergart. Skillet mellom gabbroen og de sedimentære bergarter går ved Mellomvann, og dette innebærer at ca. 2/3 deler av tunnelen vil bli i gabbro.

Innenfor området med sedimentbergarter (regionalmetamorfe), finnes skiftende lag med kvartsholdig gråvakke, tildels sandstein/kvartsitt og fyllitt.

Grov geologisk skisse, jfr. fig. 6.

4.0 Regiform / inngåtte kontrakter

Vegbygging

Hovedtyngden av vegbyggingen på prosjektet utføres i vegvesenets egenregi, og utgjør i lengde rundt 15,6 km

Vegbygging i entreprise er begrenset til tilstøtende veger til tunnelene, og utgjør ca. 900 m.

Nordkapptunnelen (Undersjøisk tunnel)

Entreprise:

- Entreprenør: Veidekke ASA
- Anbudssum 187 mill.kr (1995-kr)
- Anleggsstart: Juni 1995
- Kontraktsfestet ferdigstillelse: 1. juni 1998

Kobbholet bru

Entreprise:

- Entreprenør: Selmer ASA
- Anbudssum: ca. 99 mill.kr (1996-kr)
- Anleggsstart: Juni 1996
- Kontraktsfestet ferdigstillelse: 15. oktober 1998

Honningsvågtunnelen (Blandet regiform)

Entreprise:

- Entreprenør Mika AS. Entreprisen omfatter stuff Alfbaklia + kort tunnel, lengde 1900 m + 150 m.
- Anbudssum: ca. 39 mill.kr (1996-kr)
- Anleggsstart: Mai 1996
- Kontraktsfestet ferdigstillelse:
  Honningsvågtunnelen: 01.09.97
  Kort tunnel Studentervika - Olearntsavika: 01.06.97
- Deler av kompletteringsarbeidene inngår ikke i anbudet.

Egenregidrift:

- Stuff Kobbholla. Tunneldrift i vegvesenets regi. Samarbeide mellom Statens vegvesen Finnmark, Troms, Nordland og Sogn & Fjordane. Lengde 2500 m.
- Anleggsstart: Januar 1996
- Kalkylesum ("Anbudssum"): 76 mill.kr
- Kompletteringsarbeider i egenregi i hele tunnelen, lengde 4400 m

Pukkproduksjon

Egenregidrift

- Samarbeide med Statens vegvesen Sogn & Fjordane, som stiller med knuseverk og driftspersonell. Statens vegvesen Finnmark stiller med hjullastere og maskinkjørere.
- Oppstart: April -96
- Sesongslutt: 4. oktober -96
- Bergart: Gabbro fra Honningsvågtunnelen
- Bruksområder:
  * Såleforsterkning i tunnelene i drivefasen
  * Forsterkningslag og bærelag

5.0 Kort beskrivelse av de enkelte anleggsparseller - Status pr. 10.10.96

Vegbygging
Standardklasse: H1 (tot. bredde 7,5 m, kjørebane 6,0 m + 2 * 0,75 m skulder)
Bæreevne: 10 tonn helårs

Anleggsparsell: Kåfjord - Vesterpollen
- Veglengde 6500 m inkl. Kåfjordelv bru 32 m
- Anleggstart: 1. oktober 1993. Kåfjordelv bru påbegynt høsten 1994 og sluttført forsommeren 1995.
- Vegarbeidene startet her med tanke på en snarlig adkomst fram til tunnelpåhugg for undersjøisk tunnel i Vesterpollen.
  Vegparsellen er nå ferdigbygget til topp forsterkningslag. Planering og puss av skråninger og skjæringer er ferdig utført på ca. halve strekningen.
- Kun sommerdrift de to siste sesongene

Anleggsparsell: Veidnes - Alfbaklia (ekskl. Kobbholet bru)
- Veglengde ca. 7500 m inkl. to mindre bruer, i Kjelkevik og Sarnespollen hver på 26 m.
- Anleggsstart: Mai 1995
- Avhengig av sjøveis transport av maskiner, utstyr og personell
- I løpet av anleggssesongen 1996 vil så godt som all fjellsprengning, hovedtyngden av massetranport være fullført. Framdriftsmessig har målet for 1996 vært å etablere ferdig vegkropp til topp underbygning.
- Kjelkevik og Sarnespollen bruer, hver på 26 m, forskjøvet til sommeren 1997.
- Drift kun i sommersesongen, mai - oktober

Anleggsparsell: Kobbholla - Storbukt
- Veglengde ca. 1300m + sekundærveg ca. 400 m
- Anleggsstart: Senhøsten 1994
- I løpet av inneværende sesong vil hele strekningen være fullført til topp forsterkningslag

Med utgangspunkt i gjeldende framdriftsplan, forutsettes vegparsellene ferdigstilt høsten 1998.

Nordkapptunnelen

Tunneldriften i regi av Veidekke ASA startet opp i begunnelsen av juni -95 fra fastlandssiden. Noe senere på sommeren, i slutten av august, skjedde oppstarten på stuffen på Veidnes på øysiden. På fastlandssiden var forskjæringen tatt ut på forhånd av vegvesenet, mens på øysiden inngikk denne i Veidekke's anbud.

Fra fastlandssiden er det pr. 10.10.96 drevet 3410 m tunnel. Vi har passert lavbrekket, og er nå inne i et svakt stigende parti. (2%). I lavbrekksområdet er det i tillegg drevet fordrøyningsbasseng samt tverrslag for pumpeinstallasjoner. Stuffen står nå inne i en leirsteinsone, hvor det har vært nødvendig med full utstøping. Det er pr. dato foretatt

5 støper, hver på ca. 5 m. Omfanget av leirsteinsonen er anslått å ha en bredde fra 40 til 70 m. I tillegg til sonderboringer som fortløpende utføres, vil det bli kjørt kjerneboringer for å få mer informasjon om sonens utstrekning og beskaffenhet.

Driftsmessig har det fram til leirstensonen vært gode forhold på denne stuffen. Glimmerskiferen er meget tett, og innlekkasjene så langt er helt minimale. På grunn av den svake glimmerskiferen, benyttes pukk 0-75 mm som såleforsterkning. Forbruket av bolter og sprøytebetong har i gjennomsnitt vært lavere enn det vi i utgangspunktet hadde forventet.

På Veidnesstuffen (øysiden) har tunneldriften hatt en annen utvikling. Tidlig viste det seg at fjellforholdene var av en slik karakter at full utstøping var nødvendig.
Pr. 10.10.96 er det drevet 635 m tunnel, hvorav kun 49 m ikke er utstøpt. Foruten T8 profilet er det drevet en havarinisje i T11, som også er fullt utstøpt.

Generell syklus nå på stuff:

- Boring og skyting, full salvelengde 18 fot (inndrift ca 5,2 m)
- Utlasting
- Maskinell rensk (pigging) 1,5 - 2 timer
  (Mye utfall / småfallent)
- Påføring sprøytebetong, ca. 2 m3 pr. meter
- Boring av kranshullene for neste salve
- Innnkjøring av skjold / klargjøring for støping
- Full utstøping

Av de første 124 salver hadde vi følgende fordeling:

- En-delt	85	68,5 %
- To-delt	28	22,6 %
- Tre-delt	8	6,5 %
- Fire-delt	3	2,4 %

Samlet inndrift pr. 10.10.96 på begge sider er 4045 m. Det gjenstår 2785 m.
Opprinnelig var det forutsatt gjennomslag rundt årsskiftet 1996/97, men på grunn av vasnskelige fjellforhold på Veidnessiden, er det store forsinkelser i forhold til opprinnelig framdriftsplan.
Tunnelmassene kjøres på begge sider i sjødeponi.
Fig. 7 viser lengdesnitt av tunnelen.

På grunn av fjellforholdene og den driften dette representerer for Veidekke ASA, er det tatt ut stevning mot Statens vegvesen. Statens vegvesen er igang med sitt tilsvar, og det er ennå noe usikkert når rettssaken vil komme opp.

Kobbholet bru

Kobbholet bru som er under bygging er 520 m lang, og krysser over innløpet til Kobbholet. Brua er prosjektert som stålbru, og føres i spenn med lengder 60 + 5 x 80 + 60 m. Bruoverbygningen utføres som ståltrau i samvirke med betong bruplate. Brudekket skal utføres som plasstøpt betong.

Brua fundamenteres på senkekasser, som plasseres på plansprengt og betongavrettet fjell. Pilarene består av senkekassefundament samt søyle. Bruskisse med tekniske data, milepæler, jfr. fig. 8.

Selmer ASA startet opp anleggsarbeidene i juni måned i år. Denne sesongen er det kun sjøarbeider som pågår. Gravearbeider, fjellsprengningsarbeider, forskaling og støping skjer på tildels store dyp, hvor sprengningsplan for de enkelte fundamentgroper varierer fra -15,5 m til -35 m. Dette stiller store krav til dykkertjenester. Oppfølgning av resultater fra byggegropene skjer i hovedsak i form av video-opptak og profilering, samt logging av massene som grabbes opp.
Skisse av fundamentgrop framgår av fig. 9.

Selmer ASA har inngått avtale med Veidekke ASA og betongleverandør Noco AS om betongleveranser til brua. Betongstasjonen er plassert på Veidnes i tilknytning til driften på den undersjøiske tunnelen. Målsettingen for inneværende år er å få støpt ferdig samtlige fundamentstøper, slik at det er klart for plassering av senkekassene. Gjennom de verste vintermånedene vil det bli avbrudd i arbeidene. Oppstart utpå våren 1997.

Honningsvågtunnelen
Tunnelen drives i egenregi fra stuff Kobbholla, og i entreprise fra stuff Alfbaklia. Entreprisen omfatter driving og sikring , samt drenering og vegoverbygning opp t.o.m. forsterningslag. Resterende arbeider for hele tunnelen utføres i egenregi. Arbeidene i egenregi er et samarbeide mellom vegkontorene i Finnmark, Troms, Nordland og Sogn & Fjordane.

Pr. 10.10 har vi følgende inndrift på de to stuffene:

Alfbaklia, Mika AS	415 m (oppstart juli/aug. 1996)
Kobbholla, egenregi	1360 m (oppstart januar 1996)

Tekniske data for tunnelen framgår av fig. 6.

Fra Alfbaklia har det vært jevne fjellforhold så langt. Sikring skjer ved bolting og sprøytebetong.

Fra Kobbholla, hvor vi går i gabbroen, har vi over lengre partier kun sikret med bolting.
Sleppesoner i gabbroen med relativt stor mektighet av svake bergarter, samt svak vinkel i forhold til driveretningen har krevd mer omfattende sikring. I de verste partiene har vi gått inn med supplerende bolting (lange bolter), stålbuer /sprøytebetong.

Kort tunnel Studentervika - Olearntsavika
Oppstart i juni med gjennomslag 27. juli. Permanentsikring utført, i form av bolting og sprøytebetong. Montering av PE- skum pågår. Portaler utføres forsommeren 1997.

5.0 Framdriftsplan / økonomi

Opprinnelig framdriftsplan tok sikte på ferdigstillelse 1. juni 1998. På grunn av fjellforholdene i den undersjøiske tunnelen, som pr. dato er sterkt forsinket, er ferdigstillelse av prosjektet foreløpig forskjøvet til senhøsten 1998.

Nye vurderinger vedr. evt. justeringer i framdriftsplanen vil bli vurdert i løpet av vinteren 1996/97.

Gjeldende framdriftsplan samt revidert kostnadsoverslag framgår av fig. 10.

Forbruk på prosjektet:

1993:	8,8 mill.kr	
1994:	36,8 mill.kr	
1995:	102,6 mill.kr	
Sum :	148,2 mill.kr	(Beløp i 1995-kr)

Planlagt forbruk 1996	ca. 210 mill.kr	(beløp i løpende kr.)
Planlagt forbruk 1997	ca. 230 mill.kr	

6.0 Organisasjon / Oppfølgning og byggeledelse

Hele prosjektorganisasjonen er utestasjonert på prosjektet. Statens vegvesen har sitt hovedkontor i Honningsvåg, med satellitter i Kåfjord, Veidnes og Sarnes. Dette har vært behov på grunn av vanskelig tilgjengelighet, da vi hele tiden er avhengig av sjøveis transport.

Veidekke ASA har sitt anleggskontor i Kåfjord, og har sine boligrigger i Kåfjord og på Veidnes.

Selmer ASA har etablert sin boligrigg på Sarnes, mens kontorriggen er etablert like ved brustedet i Kobbholet.

Mika AS har etablert både boligrigg og kontor på Sarnes

Fig. 1

The North Pole
Greenland
80
Svalbard
Novaja
Zemlya
70
Finnmark
Arctic Circle
The Ko
Peninsu
Sweden
Finland
Russia
Map-illustration:
© emfem, reklamebyrå

Fig. 2

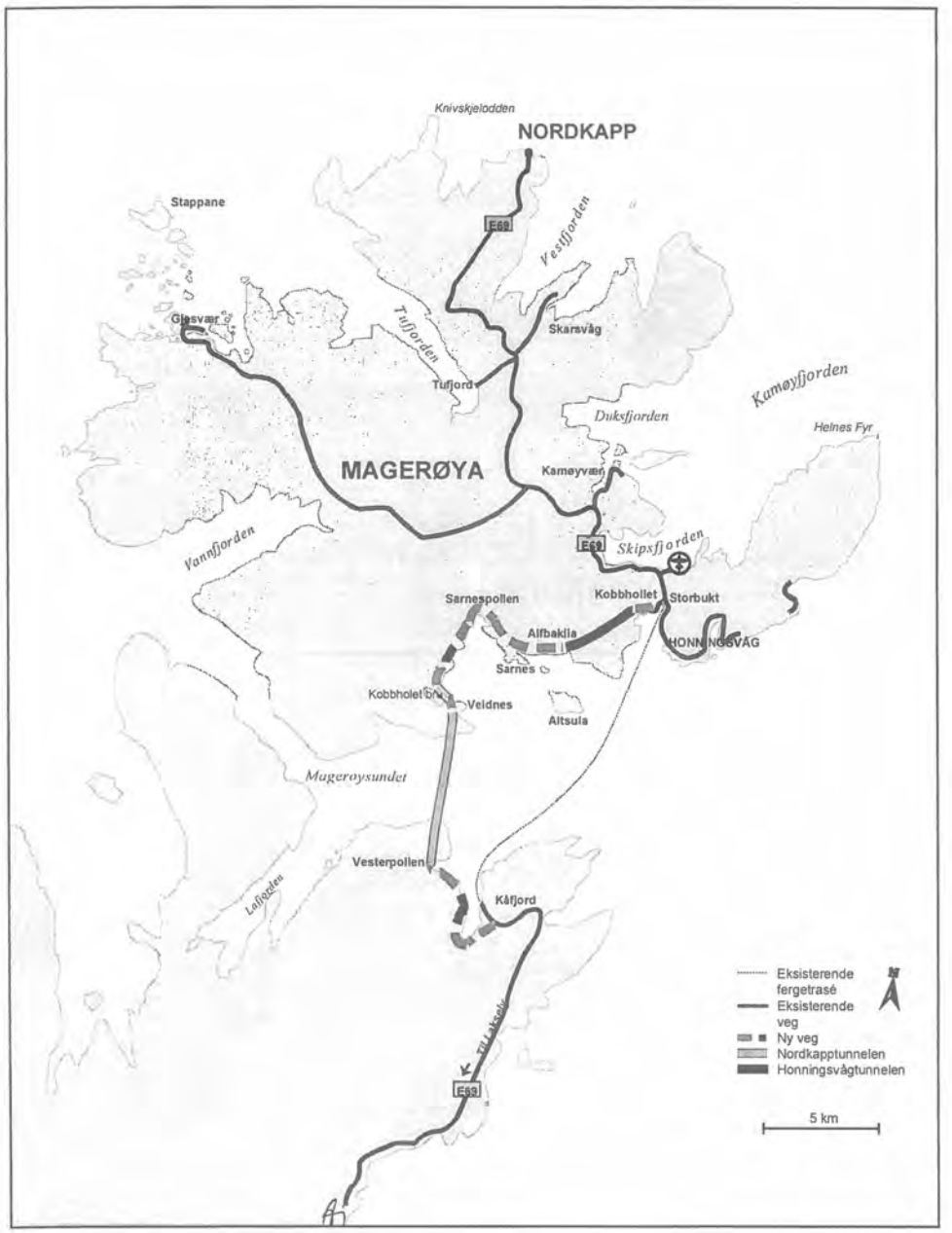

Knivskjelodden
NORDKAPP
Stappane
E69
Vestfjorden
Glesvær
Tufjorden
Skarsvåg
Tufjord
Kamøyfjorden
Duksfjorden
Helnes Fyr
MAGERØYA
Kamøyvær
Vannfjorden
E69
Skipsfjorden
Sarnespollen
Kobbhollet
Storbukt
Alfbaklia
HONNINGSVÅG
Sarnes
Kobbholet br.
Veldnes
Altsula
Mageroysundet
Vesterpollen
Lafjorden
Kåfjord
Til Laksely
E69
Eksisterende fergetrasé
Eksisterende veg
Ny veg
Nordkapptunnelen
Honningsvågtunnelen
5 km

Fig. 3

MAGERØYA
E69
Skipsfjorden
Sarnespollen
Kobbhollet
Storbukt
Alfbaklia
Sarnes
HONNINGSVÅG
Kobbholet bru
Veidnes
Magerøysundet
Vesterpollen
Kåfjord
Eksisterende veg
Ny veg
Nordkapptunnelen
Honningsvågtunnelen
5 km

15.11

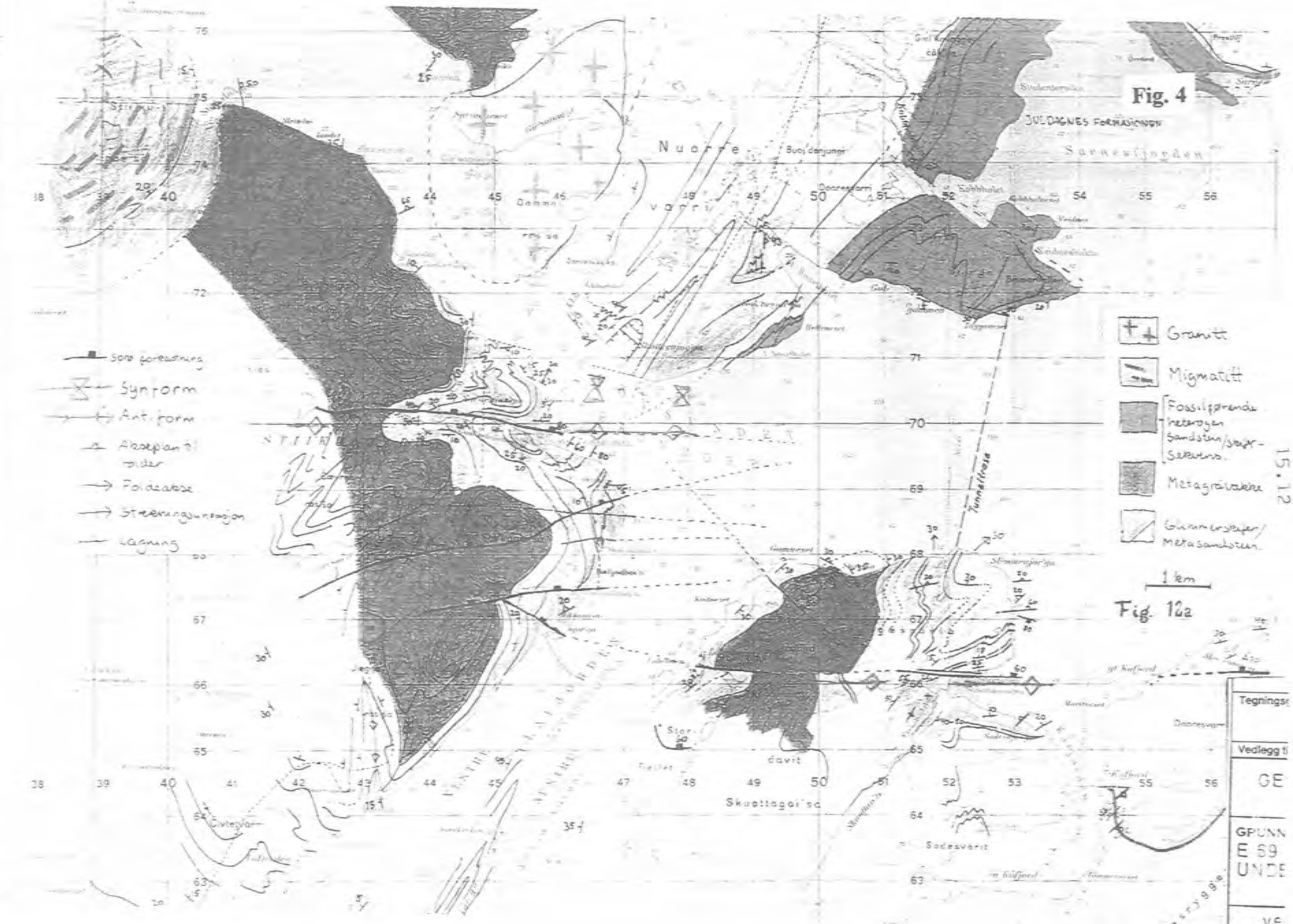
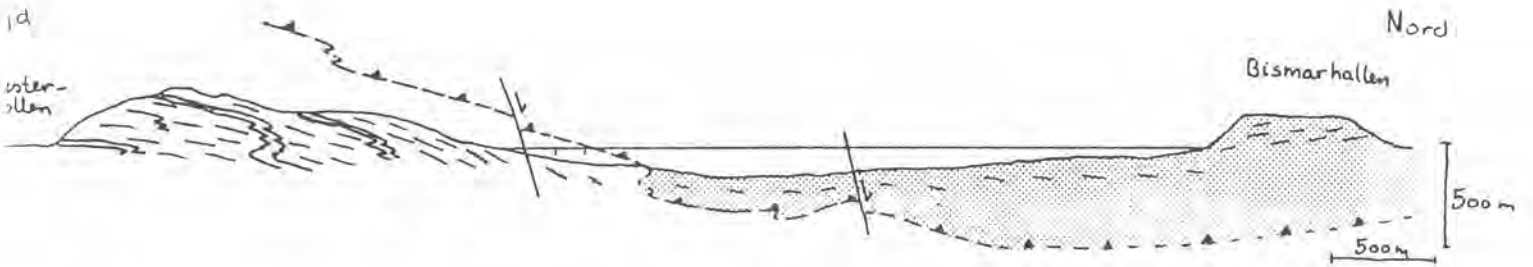


Fig. 4
JULDAGNES FORMASJONEN
Nuorre
várri
Sarnesfjorden
Skuottagoi'sa
Sodesvarit
Tunnelltrasé
Granitt
Migmatitt
Fossilførende heterogen sandstein/skifer-sekvens.
Metagråvakke
Glimmerskifer/Metasandstein
1 km
Sprø forkastning
Synform
Antiform
Akseplanspor
Foldeakse
Strekningslineasjon
Lagning
15.12
Tegnings
Vedlegg ti
GE
GRUNN
E 69
UNDE
VE

Fig. 12a

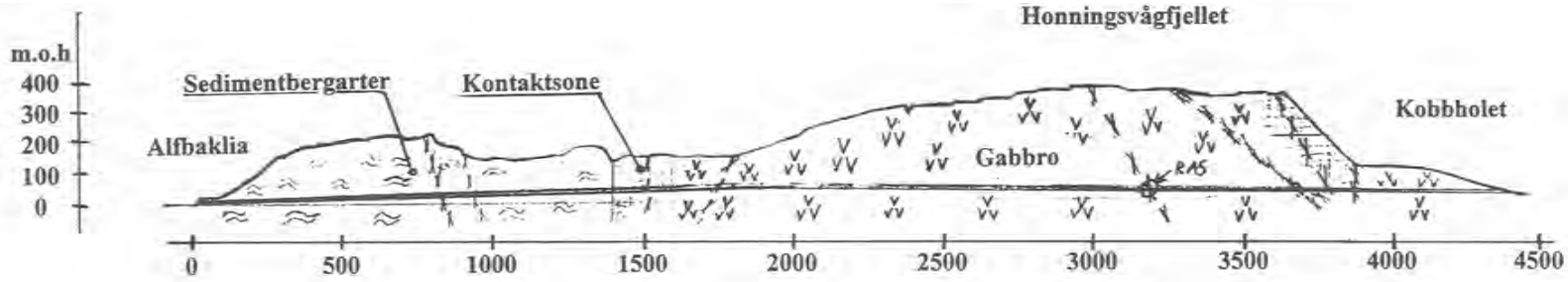


F.g. 12b

Forenklet geologisk profil langs tunneltraseen fra Vesterpollen til Slimmenjarga. Foliasjon er indikert, sammen med antatt forløp på skyvedekket som skiller fossilførende enhet på Magerøy (skravert enhet) fra glimmerskifer/sandsteins-sekvens på fastlandssiden. Antatt posisjon på to hovedforkastninger er indikert

HONNINGSVÅGTUNNELEN

Fig. 6



Tunnellengde totalt: 4.400 m
Tunneltverrsnitt: T9, dvs. totalbredde 9,0 m med to kjørefelt a 3,0 m
Stigning: Maks. 2,1%
Sikkerhetsklasse: B

Entreprisedelen:
Tunnellengde: 1.900 m fra Alfbaklia, med mulig forlengelse på 250 m.
Entreprenør: MIKA A/S
Kontraktsum: 38,9 mill. kr. (1996 kr.) inkl. tunnel Stud. vika - Ole Arntsavika
Byggestart: Mai 1996
Ferdigstillelse: 1. september 1997

Egenregidelen:
Tunnellengde: 2.500 m fra Kobbholet, med mulig reduksjon på 250 m.
Kalkylesum: 76 mill. kr. (1996 kr.)
Byggestart: Januar 1996

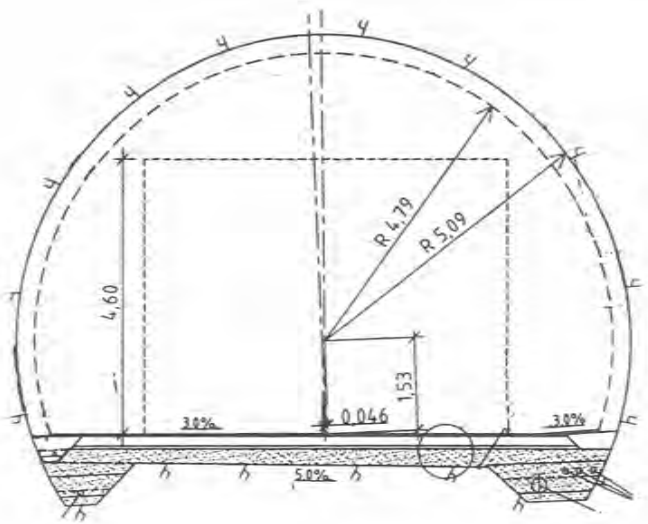
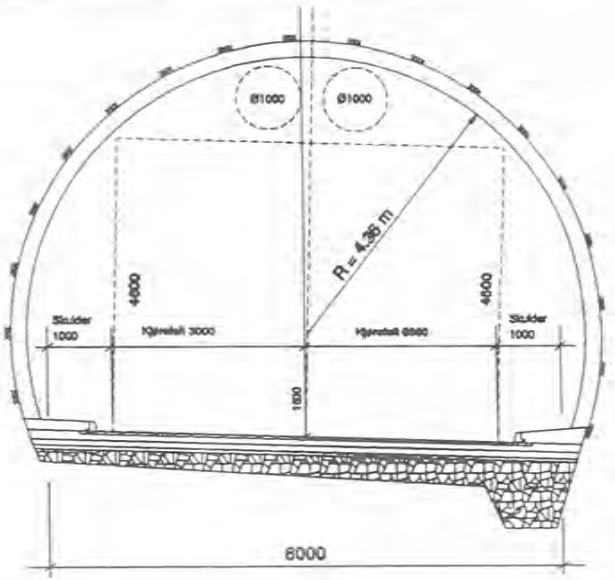


Fig. 7

NORDKAPPTUNNELEN (UNDERSJØISK TUNNEL)

- **Tunnellengde:** 6820 m
- **Tunnelprofil:** T 8, total bredde 8,0 m, kjørebane-bredde 2 x 3,o m
- **Dypeste punkt:** - 212 m
- **Stigning:** Hovedsakelig 8 %, max. 10 %
- **Entreprenør** Veidekke ASA
- **Anleggstart** Mai- 95



ENGDESNITT

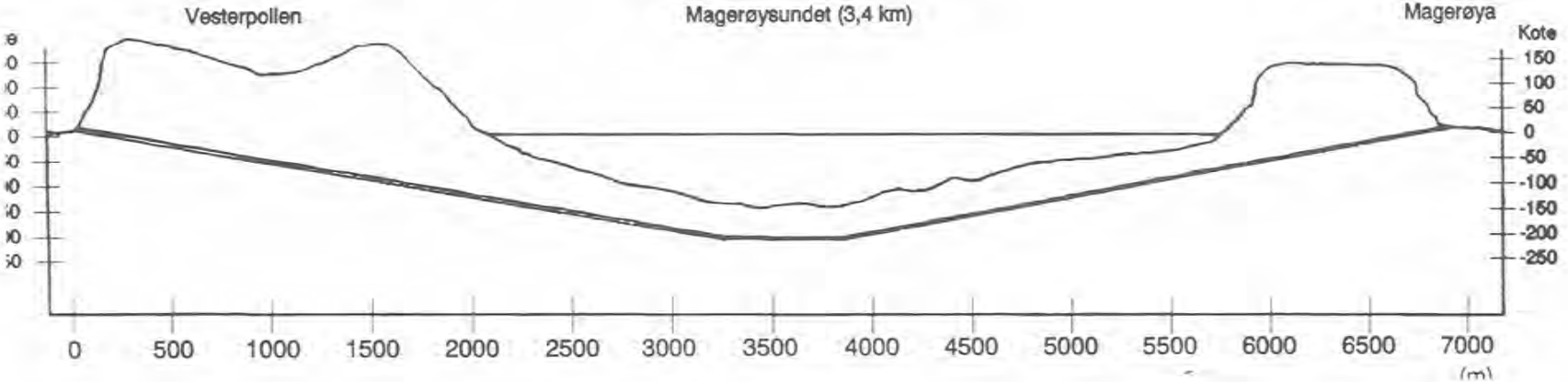
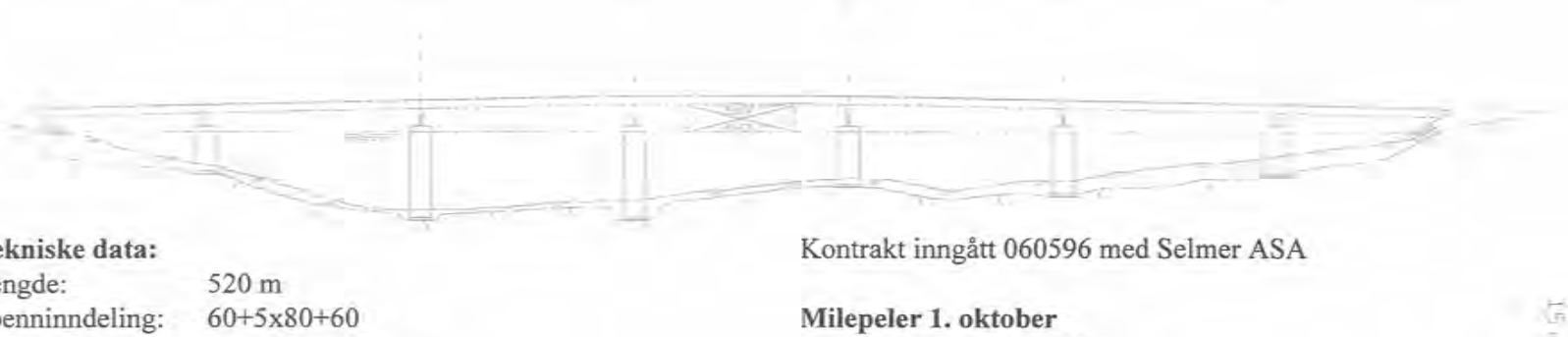


Fig. 8

KOBBHOLET BRU



Tekniske data:

Lengde:	520 m
Spenninndeling:	60+5x80+60
Seilingsåpning:	40 x 10 m
Fundamentering:	Senkekasser til fjell
	Landkar A1 på peler
	Landkar A8 på fjell
Overbygning:	Ståltrau i samvirke med betongplate

Brua ligger i bue med radius 620 m

Anleggsutfordringer:

Delvis stor løsmasseoverdekning til fjell
Generelt sterkt oppsprukket og vanskelig fjell
Grunnarbeidene utføres på relativt store vanndyp

Kontrakt inngått 060596 med Selmer ASA

Milepeler 1. oktober

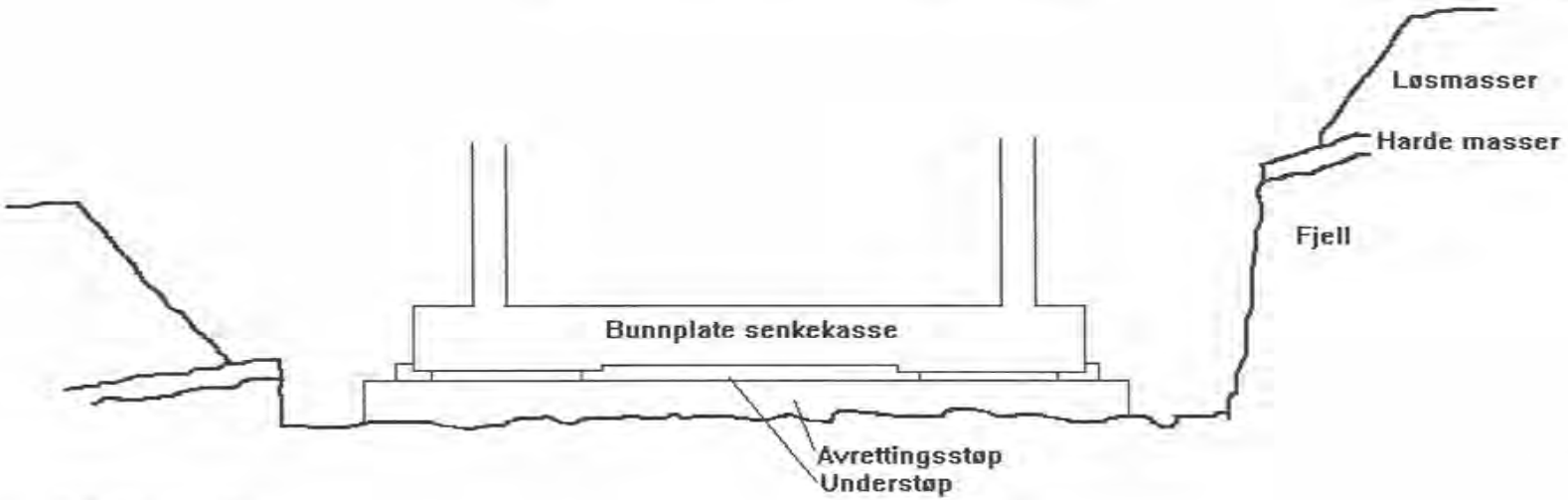
0107 Oppstart sjøarbeid	
1307 Sprengning A2	-15,5 m
2307 Sprengning A5	-20,5 m
0508 Sprengning A5 2.gang	-22,0 m
1208 Sprengning A6	-25,0 m
2808 Sprengning A3	-32,5 m
1109 Sprengning A4	-29,5 m
1809 Sprengning A3 2.gang	-35,0 m
2709 Sprengning A7	-18,5 m

Innimellom alt dette har både utlasting av løsmasser og fjell foregått, i tillegg til rensk av flatene

AEO 111096

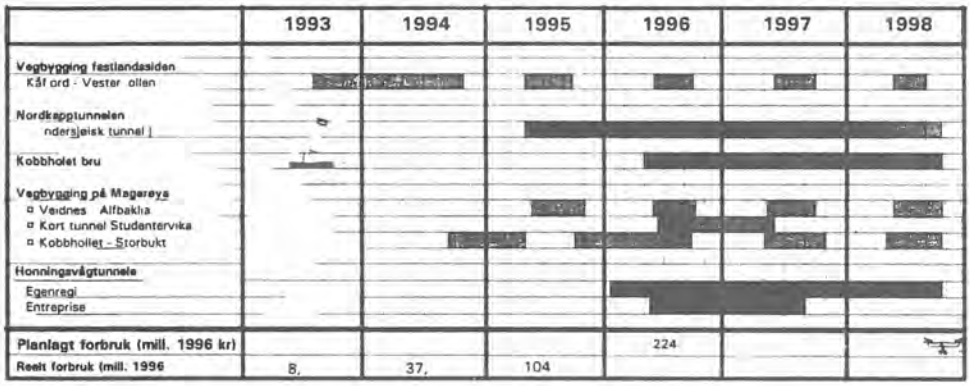
Byggegrop med senkekasse plassert

Fig. 9



Arbeidsgang:
Grabbing av løsmasser
Sonderboring
Sprengning
Utlasting
Rensk
Støp av betongavretting
Plassering av senkekasse på knaster
Understøp

Framdriftsplan (pr. mai 1996):



Byggekostnader (i mill. 1996 kr.):

Fig. 10

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

RAS I OVERFØRINGSTUNNEL LJOSDALSVATN - LINTJØNN

Sjefingeniør Magne Wraa, Selmer ASA

SAMMENDRAG

Artikkelen gir en beskrivelse av et ras som blokkerte en overføringstunnel til Sundsbarm Kraftverk i Vest-Telemark. Det er gitt en kort beskrivelse av de geologiske forhold, samt hvilken løsning som ble valgt. Videre omtale av maskiner og utstyr som ble brukt ved utførelsen av ny omløpstunnel, samt sikring av denne.

Innledning, historikk

Sundsbarm Kraftverk eies av SKK og Vest-Telemark Kraftlag.

Figur 16 - 1 Sundsbarm kraftverk - Oversikt.

Anlegget ble ferdigstilt i 1971 med en maskininstallasjon på 103 MW.
Overføringstunnelen mellom Ljosdalsvatn og Lintjønn er 12,1 kilometer lang med tverrsnitt som varierer fra 12 til 16 m^2 og har ett tverrslag og fem bekkinntak.

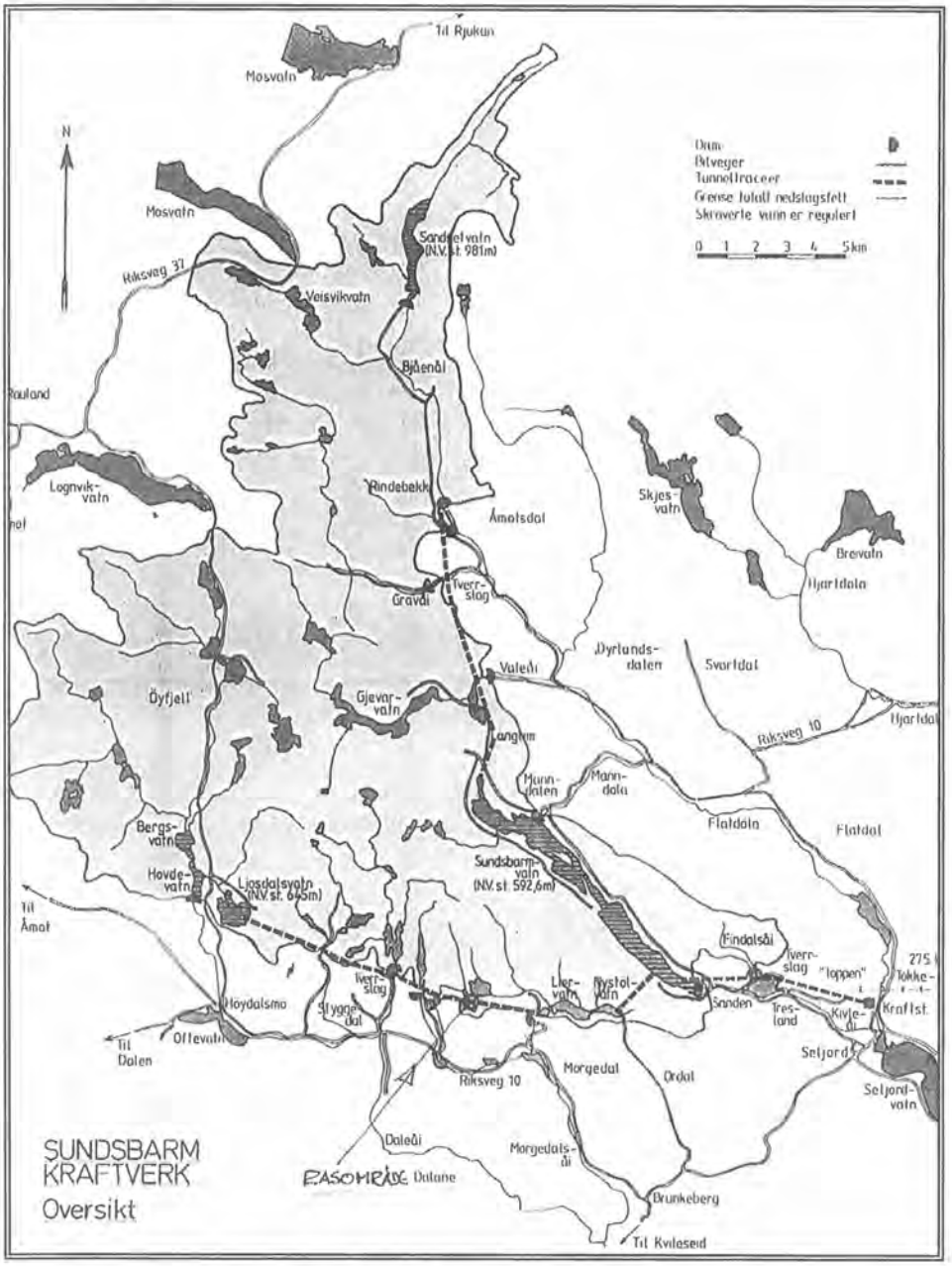
Tunnelen overfører vann til Lintjønn som også er drikkevannskilden til Morgedal.

Figur 16 - 2 Mannskaper i tunnelen 1971.

Ing. Thor Furuholmen sprengte tunnelen i 1971, og her ser vi bilde av to representanter for tunnelmannskapene den gang.

Figur 16 - 3 Tunnelportal - Ljosdalsvatn
Overføring av mesteparten av vannet skjer på ettervinteren i løpet av en måned.

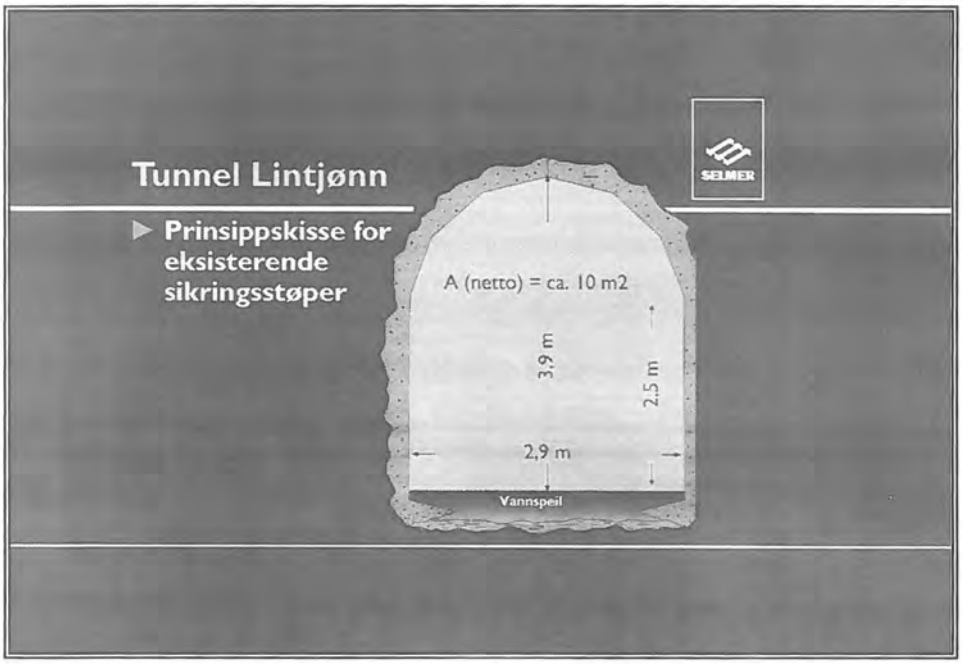
Ved overføring våren 1995 var kapasiteten drastisk redusert og tunnelen ble inspisert.
2 600 meter inn fra utløpsenden ble det lokalisert et ras som praktisk talt hadde blokkert denne.



Figur 16 - 4 Overføringstunnelen - rasstedet markert

Figur 16 - 5 Rasområdet ved pel 2 600.

Som det fremgår av bildet så er indre del av sikringsstøpet deformert, oppsprukket og har glidd ned i tverrsnittet.
Hensikten med innlegget er å orientere om de geologiske forhold som førte til raset. Dernest å fortelle om valgt løsning for utbedring og gjennomføring av denne.



Figur 16 - 6 Tverrsnitt gjennom eksisterende sikringstøper.

Rasområdet 2 600 meter inne i en tunnel med minste transporttverrsnitt på ca 10 m^2 og med utspylt skinnedrevet tunnelsåle, satte store begrensninger til utstyrsvalget og store krav til gjennomføringen med hensyn til miljø og sikkerhet.

Figur 16-7 Ras i tilløpstunnelen 1983.

På grunn av lokalkjennskap gjennom tidligere utførte reparasjonsjobber, tidligere samarbeid og egnet utstyr tilgjengelig, forhandlet SKK kontrakt direkte med Selmer ASA. Arbeidene ble igangsatt meget raskt. Her vises et bilde fra ras i tilløpstunnelen i 1983.

Figur 16 - 8 Geologiske forhold i rasområdet.

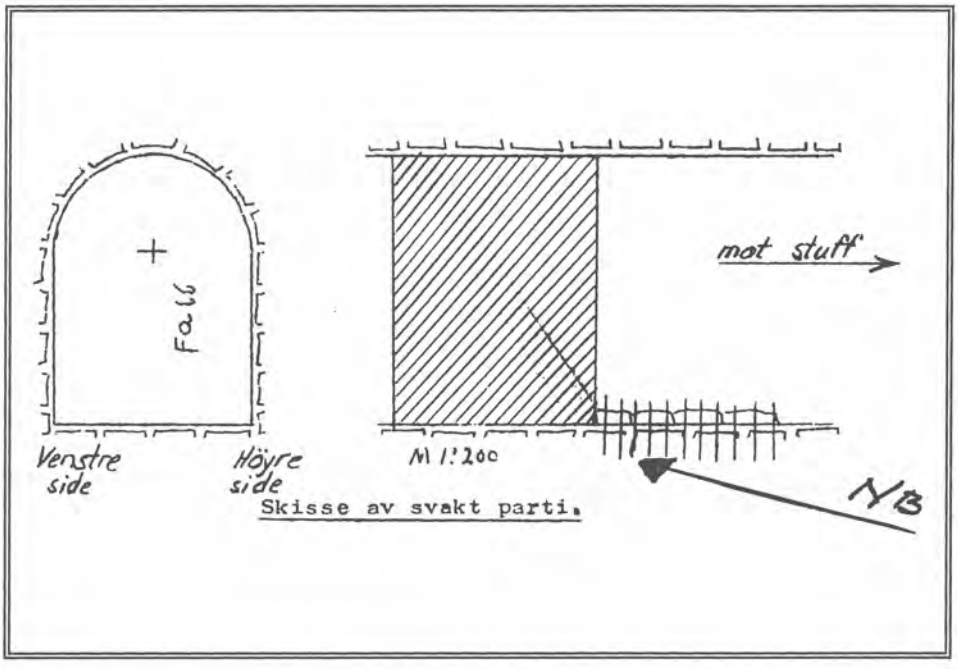
Geologiske forhold

Området ligger i Telemarksformasjonens bergarter i overgangen mellom

Seljordgruppens kvartsitter og Bandakgruppens lavabergarter (porfyr/sur lava med kvartsitt imellom).

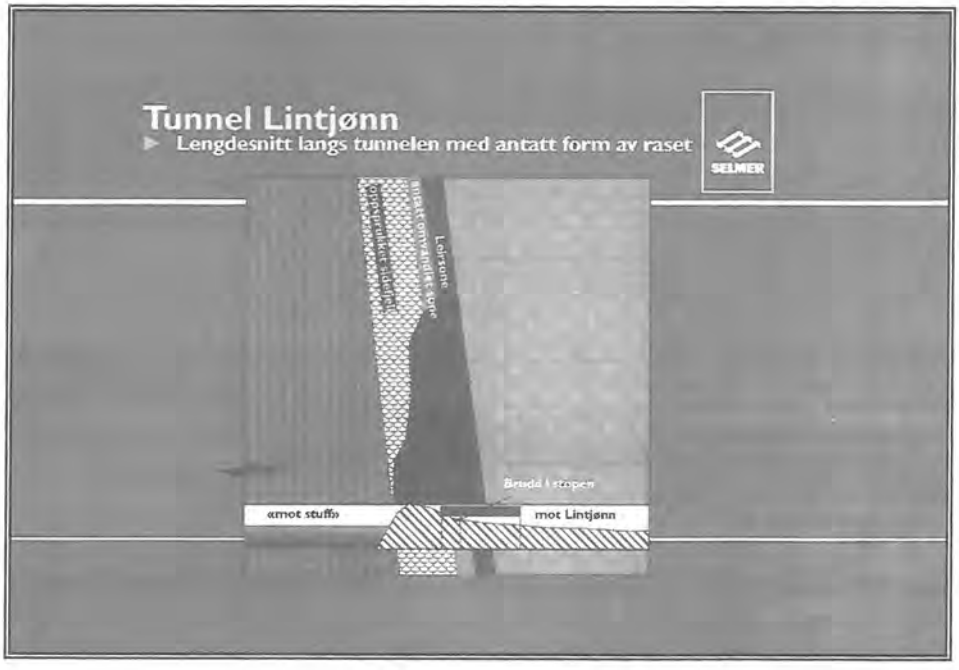
Tunnelen ligger ca 110 meter under Mjåvatn. Utrasing har skjedd oppstrøms en eksisterende betongutstøpning som delvis er ødelagt av raset. Mye av den grove delen av rasmassene har blitt ført med vannstrømmen inntil 300 m nedstrøms, mens finstoffet er spylt helt ut.

Som det fremgår av skissen så ligger svakhetssonene tegg, og det er heller ikke langt mellom permanente sikringsstøper i tunnelen.



Figur 16 - 9 Permanent sikring utført i 1971.

Store leirmengder er ventelig blitt ført helt ut av tunnelen. Rasmassene kunne anslås til 1 800 - 2 500 m^3. Oversikten over utført permanent sikring viser full utstøping i vegg og heng og boltsikring i vegg oppstrøms.



Figur 16 - 10 Lengdesnitt av tunnelen i rasområdet.

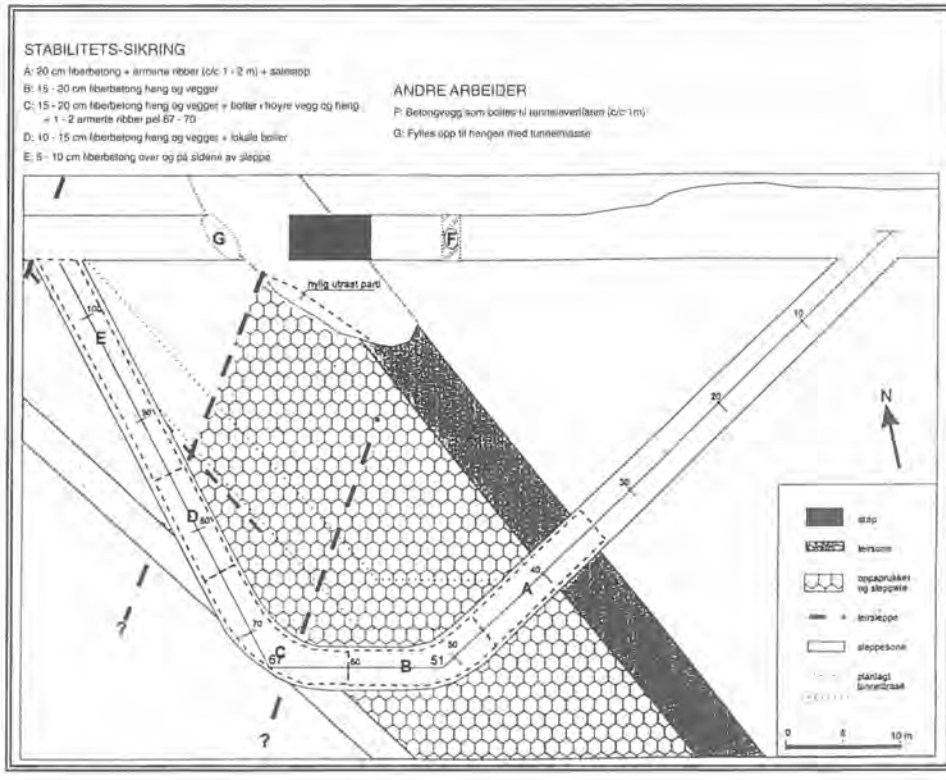
Figur 16 - 11 Fotografi rasområdet nedstrøms.

Årsak til raset

Sannsynligvis har raset oppstått p.g.a. oppbløting av leirsonen. Den mest nærliggende forklaringen er at den utførte utstøping ikke har dekket leirsonen tilstrekkelig i høyre vegg på oppstrøms side. Her var det boltet, men med den orienteringen sonen har, med mulig omvandlet leirholdig berg like bak blokkene i veggen nærmest støpen. Boltene her hadde derfor ikke feste i fast fjell, hvilket kan ha medført at noen av blokkene har løsnet. Deretter har massene fra sonen suksessivt rast ut. Med vesentlig leire i hovedsonen og en god del leire også i det omvandlede partiet, har store deler av massene her latt seg løse opp for så å ha blitt ført vekk med vannstrømmen. Derved er det gradvis blitt dannet et rom der videre rasutvikling kunne foregå også i det oppsprukne sidefjellet.

Også det forhold at sålen ikke var støpt ut kan ha vært medvirkende til at raset har kunnet utvikle seg. Rasutvikling har sannsynligvis foregått over lang tid.

Valgt utbedringsmåte



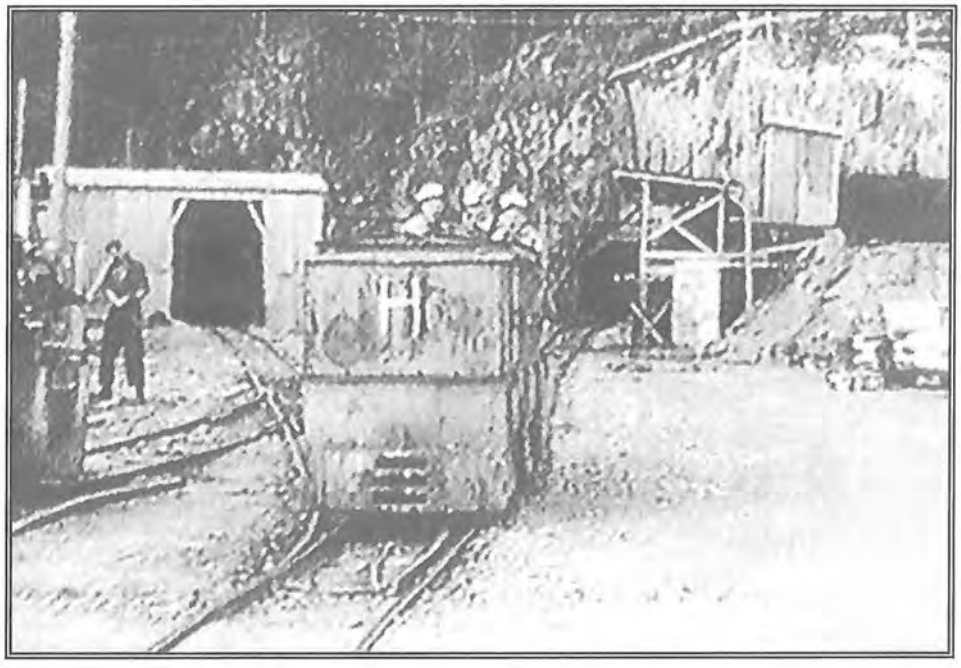
Figur 16 - 12 Prinsippskisse omløpstunnel.

Byggherre sammen med ing.geolog A. Palmstrøm og entreprenør kom relativt raskt frem til følgende konklusjon:

Figur 16 - 13 Prinsippskisse for driving/sikring gjennom rassone.

Det sprenges en omløpstunnel på sydsiden av rassonen. Lengde ca 100 m og nettotverrsnitt 13 m^2. Ved passering av rassone sikres denne med sprøytebetong, bolter, armerte buer og om nødvendig full utstøping. Nedstrøms raset støpes propp for å hindre videre rasutvikling og utvasking.

Dette viser utstyret som ble brukt i 1971.



Figur 16 - 14 Utstyr brukt i 1971.

Utstyret som ble valgt og benyttet er følgende:

Figur 16 - 15 NORMET PK 6 000

Figur 16 - 16 Tamrock Minimatic

Maskiner og utstyr:

Etablering vegbane:	Gravemaskin 3,5 tonn. Wagner ST 3,5
Boring:	Tamrock Minimatic dieselhydraulisk med 12 fots matere.
Lasting:	Watner ST 3,5 Cat 930 (nedbygd).
Utkjøring:	Normet PK 6000
Ventilasjon:	Dukdiameter 0,8 m (max). Søderbergvifte 1,0 m blås. Søderbergvifte 1,2 m sug. Ford traktor m/platting.
Sikring:	Putzmeister 1002 sprutepumpe. Dieselkompressor. Dieselaggregat. Normet PK 6000 med betongtrommel 3 m^3.
Diverse:	Friskluftmasker i alle maskiner. Radiosamband til enhver tid. 50 KVA aggregat for lensepumper. 350 KVA aggregat for sugevifter ved bekkeinntak.

Tunnelen hadde store innlekkasjer av vann og med en utspylt flatsåle ble ca 90 % av tunnelsålen inn til raset stående under vann, fra 0 - 60 cm. Dette, samt ventilasjonsproblematikk og faren for forurensning i drikkevannet, var de største utfordringene.

Figur 16 - 17 Uttransport av steinmasser.

Tunnelsålen ble delvis jevnet ut med rasmasser, men nesten hele sålen forble stående under vann.

Ventilasjon ble utført med 80 cm duk fra påhugg til stuff, personlig friskluftmasker, samt sugevifte på et bekkeinntak 700 m lengre inn i tunnelen. På denne måten sikret vi nok ren luft til mannskap og maskiner, surstoff til menn på stuff, samt at skytegass og eksos ble sugd inn over rasmassene og opp sjakten istedenfor å gå tilbake mot påhugg og forurense utover i tunnelen som all transporten gikk gjennom.

Omløpstunnel og rasområdet ble sikret med følgende mengder:

Sprøytebetong	203 m^3
Armerte buer	4 stk
Sålestøp	56 lm
Fjellbolter	200 stk

I tillegg kommer sikring av frem sleppesoner lengre ut i tunnelen, samt betongpropp ved rasområdet.

Tidsforbruket kan kort sammenholdes som følger:

To-skifts drift.		
Tilrigging av strøm, vann, etablering av 2 600 m med kjørebane, samt rigg av 2 600 lm ventilasjon	-	5 uker
Driving, sikring av omløpstunnel	-	9 uker
Nedrigging samt utspyling av tunnelen pga forurensningsfaren	-	3 uker
Total anleggstid	=	17 uker
Totalkostnad		ca 7-8 millioner

Sluttkommentar

Utbedring og reparasjoner av slike tunneler som er mer enn 10 - 15 år gamle, stiller store krav til mennesker og utstyret. Kravet til arbeidssikring og permanent sikring var lavere den gang enn nå, slik at god erfaring og skjønn på fjell og sikring er en nødvendighet for alle som skal delta.

Maskiner og utstyr stilles det også store krav til, f.eks.
- minimale utslipp
- selvdrevne
- ytre mål i dette tilfelle B ≈ 2 m, B ≈ 2,5 m

Dagens moderne tunnel- og transportutstyr er for stort for disse skinnedrevne tunnelene, slik at store inndrifter med få timeverk er en umulighet.

Dette arbeidet ble gjennomført uten personskader og uten uhell av noen art, kun punkteringer pga dykket tunnelsåle.

Figur 16 - 18 Dagens tunnelmannskaper.

Her er tre representanter for dagens tunnelarbeidere.

MED TOGTUNNEL I KJELLEREN

Dagsone Etterstad kalles denne entreprisen og den omfatter området som kobler Gardermobanen sammen med NSB`s eksisterende sporanlegg ut fra Oslo S. Kontrakt med Gardermobanen ble skrevet i september 94, og kontraktsum var ca. 73 mill. Traseen for et avgreningsspor fra Gardermobanen (Romeriksporten) til dagens Hovedbane går igjennom et eks. industribygg på Etterstad.

Dette innlegget konsentrerer seg om hvordan vi løste problemet med å etablere en tunnel under Etterstad Industrier som er et plasstøpt bygg fra 1958, lengden på traseen gjennom bygget er ca 60 m.

Først vil jeg forklare hvordan konsulenten hadde tenkt seg dette, og deretter hvordan vi løste oppgaven.

Dybde til fjell fra kjellergulv varierte fra ca. 1,0 m til 4,5 m. Anbudsløsningen gikk ut på å holde bygget oppe med en midlertidig stålkonstruksjon. Stålet skulle holdes oppe med nye midlertidige fundamenter og søyler. Det var medregnet ca. 150 tonn stål. Etter at stålet var på plass skulle man etablere en fjellskjæring som var 9,5 m bred og fra 4 - 8 m dyp. Etter at fjellet var sprengt/kjørt ut skulle vi støpe en kulvert gjennomgående i bygget. Da denne var etablert skulle vi støpe "kraver" rundt kulverten som forsterkning, der hvor eksisterende søyler fra bygget skulle føres ned på kulverten.

Vi satt mange kvelder og grublet over hvordan vi skulle få til dette i praksis. Spesielt når vi så på hvilke priser vi hadde å holde oss til. For kalkulatøren hadde ikke sett like mørkt på dette som vi gjorde.
Disse kveldene med diskusjoner og erfaringsutveksling fra tidligere jobber, førte til en rimelig kreativ løsning, som jeg skal si litt om. Jeg vil også nevne at vi i vårt anbud har en post som sier at dersom entreprenøren kan foreslå en endret løsning på en konstruksjon som medfører besparelse så skal besparelsen deles 50/50 mellom byggherre og entreprenør. Det sier seg jo selv at dette fører til utstrakt kreativ tenkning.

Løsningen ble som følger:
Vi ville etablere et permanent "lokk" over tunnelen med en gang, og i dette lokket la vi inn betongbjelker som skulle veksle ut søyler fra bygget som kom i konflikt med traseen.

Vi startet med og pigge vekk gulv i kjeller, samt og fjerne alle løsmassene i traseen.
Da hadde vi fjellet blottlagt med alle eksisterende søyler stående på fundamenter til fjell.
Vi benyttet en 25 tonns hjullaster og en H - 3`er til disse arbeidene.
Videre måtte vi fjerne det fjellet som lå for høyt fordi det ikke var høyde nok mellom fjell og overkant kjellergulv til å etablere dragerne. Dette var en spesiell jobb.
Fundamentene i dette området ble sikret ved å sømborre rundt disse og å "sy" sammen fjellet under søylene med en rekke fjellbolter.

Da dette var utført sprengte vi ut det øvrige fjellet på vanlig måte. Vi brukte håndholdt utstyr og en meget erfaren og dyktig skytebas. Det var mange som var meget betenkte i denne fasen.
Totalt ble ca. 400 m3 fjell tatt ut på denne måten. Vi hadde nå etablert et fjellnivå som over hele traseen lå minimum 3 m under kjellergulv, og i en bredde på 11 m. Selve skjæringen gjennom bygget ble ved den nye løsningen 2 m smalere enn opprinnelig forutsatt, dvs ca. 7,5 m.

Vi hadde nå en arbeidshøyde i traseen på minst 6 m, noe som gjorde at vi kom til med relativt grovt utstyr. Vi kjørte inn en borrigg som boret for stålkjernepeler, og en rigg som startet bolteborring for å sikre de fundamentene som var nær traseen. Det ble også sømboret på begge sider av traseen. Sømmen ble boret med 2,5" krone med c/c på 15 cm. Salvehullene ble boret med 2" krone, som ble plugget m/treplugger. Da all boring var ferdig startet vi med å sette stålkjernepeler, 48 stk. i alt. Disse ble smurt inn med fett og bunn på pelene står ca 0,5 m under sprengningsnivå for ferdig tunnel.
Stålkjernepelene står 1 m innenfor skjæringskantene.

Nå var alt klart for å starte med fundamenter/søyler og betongdragere.
Under pelehodene på stålkjernepelene limte vi en 1 cm tykk isopor, og oppå monterte vi hydrauliske flatjekker.
Det ble laget en betongdrager på hver side av de søyler som måtte veksles ut. For å få til en god kraftoverføring fra søyle til dragere ble det boret ut for 10 stk. gjennomgående Ø 32 som ble gyset fast i søylene. I bjelkene ble det lagt inn rør for spennkabler, bjelkene hadde mål 11000 x 1700 x 600 (l x h x b) og vi lagde 22 stk. i alt. I bunnen av dragerne ble det montert innstøpningshylser for 20 mm gjengestag for senere montering av elementer under bjelkene. Elementene er en del av støyskjærmingen for næringsbygget. Toppen av bjelkene er på samme nivå som ferdig kjellergulv.
Vi støpte først fundamenter, så såler mellom fundamenter, deretter søyler og dragere inkl. dekke mellom dragere. (dvs. kjellergulv). Etter nødvendig herdetid på bjelkene ble disse spent opp med en kraft som sto i forhold til lasten som kom ned i de respektive søyler. Vi hadde nå fått overført lastene fra eksisterende søyler ned til fundamentene. Videre aktiviserte vi de hydrauliske flatjekkene som lå oppå pelehodene, vi benyttet epoxy med et trykk på 150kg/cm2, derved hadde vi overført lastene ned til bunn av stålkjernepelene. Vi kunne nå støpe veggene mellom søylene slik at lokket over fremtidig tunnel var tett.

Nå var alt klart for å starte sprengningsarbeidene som det var borret ferdig for tidligere. Vi tok hele pallhøyden med en gang og tok to raster ad gangen. Det ble benyttet 2 stk. tennere i hvert hull. Vi måtte fjerne eksisterende søyler mellom fjell og underkant av dragerne etter hvert som vi sprengte oss innover. Til det benyttet vi en 30 tonns graver m/pigg. Etter at sprengning og utlasting av skjæring var ferdig, ble fjellet isolert med PE-skum som er brannsikret med 7 cm sprøytebetong.

I taket på tunnelen monterte vi betongelementer som var frostisolert på den ene siden og lydisolert på den andre. I bunn av tunnelen ble det isolert med to lag 3,5 cm 180 kg/m3 rockwool markplater. Disse ble lagt i formasjonsplanet i hele tunellens bredde. Oppå disse ble det lagt et lag finpukk 4 - 20 deretter ballastpukk opp til underkant sviller.

Parallellt med utsprengning av traseen gjennom bygget, foretok vi tilbakefyllig i kjelleren, da denne nå var klar for istandsetting. Kjelleren kunne på denne måten tas i bruk mye raskere enn om vi hadde valgt løsningen i anbudet.

Til slutt vil jeg si litt om kostnader.

Anbudsløsning gjennom bygget		ca. kr. 8.260.000,-
Ny løsning		ca. kr. 6.937.000,-
Besparelse		kr. 1.323.000,-
- omprosjektering		ca. kr. 123.000,-
Netto besparelse		kr. 1.200.000,-
Entreprenørens gevinst	kr. 600.000,-	

I tillegg til at den nye løsningen ga gevinst var den raskere og letter å gjennomføre.

Vi benytter anledningen til å berømme både byggherre og konsulent (Aas Jacobsen) for konstruktivt samarbeid.

Veidekke ASA

Arne Jensen

Sivilingeniør Tore Bråten
NSB Gardermobanen A/S

ROMERIKSPORTEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Dr. Fred Santarelli
Agip S.p.A. Italy

APPRAISAL OF NEW FIELDS: THE ROCK MECHANCIS DIMENSION

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Dr.Ing Bernt S. Aadnøy
Professor i petroleumsteknologi
Høgskolen i Stavanger

Betydningen av Spenninger i Petroleumsteknologi

Presentasjonen baseres på vedlagte artikkel. Den er også publisert i følgende lærebok:

Modern Well Design, av B. S. Aadnøy
A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1996
ISBN 90 5410 633 6

CHAPTER 2
Drilling Design,
B. S. Aadnøy

2.1 SELECTION OF OPTIMAL MUD WEIGHT

2.1.1 Introduction

The specific nomenclature used in this chapter is as follows:

ECD- equivalent circulating density.
$\sigma_r = P_w$ - borehole pressure
σ_θ - tangential (hoop) stress
σ_v - vertical stress
σ_a - average horizontal in-situ stress
P_{wf} - fracturing pressure.
P_o - pore pressure.

In this chapter borehole problems such as fracturing, collapse, lost circulation, differential sticking and others are discussed in a rock mechanical context. It is shown that by maintaining the mud weight close to the level of the in-situ stresses, most of the borehole problems will be minimised. A design methodology called "the median line principle" is derived. The enclosed field case also demonstrates reduction in drilling problems by using this methodology. In addition to problems during drilling, zonal isolation in the reservoir is identified as a crucial consequence of hole problems.

This chapter will first give a discussion of some borehole problems. A simple rock mechanical model will be presented and seen in context of the borehole problems. The median line principle will be defined, and finally a field study will demonstrate the improvements obtained so far. Six production wells from a field offshore Norway constitute the field study.

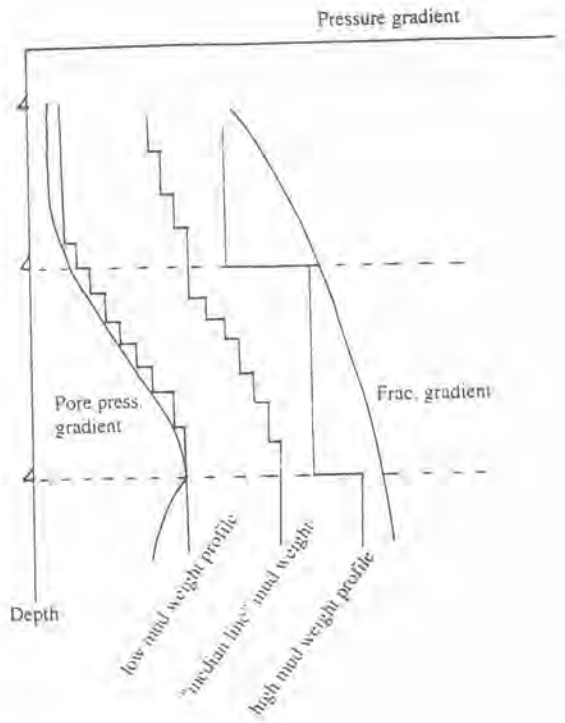


Figure 2.1.1: Typical mud weights used.

Figure 2.1.1 specifically shows the aim of this chapter. The low mud weight schedule has traditionally been used mainly because of pore pressure estimation purposes, but also because one believed that a low mud weight increased the drilling rate. The high mud weight schedule has been used in problem wells, and in highly deviated wells, but to a limited extent because of fear of loosing circulation, and of differential sticking

In this chapter we will demonstrate that neither of the two approaches discussed above are preferred from a borehole stability point of view. In fact, the "median line" mud weight also shown in Fig. 2.1 is beneficial, and will provide a common optimum for many of the parameters of the drilling process.

2.1.2 Borehole problems

Many elements affect the success of a drilling operation. Since the main function of a drilling rig is to penetrate and to seal off formations, any single technical failure may halt this progress thereby causing additional expenditures. The cost of an offshore drilling operation is dictated by the rig rate. Therefore, the success of a drilling operation is strongly dependent on avoiding problems causing down time.

Bradley et. al.(1990) brought borehole problems into a wider perspective by identifying the human element as a key factor in avoiding stuck pipe situations. In addition to sound engineering practices, the operational culture may therefore also strongly affect the outcome of a potential borehole problem. Furthermore, we will point at technical aspects of borehole problems not covered in this chapter. Although the mud weight selection is a key factor, related elements require good planning as well. Examples are torque and drag considerations in well path planning as discussed by Sheppard et. al.(1987), and evaluation of stuck pipe experience as discussed by Hemkins (1987). Of course hole cleaning and reaming practices must also be adequate. We will not give a detailed discussion of all the other elements, only point at the fact that no single element will replace a good overall well planning.

With the above view in mind, we will proceed to the main topic, optimal mud weight selection.

Higher mud weight, the whole truth?

The mud weight is a key factor in a drilling operation. The difference between success or failure is nearly always tied to the mud weight program. Too low mud weight may result in collapse and fill problems, while too high a mud weight may result in mud losses or pipe sticking. In an attempt to tie effects of high mud weight to drilling problems, Table 2.1.1 was defined, showing some beneficial effects of mud weight.

The elements of Table 2.1.1 will briefly be discussed in the following:

- Borehole collapse

It is well known that borehole collapse occurs when the mud weight is too low because the hoop stress around the hole wall is very high, often resulting in rock failure (Aadnoy & Chenevert, 1987). The most important remedy is often to increase the mud weight.

- Fill

Fill is the problem of cleaning the well. Cuttings or collapsed fragments may accumulate in the lower part of the well and lead to problems such as inability to reach bottom with the casing. Fill is commonly associated with the flow rate and the carrying capacity of the mud. There is also a strong connection to mud chemistry.

An increased mud weight should therefore reduce the potential for borehole collapse, thereby reducing the potential for fill.

ELEMENT:	ADVAN-TAGE:	DEBAT-ABLE:	DISAD-VANTAGE:
Reduce borehole collapse	X		
Reduce fill	X	X	
Reduce pressure variations	X		
Reduce washout	X	X	
Reduce tight hole	X	X	
Reduce clay swelling	X	X	
Increase differential sticking		X	X
Increase lost circulation			X
Reduced drilling rate		X	X
Expensive mud			X
Poor pore pressure estimation		X	X

Table 2.1.1: Effects of high mud weight.

· Pressure variations

If the mud weight is kept more constant, the well is subjected to more static pressures. As pressure variations may lead to borehole failures (a fatigue type effect), a higher and more constant mud weight should be preferred. In addition to maintaining a more constant mud weight, also the equivalent circulating density (ECD) and the surge and swabbing pressures should be kept within limits.

· Washouts

The theory behind borehole washout is that the jet action through the bit nozzles hydraulically erode the borehole wall away. The result is often believed to be an enlarged borehole of considerable size.

We believe that it is difficult to hydraulically wash out a consolidated rock at several kilometres depth. What sometimes may happen is that the mud weight is too low, resulting in a failed hole wall. The washout is therefore often actually a collapse. The hydraulic action just removes already broken fragments. Field cases have shown that by increasing the mud weight by a small amount, the result is an in-gauge hole, despite the same high flow rate.

· Tight hole

A high mud weight will balance the rock stresses and keep the borehole more in-gauge. However, it is still likely that the hole will decrease in diameter the first day after it is drilled by swelling, still requiring wiper trips or back-reaming. Therefore, we propose to allow for an increase in mud weight, but not a reduction. Tight hole may also be caused by fill packing around the bottom-hole-assembly, combined with doglegs.

As shown later in this paper, the tight hole conditions may be reduced or eliminated by increasing the mud weight. However, sound wiping or back reaming practices should still be maintained.

· Clay swelling

Changes in fluid chemistry philosophy have been seen (Clark(1976), O'Brien & Chenevert(1973), Simpson et al(1989) and Steiger(1982)). A good review of fluid chemistry is given by Santarelli & Carminati(1995). One key problem has been to inhibit reactive clays, as they often contribute to borehole problems such as collapse. However, field experience indicates that a sufficiently high mud weight, may in some wells keep the hole stable even with a reduced degree of chemical inhibition, provided that the open hole exposure time is short. Therefore, the clay swelling problem should be reduced by increasing the mud weight. However, some wells seem to show hole enlargement irrespectively of borehole pressure.

· Differential sticking

An increased mud weight will lead to a higher pressure overbalance, and the drilling assembly will be more easily subjected to differential sticking. From this point of view a high mud weight is detrimental.

However, it is also becoming clear that what we sometimes believe is differential sticking is often something else. Collapse and fill may pack around the bottom-hole-assembly resulting in sticking, and tight hole may be another contributor. Also, if we have intermittent layers of shales and sandstones, the shales may often collapse, exposing the sands directly towards the drilling assembly.

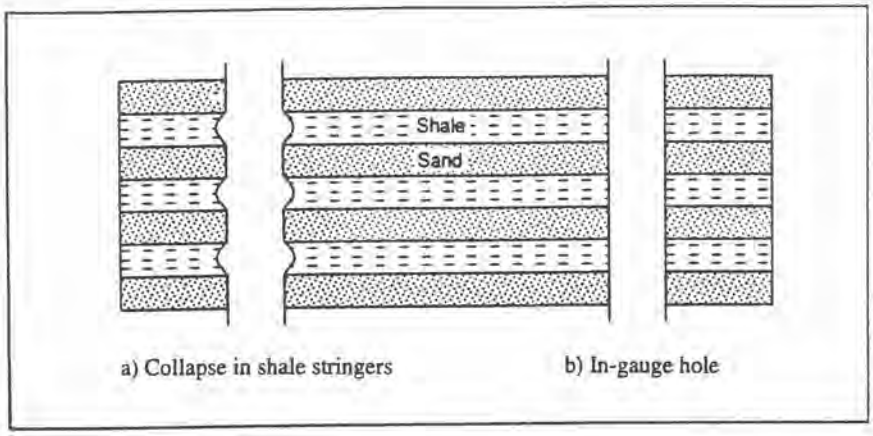


Fig.2.1.2: Partial Collapse in Mixed Lithology.

Figure 2.1.2a illustrates a borehole section where there are breakouts in the shale layers, but in-gauge sand stringers in between. This situation is highly sensitive to differential sticking due to sand exposure. Situation 2.1.2b illustrates the same situation with an ingauge hole. Since all layers now are in-gauge, it is possible that the contact between the hole and the drilling assembly occurs in the shale layers as well, reducing the potential for differential sticking in the sand layers.

A high mud weight is preferred from a collapse point of view. However, a high mud weight may, in general, increase the likelihood for differential sticking. Here is a potential conflict, which can be handled by keeping the mud weight below the critical level for differential

sticking.

· Lost circulation

Sometimes a weak stringer or a fault is penetrated resulting in loss of drilling fluids. In general, the mud weights must be kept below this critical limit. Also fractured formations may set restrictions on the mud density, as discussed by Santarelli & Dardeau(1992)

· Reduced drilling rate

It is commonly believed that a high overbalance results in a slow drilling. It is our opinion that the drilling rate is mainly a formation characteristic and that the effect of overbalance is of lesser significance. A reduction in drilling rate should also be measured against the cost of borehole problems, and in this context the conclusion is probably that a reduced drilling rate is not significant.

· Mud cost

A higher weight mud program is often more expensive. This additional cost is usually negligible if it results in less drilling problems.

· Pore pressure estimation

During drilling the geologist estimates the pore pressure using various criteria. One factor of particular concern is the recording of excess gas. This helps to quantify the pore pressure at the particular depth. A high mud weight may suppress high gas readings. A high mud weight may therefore not be preferable during wildcat drilling. During production drilling this requirement is often relaxed.

· Mud Weight Summary

From the above discussion it may be concluded that a relatively high mud weight is acceptable and preferable from many points of view. However, particular concern has to be paid towards:

- lost circulation
- differential sticking
- background gas readings in exploration drilling
- naturally fractured formations

Also, the mud chemistry must not be neglected. We have assumed an inhibited mud system in the above discussion. Table 2.1.2 summarise some likely connections between various borehole problems. Please observe that the mud weight is a common denominator between these.

Problem:	Collapse	Fill	Washout	Tight hole	Diff. stick	Lost circ.
Collapse	X					
Fill	X	X	X			
Washout	X		X			
Tight hole	X	X		X		
Diff. stick	X	X		X	X	
Lost circ.						X

Table 2.1.2: Likely relations between some borehole problems

From the above discussion, it is clear that the mud weight should preferably be on the high side. However, we still have a wide mud weight window. Figure 2.1.3 shows the allowable mud weight range. In many wells this allowable range may be very wide, so there is a definite need to limit this range further. This will be pursued in the following.

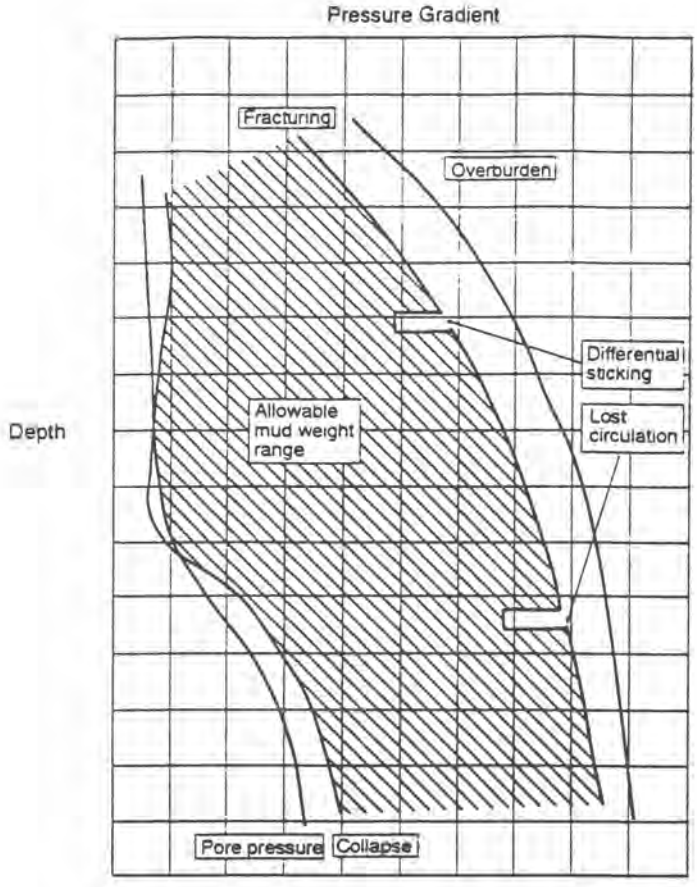


Fig. 2.1.3: Allowable Mud Weight Range Considering Common Borehole Problems.

Mud properties

Important mud properties to minimise hole wall problems include:

-chemical inhibition
-low filtrate loss in permeable zones
-coating in impermeable zones

Another very important property of the drilling fluid can be described as follows:

Experience shows that new drilling fluid exacerbates fracturing/lost circulation situations. During leak-off testing it is our experience that used mud gives higher leak-off values than new mud. This is believed caused by the solids content from drilled cuttings. Therefore, one design criterion applied is to increase mud weight gradually to ensure that there are drilled solids present. In a new hole section one therefore usually start out with a lower mud weight. After drilling out about 100 m below the previous shoe, the mud weight is gradually increased. It is believed that by using this procedure we have avoided potential lost circulation situations. In chapter 2.1.3 the practical applications of these observations will be demonstrated.

2.1.3 Rock mechanics

Stresses acting on the borehole wall

The Kirsch equation is commonly used to calculate the stresses around the borehole. The stress level defines the loading on the borehole wall, and the rock strength the resistance to withstand this load. A number of publications have been written on this subject, and McLean & Addis(1988) and Aadnoy & Chenevert(1987) gives a good overview.

It is well established that the stability of a borehole falls into two major groups:

-Borehole fracturing at high borehole pressures. This is actually a tensile failure, where the consequence may be loss of circulation. In a pressure control situation this is of concern, and further drilling may be halted until circulation is re-established.

-Borehole collapse at low borehole pressures. This is a shear failure caused by high hoop stress around the hole, exceeding the strength of the rock. There are many variations of the collapse phenomenon. In some cases the rock may yield resulting in tight hole. In other cases a more catastrophic failure occur resulting in collapse, which again may lead to hole cleaning problems.

Figure 2.1.4 illustrates the stresses acting on the borehole wall when the mud pressure is varied. Figure 2.1.4a shows the three main stresses acting on the borehole. The radial stress acting on the borehole wall is actually the pressure exerted by the drilling fluid. The axial stress is equal to the overburden load for a vertical well. However, around the circumference of the hole is the tangential stress acting. This is also called the hoop stress. This stress depend strongly on the borehole pressure. As equations, these three stresses can in their simplest form be expressed as:

Radial stress:	$\sigma_r = P_w$	
Tangential stress:	$\sigma_\theta = 2\sigma_a - P_w$	(2.1.1)
Vertical stress:	σ_v = constant	

To understand the borehole failure mechanisms in context of the borehole stresses, Figure 2.1.4b was made. The three stress components are plotted as a function of borehole pressure. The vertical stress, or the overburden is not influenced by the mud weight and remains constant. The radial stress is equal to the borehole pressure and has therefore a unit slope in the diagram. The tangential stress decreases with increased borehole pressure.

At low borehole pressures, the tangential stress is high. Since there is a significant difference between the radial and tangential stress a considerable shear stress arise. It is this shear stress that ultimately results in borehole collapse. At high borehole pressure, on the other hand, the tangential stress goes into tension. Since rocks are weak in tension, the borehole will fracture at high borehole pressures, usually resulting in an axial fracture. These two failure types are indicated in Fig. 2.1.4b. More complex failure modes can be evaluated (Maury, 1993), but this will not be pursued here.

From the discussion above, we observe that low and high borehole pressures produces high stress conditions, and bring the hole towards a failure state. By further inspection of Fig. 2.1.4b we see that at a given point the radial and the tangential stresses are equal. Here the

mud weight is equal to the in-situ stress, and there is no longer abnormal stresses. This will be further discussed in the following section.

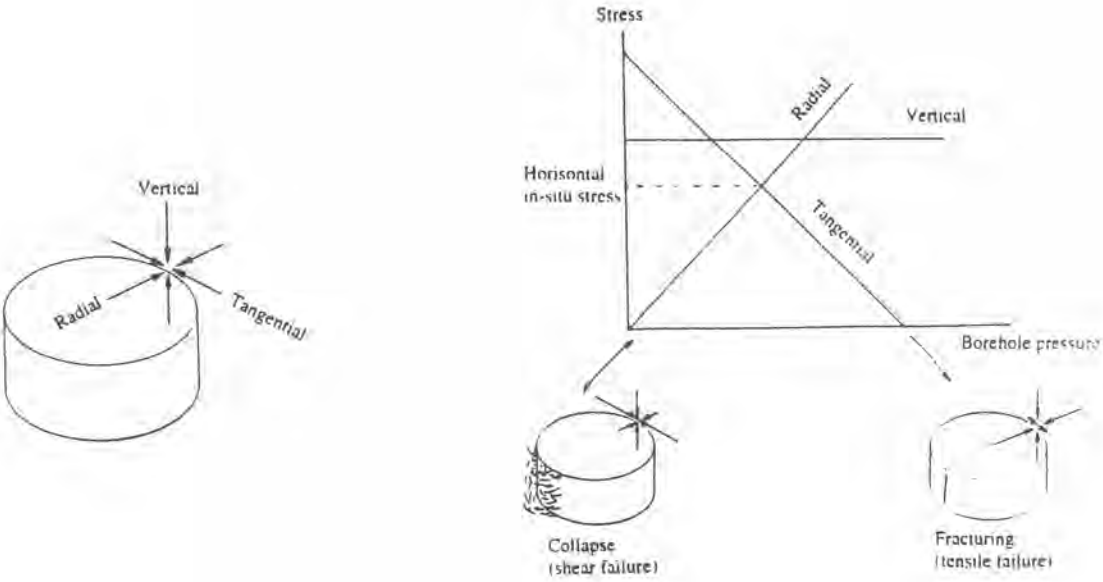


Figure 2.1.4: Borehole stresses with varying mud weight.

The in-situ stress state

We will assume a relaxed depositional basin with a so called hydrostatic stress state. That is, around a vertical hole, the horizontal stress level is the same in all directions. Having a leak-off pressure and a pore pressure, the fracturing pressure is reached when the effective hoop stress is zero, or $\sigma_\theta - P_o = 0$ from eqn. 2.1.1. The following equation results(Aadnoy & Chenevert, 1987):

$$\sigma_a = \tfrac{1}{2}(P_{wf} + P_o) \qquad (2.1.2)$$

The average horizontal stress is equal to the average between the fracturing pressure and the pore pressure. A tectonic stress situation with non-hydrostatic horizontal stresses gives a more complex picture. A short example is given at the end of the chapter. However, the proposed method could also be used in this case, as the fracturing gradient implicitly takes both the actual stress situation and the borehole inclination into account. For example, for a deviated well the design fracture gradient may be corrected for borehole inclination (Aadnoy & Larsen, 1989). This will be further discussed in chapter 3.2.

Equation 2.1.2 can explain several of the borehole problems we have just discussed. Let us first discuss the implications. We assume that the elements of Equation 2.1.2 are known, and will, in the following, discuss what happens if the actual mud weight is equal to, lower than or higher than the in-situ stress of Equation 2.1.2. Figure 2.1.5 illustrates the responses of varying mud weight.

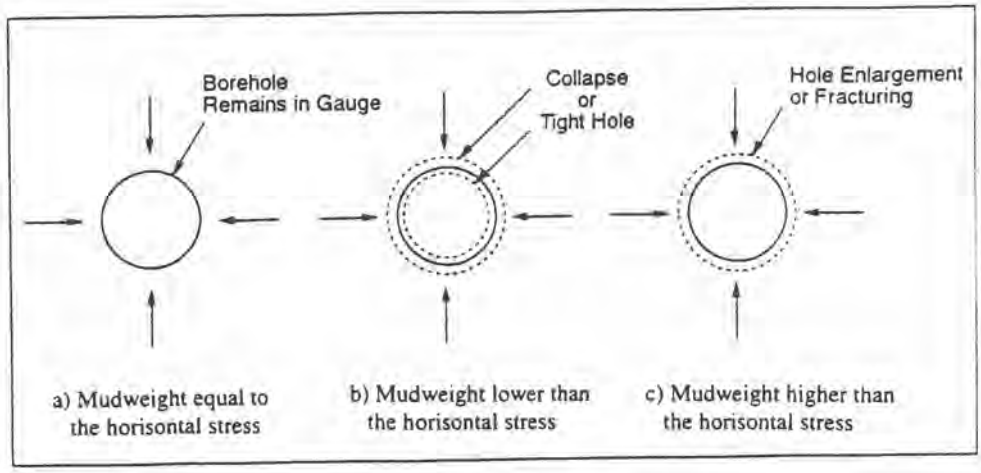


Figure 2.1.5: Effects of varying the borehole pressure.

· Fig. 2.1.5a
Using a mud weight equal to the horizontal stress σ_a, the immediate surrounding rock is undisturbed by the drilling of the hole. This is the ideal mud weight, and the hole diameter will remain constant.

· Fig. 2.1.5b
Using a mud weight lower than the horizontal stress σ_a the stress will locally change. A hoop stress is created causing the borehole to decrease in diameter. This can result in either:

- borehole collapse, or
- tight hole

· Fig. 2.1.5c
Using a mud weight higher than the horizontal stress σ_a, the borehole pressure will attempt to increase the hole diameter, ultimately causing fracturing if the mud weight becomes too high.

As implied from the above discussion, the mud weight/borehole stress relationships can be used to describe common borehole problems. This can be defined as the median line principle, which is defined by Equation 2.1.2:

The mid-point between the fracturing pressure and the pore pressure defines the

borehole pressure that is equal to the ideal in-situ stress. Maintaining the mud pressure close to this level causes least disturbance on the borehole wall.

The median line principle will in the following be used to define the actual mud weights to be used in an drilling operation.

The median line principle

Figure 2.1.6 shows pressure gradient plots for a well. This will first be used to give a general description, then be used in a discussion of drilling problems in chapter 2.1.4. Shown are five pressure gradients. The median line is drawn using the previously defined equation 2.1.2. The casing seats are selected based on:

-fracture gradient and pore pressure gradient prognosis
-kick scenario
-seal off likely lost circulation intervals
-minimise effects of borehole stability problems
-casing landing considerations

In the following the mud weight selection for each of the intervals will be described. Details on the geology can be found in Dahl & Solli(1992).

· The 26/24 in. hole

The 30 in. conductor casing is set with about 100 m penetration. The fracture gradient below the 30 in. casing is fairly low. Therefore, in the 26/24 in. hole the mud weight is below the median line during most of the interval.

· The 16 in. casing interval

Drilling out below the 18-5/8 in. casing, the mud weight of Fig. 2.1.6 is below the median line for two main reasons:

-To give the open hole time before increasing mud weight to minimise the risk of breaking down below the casing shoe.

-It is preferable to have a low mud weight during leak-off testing. The leak-off pressure plot covers a larger pressure range, improving the interpretation.

After drilling below the 18 5/8 in. casing about 100 m, the mud weight is gradually increased to exceed the median line, and kept above for the rest of the section. The main reason for staying above the median line is to minimise tight hole conditions.

· The 12-1/4 in. hole.

Drilling out below the 13-3/8 in. casing circulation was lost in several wells. Fig. 2.1.6 shows the current approach where the mud weight is initially below the median line. After drilling out 100 m, it is attempted to keep the mud weight above the medium line for the rest of the section. However, at the bottom, the mud weight of Fig. 2.1.6 drops below the medium line for the following reasons:

-To minimise the risk of lost circulation.
-To minimise the risk for differential sticking.

· The 8-1/2 in. hole.

The last section of Fig. 2.1.6 penetrates the reservoir. In this case the mud weight is maximum, and it is kept constant throughout the section. Lost circulation and differential sticking experiences has resulted in using a mud weight lower than the median line in the reservoir section.

A final comment to the application: In an open hole section the mud weight should only be increased, and not decreased, as tight hole may result. Furthermore, we have chosen to increase the mud weight in steps of 0.05 g/cm^3, for the convenience of the mud engineer.

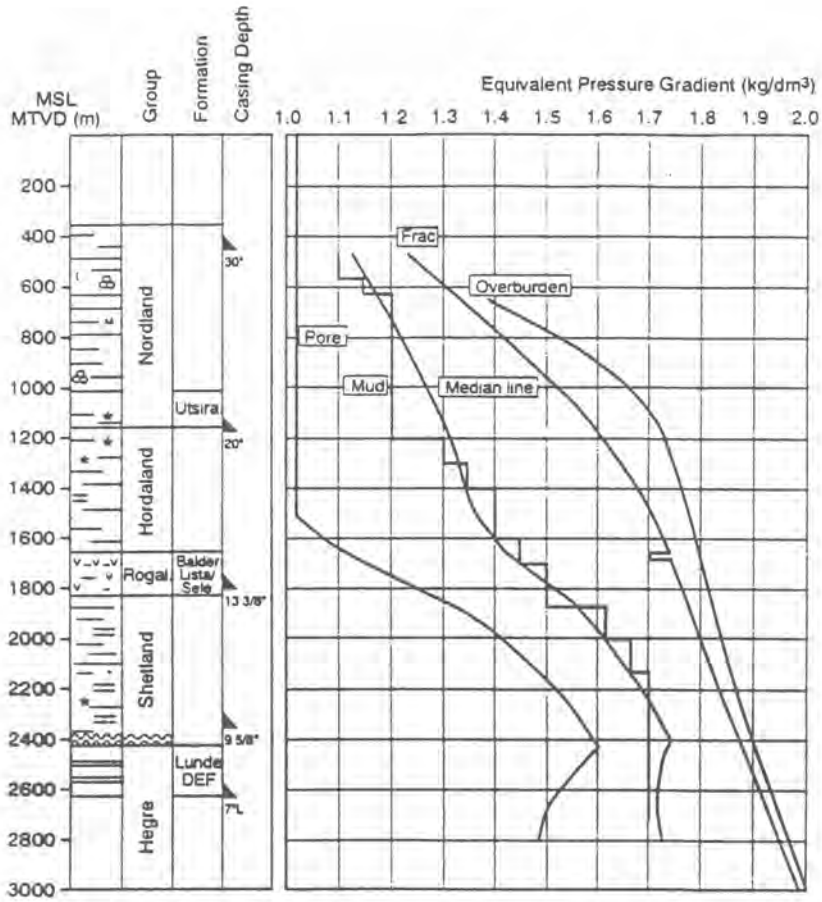


Figure 2.1.6: Pressure gradients for a well.

2.1.4 Field cases

Of the six pre drilled wells, three were drilled according to the high mud weight profile shown in Fig. 2.1.1, and the three last wells were drilled according to the median line principle. In the following, the three bottom sections of one of each group will briefly be discussed from a drilling problem point of view.

· Well 3 (high mud weight profile)
In the 16 inch section, the mud weight was initially 1.2 s.g., but increased towards 1.45 s.g. at about 1300 m. Tight hole was not observed during drilling, but at about 1500 m a wiper trip showed 50 ton overpull. After drilling to final depth of the section, a wiper trip to 1 400 m showed 30 ton overpull. A final wiper trip after logging resulted in severe tight hole problems, and the hole had to be reamed. After increasing the mud weight to 1.51 s.g., the hole was not tight, except for the bottom 100 meters. Because of these problems, the casing was installed 79 m above planned shoe depth.

It was believed that a more gradual mud weight increase would successively push the hole open, resulting in less tight hole. Actually this strategy was used on wells 4, 5 and 6, the latter being discussed in the following.

· Well 6 (median line principle)
The pressure gradients for this well are shown in Figure 2.1.6. This was the last of the six wells pre drilled. Therefore, many parameters are optimised such as the drilling mud composition, chemistry, operational practices, and many other factors. The mud weight schedule is also optimised based on previous experiences.

Figure 2.1.6 shows the resulting pressure gradients on well 6. Just before finishing this well the casing program was altered to eliminate the 7 in. liner, which resulted in setting the 9 5/8 in. casing to TD. In addition, the coring program was dropped.

The 16 in. section was drilled and cased off with no reported problems. The mud weight was gradually increased, contrary to well 3 where a more constant high mud weight gave tight hole conditions.

In the 12 1/4 in. section, only minor tight hole conditions were reported, but a slight mud weight increase and reaming cured the problems. The mud weight was kept below the median line during most of the 12 1/4 in. section because of the fear of differential sticking. No lost circulation incidents were reported. The tight hole conditions identified in well 3 are much more severe than these reported in well 6. In well 3, the casing point had to be changed, while similar effects were not observed in well 6.

In the reservoir section, the mud weight was also kept below the median line. Significant tight hole was not reported. However, there were several signs of possible differential sticking, which indicates that the mud weight is possibly on the high side. However, the riser margin (at a water depth of about 300 m) restricts the mud weight reduction possibilities considerably, because it limits the operating window between the pore pressure and the fracturing pressure gradients. The riser margin is discussed in Chapter 4.2.4.

The mud weight schedule has been varied during drilling of the six production wells. The last three wells have been drilled using the median line mud weight design. Figure 2.1.7 shows the specific reaming time for each of the six wells. A considerable time was spent reaming the open hole sections of the first three wells, while the three last wells only needed a little reaming. A gradual reduction is apparent, with the last well having only minor reaming. We believe that the mud weight program is a significant contributor here. The amount of reaming necessary is considered a measure of the general condition of the borehole.

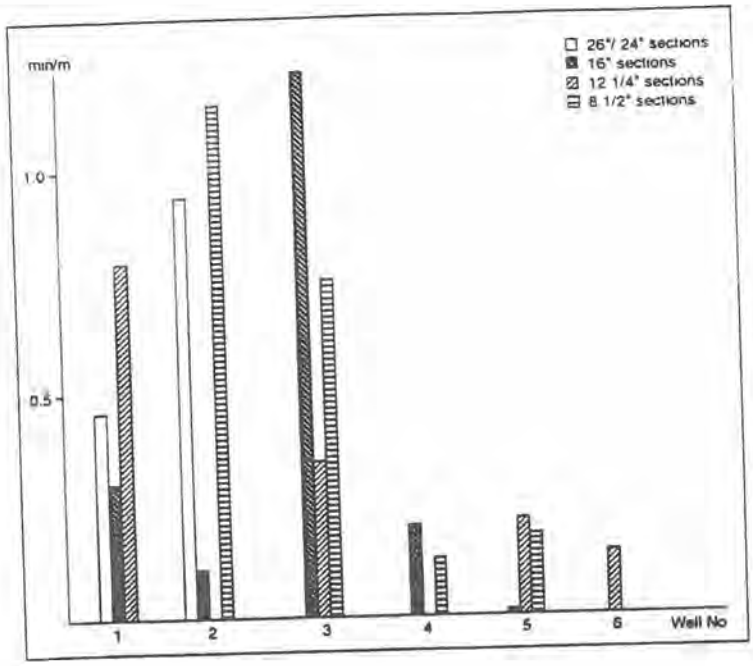


Fig. 2.1.7: Specific Reaming Time for Each Well.

2.1.5 Application of the median line principle

Common borehole problems are discussed and evaluated in a rock mechanics context. The result is the "median line principle", which simply says that the mud weight should be kept close to the in-situ stress field in the surrounding rock mass. In this way the borehole problems are minimised since a minimum of disturbance is introduced on the borehole wall.

The mud weight methodology was applied in the three last wells in a field study of six wells. The enclosed field study shows a considerable reduction in tight hole conditions, which is considered a good indicator of the general condition of the hole.

The median line mud weight design methodology can be summarised as follows:

1. Establish a pore pressure gradient curve and a fracturing gradient curve for the well. The fracture gradient curve should be corrected for known effects like wellbore inclination and tectonic stresses.

2. Draw the median line between the pore and the fracture gradient curve.

3. Design the mud weight gradient to start below the median line immediately below the previous casing shoe.

4. Mark out depth intervals prone to lost circulation and differential sticking, and their acceptable mud weight limits, if known.

5. Design a stepwise mud weight schedule around the median line, that also takes into account limitations from 3 and 4 above.

6. Avoid reducing the mud weight with depth. If a median line reversal occur, keep the mud weight constant.

2.1.6 Tectonic stresses

This subchapter is intended for those who are more interested in the rock mechanics aspect, and who wants to work in more detail.

In this chapter the mud weight is designed based on an assumption of equal horizontal stresses in the formation. This should always be a starting point, and will for most applications provide a reasonable mud weight schedule.

However, the readers will observe that in Chapter 3.2, methods are given to determine anisotropic stresses. For these cases, the median line principle can be modified. Assuming that the two horizontal stresses are of different magnitude and given by σ_H and σ_h, the fracturing pressure is given by (Bradley, 1979, Aadnoy & Chenevert, 1987):

$$P_{wf} = 3\sigma_h - \sigma_H - P_o \qquad (2.1.3)$$

An example will demonstrate the effect of stresses. The first case assume equal horizontal stresses and the optimal mud weight is defined by Equation 2.1.2, which is:

$$\sigma_a = 0.5(P_{wf} + P_o)$$

This will be compared to the second case. Now assuming anisotropic horizontal stresses, for example $\sigma_h = 0.8\sigma_H$, Equation 2.1.3 can be solved for the smallest horizontal stress as follows:

$$\sigma_h = 0.571(P_{wf} + P_o)$$

Assuming all factors equal, but the horizontal stresses, the two cases illustrates that for an anisotropic stress state the ideal mud weight should be higher. However, for this case, the difference between the fracturing pressure and the minimum horizontal stress is smaller than for the first case.

For anisotropic, or unequal horizontal in-situ stresses the mud weight should actually be higher than for equal horizontal stresses. However, the example above also demonstrates that this situation may be easier subjected to circulation losses.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

HOW WELL DO CONVENTIONAL LEAKOFF TESTS PREDICT IN-SITU ROCK STRESSES?

Morten Fejerskov[†], *Rolf Kåre Bratli*[‡],
Arne Singelstad[*] *and Torsten Jørgensen*[|]

ABSTRACT

The leakoff test is frequently used for determination of the minimum in-situ rock stress, even though it is primarily designed to determine maximum allowable mudweight. Hence, procedures, measuring conditions and quality of the measurements are not directly comparable to a hydraulic fracturing test, and are often too rough to yield accurate results. Nevertheless, leakoff data often seem to yield results in accordance with other stress determination techniques.

This paper is a contribution to the work of standardizing the leakoff procedures as well as an attempt to increase the general awareness of the restrictions in the use of old leakoff test data. Over 100 leakoff tests from the Snorre Field in the North Sea have been utilized to illustrate the uncertainties connected with current leakoff test data. Based on these observations, several low-cost measures are proposed to improve the technique as a method for in-situ rock stress determination.

Accurate determination of the bottomhole pressure is vital for the quality of stress estimates. This may either be done by utilizing downhole pressure gauges as a part of the measuring while drilling (MWD) equipment, or by improved hole cleaning procedures and accurate mudweight determination.

The length of each test cycle is also far too short to assure high quality. It is often difficult to determine whether a fracture has been initiated, how far it propagated and if fracture closure has occurred. From the Snorre data as much as 70% of the leakoff tests had such a low quality that it was difficult to differentiate them from formation integrity tests (FIT).
Regarding interpretation of the leakoff curves, the major problem is the sampling frequency. The low sampling rate (every 40-80 liter or 0.5-1 minute) obstructs accurate interpretation of leakoff and shut-in pressures, as well as impeding the use of well test techniques in pressure decline analysis. It is thus recommended to increase sampling rate by utilizing digital equipment on the mudlogging or cement unit more efficiently.

[†] Norwegian University of Science and Technology, 7034 Trondheim, Norway
[‡] Saga Petroleum ASA, Pb. 490, 1301 Sandvika, Norway
[*] Statoil, Pb. 300 Forus, 4001 Stavanger, Norway
[|] ITC as, Stalsbergvn. 60, 3115 Tønsberg, Norway

1 INTRODUCTION

During recent years the petroleum industry has discovered the importance of in-situ rock stresses, and strong efforts have been made to determine rock stresses in the crust (*Zoback et al, 1992; Fejerskov et al., 1995*). Stress determination techniques like borehole breakouts, hydraulic fracturing, overcoring and earthquake focal mechanisms, have been used to determine in-situ rock stress magnitudes and directions. The results have then been applied for planning and drilling of petroleum wells, enhancing production, and achieving a better understanding of basin formation and evolution.

Drilling and production engineers were the first within the oil and gas industry to use stress determination techniques (*Clark, 1949; Hubbert and Willis, 1957*). Lost circulation during drilling, breakdown during squeeze-cementing, and improved productivity by hydraulic fracturing forced the engineers to develop methods for either measuring or empirically assessing the in-situ stresses. Drilling of deviated and horizontal wells further increased the practical importance of a known stress field.
For reservoir monitoring and field development, in-situ stress has been shown to be important for assessment of sand production, enhanced oil recovery by gas/water injection, and estimation of compaction and subsidence. In addition, in-situ rock stresses are demanded by geologists because evaluation of trap integrity, secondary migration and sealing faults may be dependent on stress and stress history.

The enhanced utilization of stress data in the petroleum industry, especially the use of effective stresses with respect to sand production, caprock leakage and other regional geological interpretations, has in some cases led to an uncritical use of leakoff data. It is therefore felt that it is important to emphasize the accuracy and applicability of some of the most commonly applied methods and analyze the possibility for improving these techniques.

One of the most direct ways of measuring stress magnitudes in deep wellbores is by hydraulic fracturing. Because the petroleum industry has long conducted hydraulic fracturing-like tests underneath casing shoes and in the reservoir, it has been natural to extend the use of these tests also for determination of in-situ rock stresses. However, this requires a good understanding of the objective of the tests, as well as a critical examination of the test procedures, to derive satisfactory in-situ stress estimates. The quality and measuring conditions are not comparable with a careful hydraulic fracturing test, and because the tests primarily are designed for purposes other than stress determination, it is also not given that the reported values are directly applicable as an in-situ stress estimate.

The following paper discuss the use of leakoff tests for stress determination and points out some key aspects which may improve the ability to obtain reliable in-situ stress magnitudes. To support the recommendations, an extensive database of more than 100 leakoff tests conducted at the Snorre Field in the Norwegian Sector of the northern North Sea have been compiled and utilized for this study.

The leakoff test is routinely carried out immediately after drilling through the casing shoe and a few meters into the new formation (*Moore, 1973; Chenevert and McClure, 1978*), and is primarily designed to test the strength of the formation directly underneath a newly installed casing, before drilling proceeds. The test should give an estimate on the maximum mud pressure which can be handled at the theoretical weakest point for planning of the new drilling

section. Thus, the test helps decide maximum mud weight and casing setting depth, and can under some circumstances also reveal weaknesses in the cement job. After cleaning the hole and conditioning the mud, the general procedure is to close the annulus and increase the well pressure until the formation starts to take fluid. The pump is then turned off and the well pressure and mud flow is monitored for some minutes. Sometimes the test is not run so far as to leakoff, but is stopped after the anticipated maximum mudweight required for the next section has been reached. The test is then called a formation integrity test (FIT), and the maximum pressure reading will be a safe limit for the mudweight. If the pumping continues after leakoff has occurred, a breakdown of the formation may appear and the pressure stabilizes or decreases with further pumping. The test is then referred to as an extended leakoff test (XLOT).

1.1 Formation Integrity Test (FIT)

A typical formation integrity test is shown in Figure 1a. Because the pressure is increased only to a predetermined value below the anticipated strength of the formation, no substantial fractures form. Some people thus prefer FIT, since no damage seem to occur to the formation. The only information that can be extracted from a FIT is the maximum mud pressure, which has no direct relation to the in-situ stress. FIT can therefore not be used for stress determination. Nevertheless some people use the maximum FIT pressure as a rough estimate of the minimum principal stress, but this is only recommended in the absence of all other types of data, since it may contain large uncertainties, as will be shown later.

1.2 Leakoff Test (LOT)

The most frequently used procedure is the LOT, and a generalized sketch of the pressure-time plot is shown in Figure 1b. A good LOT consists of an early linear pressure buildup sequence, which when the leakoff pressure is reached shows a distinct bend. After leakoff, pumping is stopped, but the clear establishment of a "knee" has to be assured. When the pump is turned off the pressure decline is monitored for some minutes. The real physics of the LOT is not fully understood. When the leakoff pressure (LOP) is reached, a fracture will be initiated and the formation starts to take fluid. The initiation and extent of this fracture is uncertain, and depends on the stress concentration around the wellbore, which in turn is dependent on the far-field stress, mechanical behavior of the formation, mud properties, time and temperature (*Morita et al., 1996*). Hence, the LOP can not directly be related to the in-situ rock stresses alone. This is contradictory to hydraulic fracturing tests in hard rock, where the rock often may be regarded as linear elastic and the LOP only depends on the far-field stress. Because the fracture may be contained within the borehole influence zone, the shut-in pressure may also be difficult to relate to the in-situ rock stress. Assuming that the fracture has propagated into the undisturbed formation, the fracture closure pressure (FCP) will be a good estimate of the in-situ minimum principal stress. On the other hand, if, as often assumed, the fracture is shallow and constrained by the stress concentration around the well, the fracture closure pressure can not directly be related to the in-situ minimum principal stress. The difference between FCP from LOT and the minimum principal stress may nevertheless be quite small, and FCP may often, as shown later, be used as an estimate of the minimum stress. This either indicates that the stress concentration around most petroleum wells is small, or that the stored energy in the pressure system cause fractures to propagate far into the formation as soon as the leakoff pressure is reached.

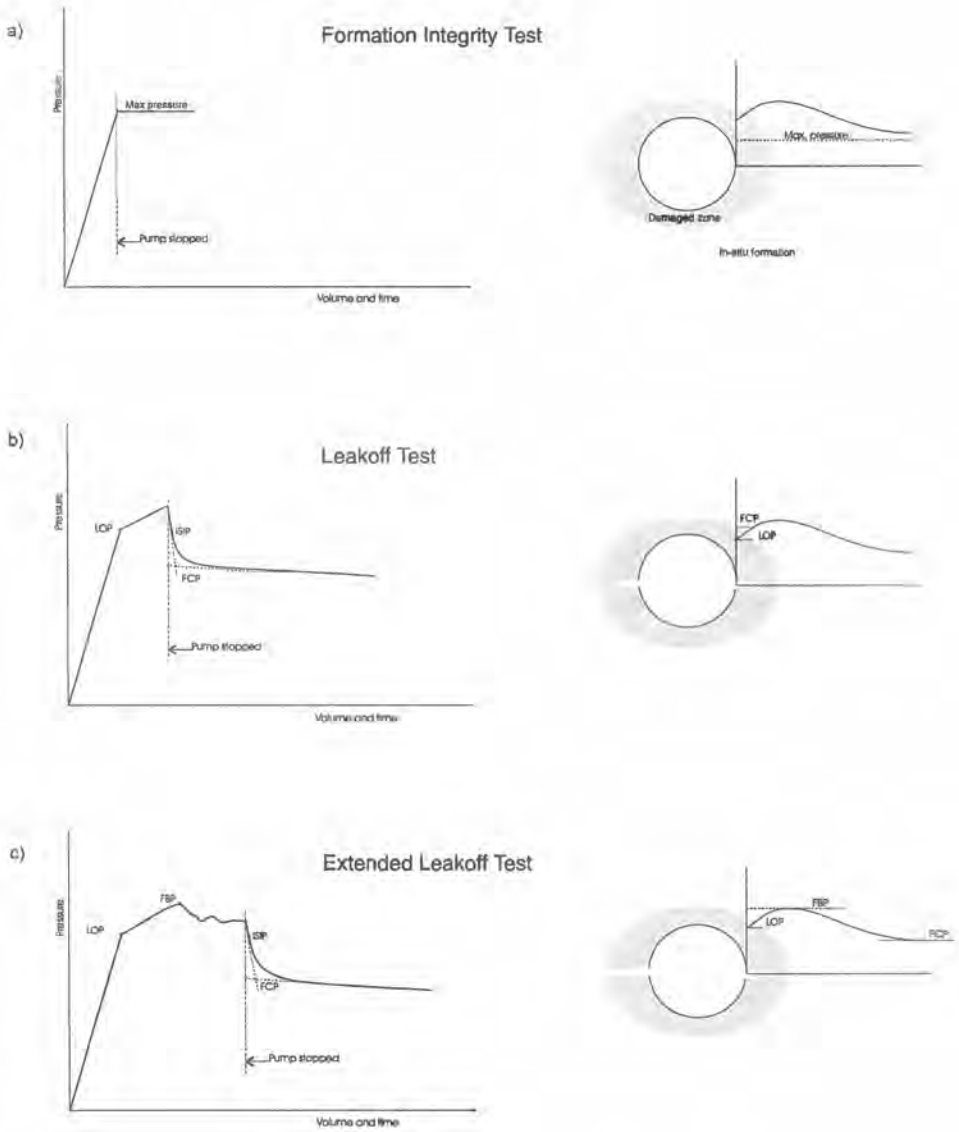


FIGURE 1: Definition of Formation Integrity (FIT), Leakoff (LOT) and Extended Leakoff (XLOT) tests. Typical pressure-time plots, stress concentration and anticipated fracture propagation for each test type.

1.3 Extended Leakoff Test (XLOT)

The extended leakoff test is primarily used when additional or more accurate information about the stress system is needed. The XLOT is performed similar to the LOT until leakoff occurs (Figure 1c). Continued pumping after leakoff allows determination of the breakdown pressure (FBP) and assures that the fracture propagates into undisturbed formation some distance from the borehole. The fracture closure pressure (FCP) from a XLOT is thus a good estimate of the minimum principal stress (*deBree and Walters, 1989; Proskin et al., 1991*). The LOP, as well as the FBP, will in the same way as for the LOT not be directly related to the stress field, but will depend on both mechanical behavior and mud properties. Because XLOT aims at determining the minimum in-situ stress, it is regarded as a high quality measurement and may be used to constrain leakoff tests. Extended leakoff tests are also commonly run with repeated cycles. The difference between the breakdown pressure and the succeeding reopening pressures give indications on the formation's tensional strength or whether preexisting fractures are opened. Additional fracture closure pressures also increase the confidence in the in-situ stress estimate. Because of poroelastic effects FCP sometimes start to increase with subsequent cycles, and it is thus often recommended to use the 2nd or 3rd cycle for stress determination (*Gronseth and Kry, 1983*). Experience from the work described in this paper supports this practice, and as shown later two pressure cycles will under most cases be optimal.

1.4 Minifrac

The minifrac test is usually restricted to the reservoir zone, whereas FIT, LOT and XLOT are usually conducted in shaly sections underneath the casing shoe. A minifrac is mainly conducted in cased holes through perforations, often in connection with stimulation, flow-back and pump-in tests, and is run in much the same way as an XLOT. The difference is that the test interval is restricted by inflatable packers and that a downhole pressure gauge is often used. Performing a stress measurement in a cased and perforated borehole generates additional complications because of the effect of explosive perforation damage and perforation orientation. However, minifrac tests and open hole tests have yielded the same results when the perforation schedules were carefully designed (*Warpinski, 1989*). In some cases the FCP will be difficult to identify, probably due to conditions near the perforations, but with repeated injections the FCP becomes more clear. Minifrac tests through perforations thus give a good estimate of the minimum principal stress magnitude, but can not be used for determining stress orientation.

2 LEAKOFF DATA FROM THE SNORRE FIELD

The Snorre Field is located in the northern North Sea, offshore Norway on the Tampen Spur. Originally, the database contained 2 formation integrity tests (FIT), 86 leakoff tests (LOT) and 12 extended leakoff tests (XLOT). All tests were conducted in the period 1983-1995, and were obtained from both exploration and production wells. Some of the tests are carried out in highly deviated wells.

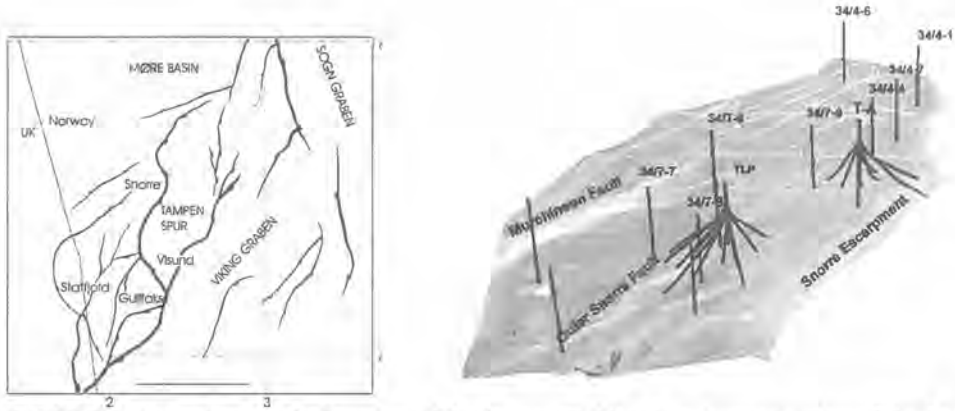


FIGURE 2: Map showing the location of the Snorre Field and an isometric view of the base Cretaceous unconformity with major faults and well trajectories.

2.1 Technical performance

In most cases the leakoff tests were conducted directly underneath the casing shoe, with 10-20 meter of open hole, or 3-5 meters of fresh hole below the rathole (Figure 3a). Some leakoff tests were, however, run in long open-hole sections (up to 500 meter) if an anticipated weaker formation was penetrated deeper in the well. Such tests are impossible to use for stress determination, since it is difficult to know at what depth the fractures were initiated.

The pump rate during pressure buildup varied between 20 and 160 l/min, but with a majority of tests carried out at 40 or 80 l/min (Figure 3b). This is in accordance with values reported in the literature (*Chenevert and McClure, 1978*), where the higher pump rates are recommended for more permeable formations or long open-hole sections. At Snorre, shallow leakoff tests seem to have higher pump rates than the deeper tests, but this is mainly believed to be the result of testing in shallow unconsolidated sediments.

As leakoff tests primarily are conducted directly underneath the casing shoe, the dominant lithology is shale and claystone (Figure 3c). In some cases, however, the operator have to set the casing in more sandy or silty formations, or specifically wanted to test sand layers. The leakoff curve then often differs significantly from that of a more impermeable formation.

The pressure buildup rate is defined as the pressure gradient before LOP is reached. Because the pressure buildup rate will be a function of the compressibility of the mud system as well as radial leakage, it is anticipated that hole length, open hole section, and formation permeability all influence the pressure buildup rate. At the Snorre Field, the pressure buildup rate shows a relatively large variation (Figure 3d), and cross-plots of pressure buildup rate versus open hole length (Figure 4a) and hole depth (Figure 4b) indicate that slow pressure buildup rates are favored by long open hole sections and shallow wells. No correlation with lithology may be identified. The correlation with open hole length is explained by higher leakage of mud in long open hole sections.

Concerning hole length, deep wells may store larger volumes of mud than shallow wells, and should thus be more compliant and exhibit lower pressure buildup rates. This is contrary to observations (Figure 4b), which show a distinct increase in pressure buildup rate with depth. This decrease can only be explained by the presence of permeable, compressible and unconsolidated sediments at shallow depth increasing the radial leakage.

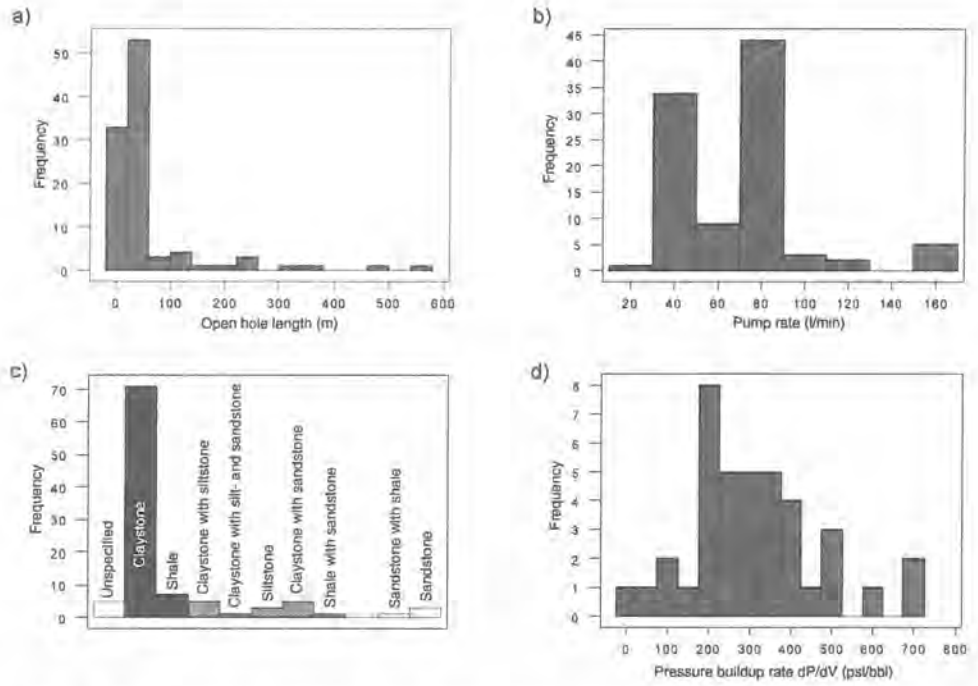


FIGURE 3: Histograms showing open-hole length, pump rate, lithology and pressure buildup rate for the leakoff tests at the Snorre Field.

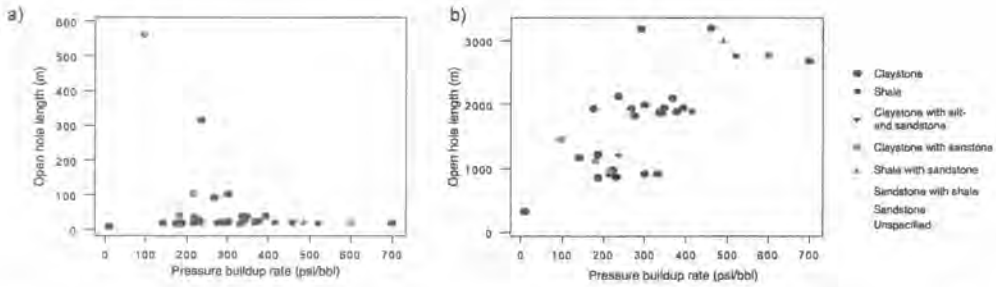


FIGURE 4: Crossplots of pressure buildup rate versus open hole length (a) and depth of borehole (b). Lithology is given by symbols.

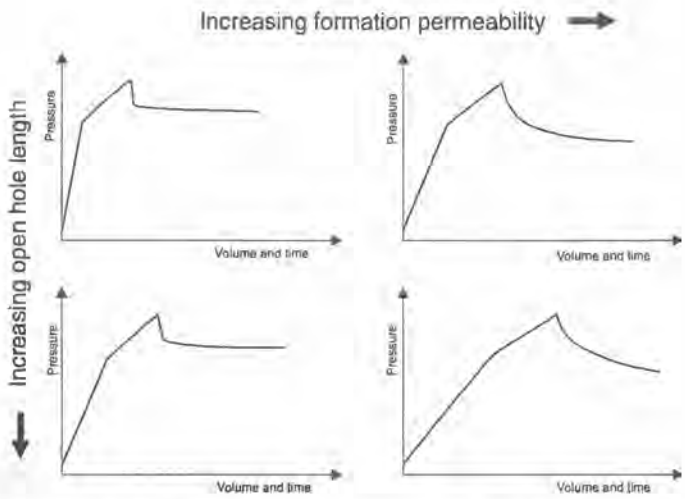


FIGURE 5: Typical leakoff curves as a function of open-hole length and formation permeability assuming a constant pump rate and hole depth. Slow pressure buildup rate is favored by long open-hole sections and/or permeable formations.

Using surface pressure gauges, as in Snorre, the weight of the mud column has to be added to determine the bottomhole pressure. Data from the Snorre Field, shown in Table 1, indicate that the mud column accounts for approximately 80-90% of the total pressure. This means that the surface pressure is small compared to the pressure from the mud column and that accurate mudweight is critical for computing accurate bottomhole pressures.

TABLE 1: Fracture closure pressure (FCP) from 64 leakoff tests at the Snorre Field divided into surface pressure and mud column pressure.

Casing (")	Number of tests	Avg. surface pressure (MPa)	Avg. pressure from mud column (MPa)	Avg. bottomhole pressure (MPa)	Ratio between mud column and bottomhole pressure (%)
30	2	0.57	5.01	5.58	89.8
20	14	3.38	10.71	14.09	76.0
18 5/8	11	2.36	13.73	16.09	85.3
13 3/8	22	4.87	26.59	31.43	84.6
9 5/8	15	4.54	39.71	44.25	89.7

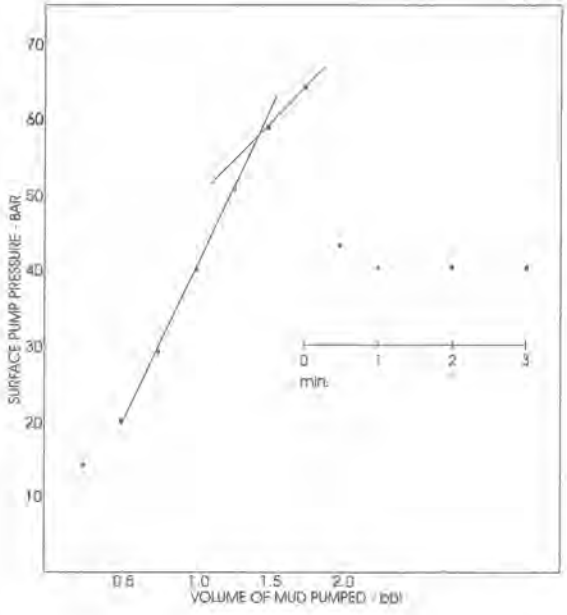
2.2 Quality assessment of the pressure data

A major problem with the interpretation of the leakoff tests is the quality of the data collection process. A typical leakoff report is shown in Figure 6, indicating that pressure readings usually are done for every 40-80 liter of fluid pumped during the pressure buildup phase, and every 0.5-1 minute during the shut-in period. The low sampling rate often makes precise identification of both leakoff and shut-in pressures difficult and inaccurate. During pressure

buildup the pump is also generally shut off very soon after leakoff is believed to have occurred. With few readings after leakoff, it is almost impossible to determine if the test was a real leakoff test (LOT) or only a formation integrity test (FIT). A reevaluation of the leakoff tests from the Snorre Field revealed that 18% of the tests categorized as leakoff tests were only FIT's and 50% of the leakoff tests had to be considered as very low quality tests, as the pump was shut-off immediately after leakoff was believed to have occurred. This means that nearly 70% of all the leakoff tests at the Snorre Field are so uncertain that in the first instance it seems impossible to use them for stress determination.

It also appeared that the reported shut-in pressures are not precisely defined and may range from the instantaneous shut-in pressure (ISIP) to the fracture closure pressure (FCP), and this was dependent on the operator. All curves thus had to be reinterpreted, and shut-in pressure was set equal to the fracture closure pressure (FCP), as defined by the two-tangents-intersection method.

The leakoff tests show a low difference between LOP and FCP (Figure 7). An average pressure difference (LOP-FCP) of 0.75 MPa either indicates a very low stress concentration around the wellbore or an insufficient fracture propagation. Negative values can only be explained if both conditions are fulfilled, or may indicate that the tests are erroneous.



WELL	DATE
34/7-P33	10.12.91

CSG SIZE	VOLUME PUMPED
9 5/8"	1.75 bbl
CSG SHOE DEPTH	VOLUME RECOVERED
2705 mMD 2285 mTVD	1.25 bbl
WATER DEPTH	FORMATION TYPE
309 m	Claystone
HOLE SIZE	LEAK OFF PRESSURE
8 1/2"	50 bar
HOLE DEPTH	SHUT-IN PRESSURE
2731 m MD	40 bar
MUD WEIGHT	SHUT-IN TIME
1.61 SG	3 min
PUMP RATE	
0.25 bpm	

EQV. MUD WEIGHT AT CSG SHOE 1.87 SG

bbl	PRESSURE	bbl	PRESSURE
0.25	14	1.50	59
0.50	20	1.75	64
0.75	29		
1.00	40		
1.25	51		

FIGURE 6: Typical leakoff curve from a Final Well Report.

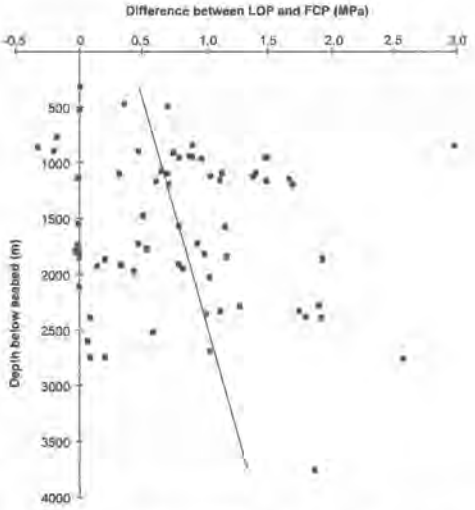


FIGURE 7: Difference between leakoff (LOP) and fracture closure pressure (FCP) plotted versus depth for the leakoff tests from the Snorre Field. The average pressure difference is 0.75 MPa.

2.3 Estimation of in-situ rock stresses

After assessing the quality of the leakoff tests as such, their reliability as base for rock stress determination must be checked. First the extended leakoff tests (XLOT) are interpreted, as they are believed to yield the best in-situ stress estimates. The leakoff tests (LOT) are then compared with the XLOT to evaluate their ability to determine in-situ stresses.

XLOT

The 5 extended leakoff tests from the Snorre Field are shown in Figure 8a. Each test comprises 2-3 pressure cycles, which leads to the identification of both breakdown and reopening pressures as well as subsequent fracture closure pressures. No distinct pattern is observed between breakdown and reopening pressures, nor do the reopening pressures show a clear trend with subsequent cycles. The fracture closure pressure is slightly lower than the breakdown and reopening pressures, and shows a slight decrease with increasing number of pressure cycles. After the 2nd cycle the fracture closure pressure seems to stabilize.

The fracture closure pressure from the XLOT is believed to be the best estimate of the minimum in-situ stress, and the regression line (Table 2) will thus be used to evaluate the other tests.

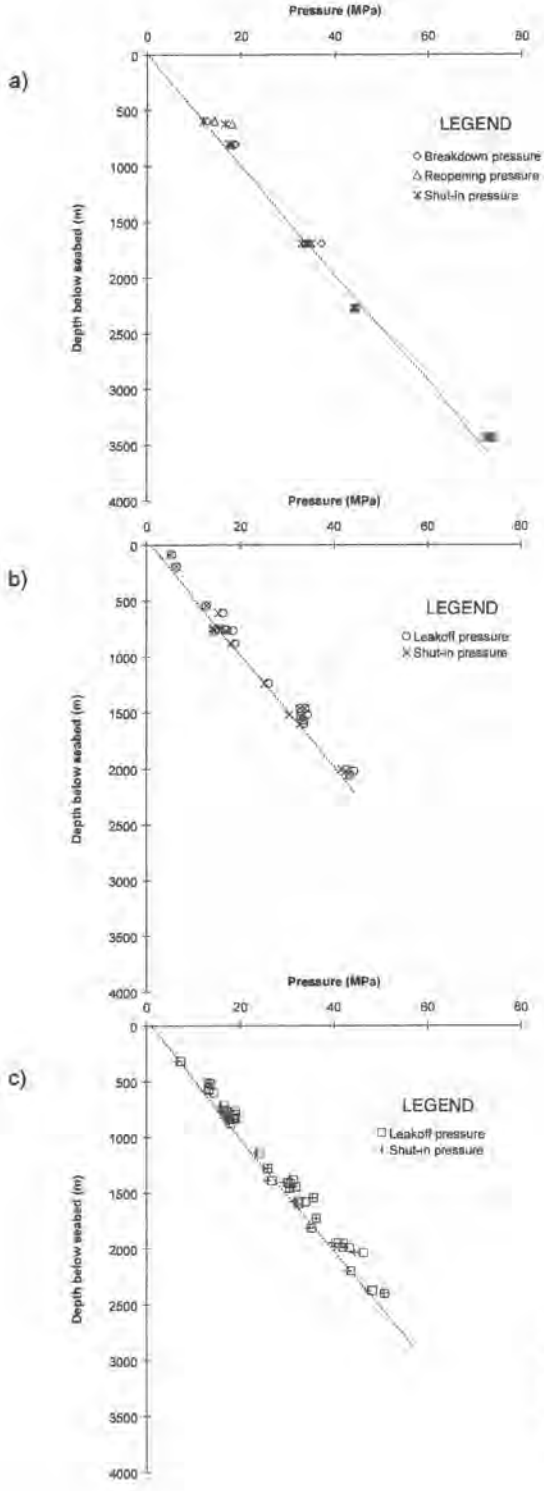


FIGURE 8: In-situ stress profiles estimated from extended leakoff tests (a), high quality leakoff tests (b) and low quality leakoff tests (c) from the Snorre Field.

LOT

The leakoff tests were divided into two groups, dependent on quality. The high quality LOT data have a distinct leakoff pressure, whereas the low quality tests are more uncertain, and may perhaps only be formation integrity tests.
The result of 20 high quality leakoff tests from the Snorre Field are shown in Figure 8b. Calculated regression lines (Table 2) reveal leakoff pressures slightly exceeding fracture closure pressures. Comparing the high quality LOT with the XLOT, both leakoff pressures and fracture closure pressures overestimate the minimum in-situ stress slightly, at least down to a depth of 2800 meter. The difference between the LOT and the XLOT is believed to be due to an incomplete fracturing process.

The result of the 40 remaining leakoff tests, which are characterized as low quality tests, are shown in Figure 8c. Here also the leakoff pressures do exceed the fracture closure pressure slightly. The low quality LOT have a smaller gradient than the high quality LOT and yield both lower leakoff pressure as well as fracture closure pressure. This may indicate that some of the low quality tests did not reach the leakoff pressure, and hence are only FIT's.
The fracture closure pressure from the low quality LOT is slightly larger than that from the XLOT down to a depth of approximately 1600 meter.

All LOT seem to yield relative high fracture closure pressures at shallow depth and thus overestimate the minimum in-situ stress. Together with the observations of high pump rate and low pressure buildup rate in the shallow wells, it seems reasonable to believe that the test procedures, at least at shallow depths, may affect the recorded pressures. Nevertheless, the difference between LOT and XLOT is small and hence it may be argued that the LOT yield satisfactory accuracy and may be used for stress estimation even though the mechanical behavior is not fully understood. At the Snorre Field, the difference of using LOT instead of XLOT for determination of the minimum in-situ stress is within 2.5 MPa over the upper 5000 meter. Using leakoff pressures instead of fracture closure pressures does not increase the error significantly, but instead of slightly underestimating the in-situ stress, it might now be slightly overestimated. Using the lower envelope of the leakoff pressures, as recommended by Garenstrom et al. (*1993*), may thus be a reasonable estimate for the minimum in-situ stress if other measurements are not available.

TABLE 2: Linear regression of the fracture closure pressure (FCP) and leakoff pressure (LOP) from the Snore Field. The fracture closure pressure from the extended leakoff test is believed to yield the best estimate of the minimum in-situ stress.

Method	Regression line	R^2_{adjust}	Standard deviation
XLOT	0.16+20.57x (FCP)	0.991	1.96
High quality LOT	1.40+20.14x (FCP)	0.987	1.47
	1.79+20.49x (LOP)	0.985	
Low quality LOT	1.34+19.82x (FCP)	0.985	1.41
	1.93+19.97x (LOP)	0.985	

A comprehensive stress profile from the Snorre Field is shown in Figure 9. Here the minimum in-situ rock stress determined from fracture closure pressures obtained from XLOT and LOT are plotted together with the vertical stress and pore pressure. Down to a depth of

approximately 2000 meter the pore pressure is hydrostatic and the minimum in-situ rock stress lies below the vertical stress, indicating a normal or strike-slip stress regime where the minimum in-situ stress is horizontal. Below 2000 meter the pore pressure increases rapidly, and this is associated with an increase in the minimum in-situ rock stress to values close to the vertical stress. The vertical stress may thus become the minimum in-situ stress, or the horizontal stress has to be very close to the vertical stress. The most likely stress regime at reservoir level at Snorre therefore is thrust or strike-slip faulting.

The small effective stresses (difference between in-situ stress and pore pressure) in the high pressure zone at Snorre are an important factor for estimates of sealing capacity and secondary migration. Under such circumstances, it is thus particularly important to have accurate stress estimates, as the difference between zero and a few MPa effective stresses may be what causes the caprock to fracture and hydrocarbons to escape.

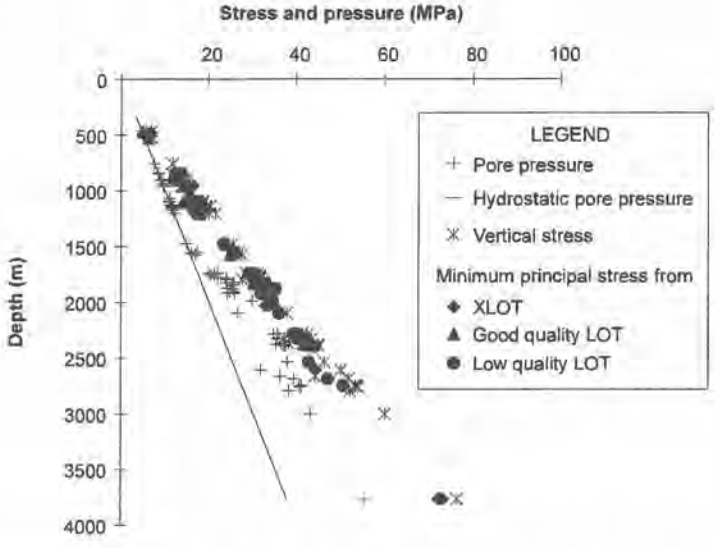


FIGURE 9: Stress profiles from the Snorre Field. Minimum in-situ rock stress based on fracture closure pressures (FCP) from XLOT and LOT. Vertical stress is determined by integration of density logs and pore pressure is determined from RFT measurements or estimated from logs.

3 SUGGESTIONS FOR IMPROVING THE LEAKOFF TEST

It has been shown that leakoff tests may yield reliable results, when compared with the extended leakoff tests. It is, however, argued that very accurate stress measurements are needed when dealing with low effective stresses, and under such circumstances current leakoff test results may be too inaccurate. The need for more accurate stress estimates thus forces us to either run XLOT more frequently, or to improve the LOT technique.

These problems have been addressed earlier by various authors (*Chenevert and McClure, 1978; Kunze and Steiger, 1991*), without having any impact on the test procedures. We therefore try to focus on low cost, high benefit measures which are relatively easy to apply through use of existing equipment, and thus increase the quality of the stress estimates. The major goal must be to convince management of the need for good stress estimates, and to initiate collaborative work between different departments and companies, leading to standard procedures for conducting and interpreting leakoff tests. A large number of factors influencing the leakoff test has been identified (Figure 10), but here only three aspects, which have been found to be of greatest concern, will be emphasized.

- pressure measurement
- data collection and test period
- reporting and interpretation of pressure curves

The aspects are linked, so before being able to profit from the advantage of one item, the previous items must also be improved. Hence, a more reliable and accurate pressure determination will be the basis for improving the LOT technique.

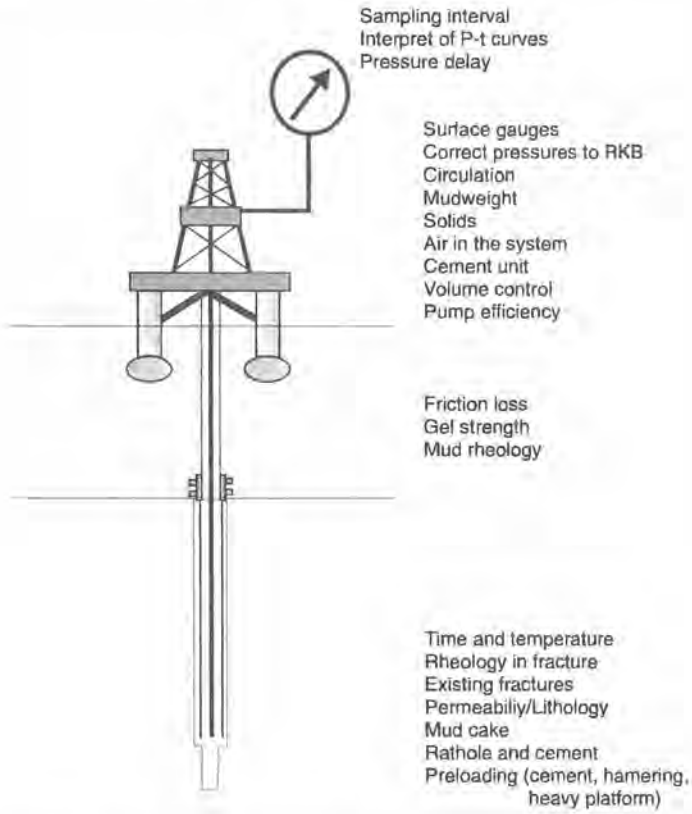


FIGURE 10: Factors which affect the leakoff test or influence on the accuracy.

3.1 Pressure measurement

As long as only surface pressure gauges are used, the largest source of error regarding both leakoff and extended leakoff tests is the downhole pressure determination. The downhole pressure depends on mudweight, surface pressure and friction loss. Because mudweight represents the most important part, accurate mudweight measurements and good hole cleaning and mud conditioning procedures are required. The most accurate way of determining mudweights today is by using a socalled pressurized mud cup, which reduces the effect of air in the mud. Prior to a leakoff test several measurements should be conducted both on the ingoing mud and the return mud to assure a uniform mudweight. A uniform mudweight is also dependent on the circulation procedures, and it is therefore recommended to use the following steps:

- The well should be circulated bottoms up at least one time to assure that all cuttings are removed.
- Frequent logging of mudweight is recommended for both in- and outgoing mud, using a pressurized mud cup. A uniform mudweight is obtained when the difference between subsequent readings on in- and outgoing mud is zero.
- The leakoff test should be conducted shortly after circulation is stopped, so that the mud does not have time to gel. This will reduce the friction loss.

A further recommendation, which in some cases may come in conflict with operational procedures, is to use the lowest possible mudweight for a leakoff test. This implies that the test should be run before the mud is weighted up, so that a larger portion of the total pressure is read on the surface pressure gauge. Low mudweight also reduce friction loss and improve rheology in the fracture. Regarding the surface pressure gauge it is important to use a digital readout because the pointer on the manometer vibrates a lot. If the pumps are situated on another floor, it is also important to calibrate the pressure to a spesific height (i.e. RKB).

The best way of obtaining good bottom hole pressures, however, is by the use of downhole pressure gauges. The technology has developed rapidly and downhole pressure gauges are now becoming available as a part of the measuring while drilling (MWD) technology. This opens the possibility of very accurate pressure determination and eliminates most of the uncertainties related to the old methods. It is then also possible to quantitatively establish the uncertainties connected to surface pressure measurements. For example, Kunze and Steiger (*1991*) report an increase in accuracy of 0.01 psi/ft with a downhole gauge compared to a surface pressure gauge; This is a potential error of 1%, which can lead to an error of as much as 1 MPa at a depth of 4000 m, or 0.02 SG in mudweight.

3.2 Data sampling and test period

With all the advanced technology on offshore rigs, it is amazing that leakoff data are still recorded by hand by the driller. Although automatic mud logging systems are available which continuously monitor mud properties (pressure, density and flow) both in and out of the hole, the leakoff report only contains data logged manually each 40-80 liter or 0.5-1 minute. As the equipment is already present on the rig and data are recorded, it should be simple to greatly improve the data sampling by requesting the necessary data from the mud logger. It is basically a question of altering procedures for data flow and reporting. Improvement of the data sampling is perhaps the most important measure for further developing the leakoff technique.

With denser data, it will be possible to reject bad tests, utilize better procedures for interpretation of pressure curves and thereby improve the determination of the minimum in-situ stress.

At Snorre one of the major problems was the short pressure buildup periods which restricted the identification of a distinct leakoff point. Companies have different criteria, but it must be argued that pumping should continue for some time after leakoff has occurred. Based on present knowledge, pumping at least 2 minutes after leakoff is recommended. This may, however, in some cases lead to an XLOT, where the breakdown pressure is reached. The shut-in period is also too short in many cases, and thus has to be extended. Fracture closure may be nearly momentary, but there are examples where fracture closure has taken 10 minutes or more. A useful criteria would thus be to monitor the pressure decline until the pressure decline is less than 0.15 MPa/min (20 psi/min) or no longer than 15 minutes.

Extending both the pressure buildup and shut-in period will cause an extension in the order of 10-15 minutes, but this is marginal compared to the total time for running a leakoff test. Another recommendation is to always run a second pressure cycles to reassure the pressure curve of the first cycle. The 2nd cycle is an excellent quality control measure for identifying erroneous pressure curves, as well as it may yield important information about tensile strength and fracturing along preexisting fractures and will thus increase the confidence in the stress estimate tremendously. In hard rock it has sometimes been argued that pressures from the 3rd or 4th pressure cycles should be applied, but practice from the North Sea indicate (Bratli, pers. comm.) that fracture closure pressures start to increase after the 2nd cycle due to poroelastic effects. Since pressure cycles exceeding the 2nd cycle seldom contribute with additional information, it will from a cost-benefit point of view be optimal to standardize on 2 pressure cycles.

3.3 Reporting and interpretation of pressure curves

Each company has its own form for reporting leakoff data (see Figure 6), and these have not changed much during the last decades. As much of the leakoff data now are incorporated in in-situ stress databases, the reports are unsuitable and additional manual work becomes necessary. Improvment of the leakoff technique thus gives the possibility to improve the administration of leakoff data as well as their use. New computer based reports, containing time series of pressure and volume together with supplementary information, may directly be imported and stored in existing databases, facilitating access to the raw data for later interpretation.

A need for a quality assignment has also been revealed. Many of the old tests are incorrectly interpreted, and the quality varies significantly. Procedures for quality control are lacking and to improve this some guidelines are given:

- Extended leakoff tests (XLOT) yield the best estimate of the in-situ stress. Leakoff tests (LOT) may yield satisfactory results, whereas formation integrity tests (FIT) only give a vague indication.
- A high quality LOT must show a linear pressure buildup progress, a distinct bend at leakoff and continued pumping after leakoff. Tests that do not fulfill the requirements as high quality leakoff tests must be assigned a low quality index, and preferably not be used to determine in-situ stresses.

- Downhole pressure gauges yield much better pressure readings than can be obtained with a surface gauge. Such tests thus have a higher quality.

The interpretation and identification of pressures from the leakoff curves may not always be straightforward. The instantaneous shut-in pressure (ISIP) is relative easy to identify as the point where the pressure departst from a straight line right after shut-in. The ISIP , however, does not correspond to the minimum in-situ stress. The fracture closure pressure (FCP) is a better estimate of the minimum in-situ stress, and when analyzing older leakoff curves with registrations every 1/2 - 1 minute, the tangent of intersection method is recommended. For tests with denser registrations, more sophisticated methods developed for reservoir pressure tests may be applied (*Proskin et al., 1990*). Techniques like semi-log plotting, Horner plots (*McLennan and Roegiers, 1982*) and Muscat plots (*Aamodt and Kuriyagawa, 1982*), have a technical basis in rocks with Darcy flow, but have also shown to be of great help in highlighting subtle slope changes in more impermeable formations.

4 CONCLUSIONS

Based on data from the Snorre Field it has been demonstrated that leakoff tests are a rough method, but may nevertheless yield satisfactory determination of the minimum in-situ stress if properly conducted. As the demand for better stress estimates increases, it is necessary to reevaluate leakoff test procedures to improve the quality in such a way that minimum in-situ rock stresses can be assessed with better accuracy. The major areas of improvement identified in this paper are connected to the large uncertainties in assessing bottom-hole pressure, the low data sampling frequency, and the short test period.

Several low cost measures, which use existing and available equipment, have been proposed to improve the leakoff technique.

- Better procedures for hole cleaning and bottomhole pressure determination are required to assure an accurate bottomhole pressure.
- A conversion from surface pressure gauges to direct downhole pressure measurements with the MWD tool remove most problems related to mud characteristics and friction losses. This will be a helpful tool, not only for the leakoff test, but also to monitor static and dynamic mud pressures during drilling.
- Direct utilization of digital data from the mudlogging or cement unit enhances the registration density and increases accuracy.
- Longer pressure buildup and shut-in periods ensure that leakoff occurs and that fractures close.
- A 2nd pressure cycle helps identify erroneous pressure curves, and yield important information about test conditions.
- Adapting well test techniques for interpretation of pressure decline curves eases the identification of fracture closure pressures.

The difference between the proposed LOT procedure and a XLOT is small, and it may pay off to take the full step toward a XLOT procedure. From a rock mechanics point of view XLOT would be highly preferable, since XLOT yields more accurate in-situ stress estimates, and generally does not cause more severe damage than introduced by a LOT or ordinary drilling. Among the drillers, however, an extensive resistance against XLOT may be found and

arguments like mud is lost or formation strength is reduced are often met. If new procedures are to be adopted by the industry, it is therefore important to cooperate with the drilling department, and take one step at the time. With the proposal presented in this paper, it will be possible to conduct high quality LOT's routinely, and when a XLOT is demanded, or as XLOT's get more accepted, it is just a question of prolonged pumping for a couple of minutes.

The fracture orientation contains important information about test quality and orientation of the in-situ stresses, but this information is very seldom collected or utilized. With the development and extended use of imaging techniques (acoustic and resistivity) it should soon be possible to gather this information by doing additional logging right underneath the casing shoe, or by perhaps postponing logging until after the pressure tests have been conducted.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors want to thank personnel from Statoil, Saga Petroleum, Amoco and the Norwegian Petroleum Directorate, who have participated in the group that has investigated the possibility of improving the leakoff technique. Thanks are also expressed to dr. M. Dusseault for proofreading and comments along the way.

REFERENCES

Aamodt, R. L. and M. Kuriyagawa (1982): Measurement of Instantaneous Shut In Pressure in crystalline Rock, *Proc. Workshop XVII on Hydraulic Fracturing Stress Measurements*, U. S. National Committee for Rock Mechanics

Chenevert, M. E. , and L. J. McClure (1978): How to run casing and open-hole pressure tests, *The oil and gas journal*, Mar. 6., pp. 66-76

Fejerskov, M., A. M. Myrvang, C. Lindholm, H. Bungum (1995): In-situ rock stress pattern on the Norwegian continental shelf and mainland, *Proceedings from the Workshop on rock stresses in the North Sea*, Trondheim, Norway, Feb. 13-14., 1995, pp. 191-201

Gaarenstroom, L., R. A. J. Tromp, M. C. de Jong and A. M. Brandenburg (1993): Overpressures in the Central North Sea: implications for trap integrity and drilling safety, Petroleum Geology of Northwest Europe, *Proceedings of the 4th Conference*, editor J. R. Parker, The Geological Society, London, pp. 1305-1313

Kunze, K. R. and R. P. Steiger (1991): Extended leakoff tests to measure in situ stress during drilling, *Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science*, Roegiers (ed.), Balkema, pp. 35-44

McLennan, J. D. and J. C. Roegiers (1982): Do Instantaneous Shut In Pressures Accurately Represent the Minimum Principle Stress?, *Proc. Workshop XVII on Hydraulic Fracturing Stress Measurements*, U. S. National Committee for Rock Mechanics

Moore, P. L. (1973): Casing seat testing - why and how?, *The oil and gas journal*, Aug. 6., 1973

Morita, N., A. D. Black and G. F. Fuh (1996): Borehole Breakdown Pressure with Drilling Fluids - I. Empirical Results, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **33**, No. 1, pp. 39-51

EFFEKT AV PRODUKSJONSINDUSERTE SPENNINGSENDRINGER PÅ KOMPRESSIBILITET AV SVAKE RESERVOARSANDSTEINER

Dr. ing stipendiat Helge Ruistuen
Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

Overingeniør Tor Harald Hanssen
Norsk Hydro U&P Forskningssenter

SAMMENDRAG

Effekten av produksjonsinduserte spenningsendringer på kompressibilitet av to reservoarsandsteiner fra Osebergfeltet har blitt undersøkt ved laboratorieforsøk som simulerer poretrykksnedtrekk for ulike spenningsveier som reservoaret kan følge fra in situ tilstand. Testene ble utført på kjernemateriale fra Etive og Tarbert formasjonene. Resultatene viser at kompressibiliteten av reservoarbergartene er avhengig av spenningsvei. Den mekaniske responsen påvirkes av inelastiske deformasjonsprosesser på kornskala, som reflekterer sementeringsgraden og spenningsendringene som oppstår som følge av poretrykksnedtrekk.

Bulkresponsen av porøse sandsteiner med lav styrke kan i hovedsak tilskrives intergranulære deformasjonsprosesser. Dette blir utnyttet i en mikromekanisk numerisk modell hvor reservoarbergarten simuleres som et aggregat av mineralkorn. Styrke- og deformasjons-egenskaper defineres i intergranulære kontakter. Numerisk simulering av laboratorieforsøk viser fordelingen av normal- og skjærspenninger gjennom kornskjelettet. Modellen kan benyttes til å simulere hvordan variasjon i kompressibilitet er betinget av inelastiske deformasjonsprosesser som er styrt av spenningsvei og som reflekterer bergartenes heterogene natur på kornskala.

SUMMARY

The influence of production-induced changes in reservoir stress state on compressibility of high porosity sandstones from the Oseberg field, operated by Norsk Hydro, has been analysed. Laboratory experiments simulating reservoir depletion have been conducted for the full range of stress paths that the reservoir may follow. Results of this study suggest that the stress dependent properties are fundamentally dependent on the heterogenous nature of the sedimentary rock. Material properties are affected by grain-scale inelastic deformation processes and the pattern of these deformation processes is primarily controlled by amount and strength of intergranular cementation and the stress path followed by the reservoir during depletion.

A micromechanical model has been developed to simulate the deformation behavior of granular rocks. By using this approach, the heterogenous nature of sedimentary rocks is intrinsic in the model. Strength an elastic properties are assigned to the bonds connecting the mineral grains. Conventional rock mechanical parameters are consequently a function of grain scale material properties and are found by simulating laboratory experiments. Numerical simulations illustrate the distribution of intergranular normal and shear stresses under different stress paths and can be used to model how subsequent development of inelastic deformation processes affects the load-deformation behaviour of the rock.

1 INNLEDNING

Kompressibilitet er en sentral parameter for reservoarbergarter, og er av betydning ved planlegging og produksjon av hydrokarbonreservoarer. Målinger utført i laboratoriet danner grunnlag for vurdering av reservoartes produserbarhet, evalueringer knyttet til trykkvedlikehold, samt beregninger i forbindelse med kompaksjons- og innsynknings-problematikk.

Formasjonens kompressibilitet er definert som den volumetriske responsen av bergarten som følger av endringer i poretrykk:

$$C_f = \frac{\Delta V_p / V_p}{\Delta P}$$

C_f: Formasjonskompressibilitet
V_p: Porevolum
ΔV_p: Endring i porevolum
ΔP: Endring i poretrykk

Denne definisjonen innebærer at formasjonens kompressibilitet ikke er knyttet til bestemte laboratorieprosedyrer. Parameteren representerer bulk responsen av reservoarbergarten som følge av produksjonsinduserte endringer i effektivspenningstilstand. Spenningsmålinger utført i flere reservoarer ved gradvis avtagende poretrykk under produksjon viser at den faktiske spenningsveien et reservoar følger kan både ligge vesentlig høyere eller lavere enn den spenningsveien som ville vært fulgt dersom reservoaret undergikk enaksiell tøyning. De spenningsendringene som oppstår ved poretrykksreduksjon er karakteristisk for hvert enkelt reservoar. Endelig element modeller utviklet for simulering av poretrykksreduksjon viser at spenningsendringene som oppstår under produksjon blant annet er avhengig av reservoarets størrelse og geometri[1]. Generelt vil spenningsveien bli lavere når høyde/bredde-forholdet på reservoaret øker. Linseformete reservoarer vil derfor følge en høyere spenningsvei enn tabulære reservoarer som er kontinuerlige over et sedimentasjonsbasseng. Denne effekten forsterkes dersom omliggende formasjoner er mer duktile enn reservoarbergartene.

2 OSEBERGFELTET

Osebergfeltet hvor Norsk Hydro er operatør ligger omlag 140 km nordvest for Bergen i blokkene 30/6 og 30/9 på norsk kontinentalsokkel. Havdybden er i overkant av 100 meter ved de to plattformene som ligger 16 kilometer fra hverandre. Typiske lengder på både injeksjons og produksjonsbrønner som bores idag er opp mot 10.000 meter. Feltet ligger på Hordaplattformen som angir området mellom 60 til 61 grader nordlig bredde og er begrenset av Vikinggraben mot vest.[2]

For tiden (høsten 1996) produserer Osebergfeltet i overkant av 500.000 fat olje pr. dag som er designkapasiteten for de to kombinerte bore og produksjonsplattformene.[3] Under platåproduksjonen av olje er det trykkvedlikehold ved injisering av gass over- og vann under oljesonen. Etter hvert vil det også bli produsert betydelige mengder gass fra Osebergfeltet. Dette vil føre til en betydelig poretrykksreduksjon fra omkring 30 MPa til mindre enn 10 MPa.

Reservoarbergartene er av Jura alder med produksjon fra Brentgruppens sandsteiner. Permeabiliteten varierer mellom 1 til 4 Darcy, mens porøsiteten typisk ligger omkring 24%. I hovedstrukturen var oljekolonnen omkring 210 m høy med en overliggende gasskappe på 380 meter ved produksjonsstart. Under oljekolonnen er det en betydelig vannsone som også bidrar til trykkvedlikehold.

For å undersøke innvirkningen av effektivspenningsendringer på kompressibilitet av reservoarbergarter i Osebergfeltet er det samlet feltdata og utført laboratoriemålinger. Feltdataene som er samlet og gjennomgått er Leakoff-tester, Extended leakoff-tester, poretrykksmålinger og tetthetslogger[4]. Det er antatt at spenningsbildet er orientert subhorisontalt - vertikalt med et forhold mellom minste hovedspenning og vertikalspenningene på 0.79 som en noe lavere enn rapportert andre steder i Nordsjøen, f.eks Ekofiskfeltet lengre sør[5]. Den vertikale spenningsnivået umiddelbart over reservoarnivået er gitt nedenfor sammen med spenningstilstanden som er benyttet ved design av laboratorietestene:

Vertikalspenning (MPa):	20
Minste totale horisontalspenning (MPa):	0.0162D-0.584, D: dyp (m)
Poretrykk (MPa):	30

Sandsteinen som utgjør hoveddelen av Osebergfeltet har gjennomgående høy styrke med enaksiell trykkfasthet i hovedsak over 20 MPa, slik at sandproduksjon er lite sannsynlig. Det er ikke observert sand som har medført operasjonelle problemer i løpet av produksjons-perioden. Når de produktive sonene har såpass høy styrke, er brønnene komplettert med perforert liner. Ved en eventuell senere produksjon av gass fra overliggende soner (Etive, Tarbert) vil det være av betydning for produksjonsstrategien å ha oversikt over de mekaniske egenskapene. Dette er spesielt viktig dersom formasjonene er betydelig svakere, mer kompressible eller materialegenskapene er mer spenningssensitive.

For å undersøke hvordan kompressibiliteten varierer ved reduksjon av poretrykket gjennom økt effektivspenningsnivå, ble først en svakt sementert sandstein fra Etive formasjonen testet. Testdataene ble deretter komplettert med tilsvarende tester fra Tarbert formasjonen. I de brønnene som er prøvetatt synes Tarbert formasjonen å være bedre sementert enn Etive formasjonen (Tabell 1).

Tabell 1 Materialdata for Etive og Tarbert formasjonene

Formasjon	**Porøsitet**	**Permeabilitet (mD)**
Etive	ca. 25%	K_h =1500-6000
Tarbert	ca. 22%	K_h =1000-4000

3 LABORATORIEFORSØK

Prosedyrer

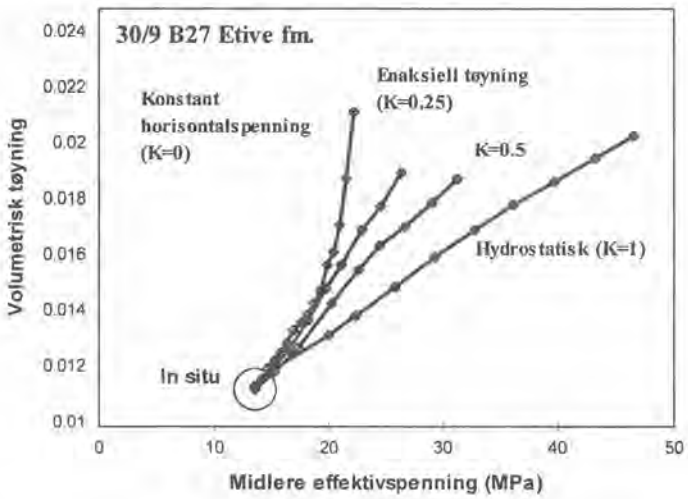
En serie med simulerte produksjonseksperimenter ble utført på kjernemateriale fra henholdsvis Etive og Tarbert formasjonene på Osebergfeltet for å undersøke hvordan effekten av produksjoninduserte spenningsendringer påvirker reservoarbergartenes kompressibilitet. Kjernematerialet fra Etive formasjonen representerer en typisk svakt sementert sandstein med en porøsitet på ca. 29%. Sandsteinen fra Tarbert formsjonen er sterkere som følge av økt grad av sementering og porøsiteten er ca. 25%. Eksperimentene ble utført for spenningsveier som dekker hele det området som reservoaret teoretisk kan følge: K=1, K=0.5, K=0.25 og K=0. Prøvene ble varmet opp til in situ temperatur på ca. 120°C og satt under in situ spenningstilstand og poretrykk.

Testene ble gjennomført under lastkontroll, hvor total vertikalspenning ble holdt konstant mens omslutningstrykket ble justert i henhold til spenningsvei. Produksjon ble simulert ved å

redusere poretrykket i steg på ca. 3.5 MPa pr. dag. Ved hvert nytt lasttrinn ble spenningsnivået vedlikeholdt i 24 timer forut for avlesning av tøyninger og permeabilitet.

Eksperimentelle resultater

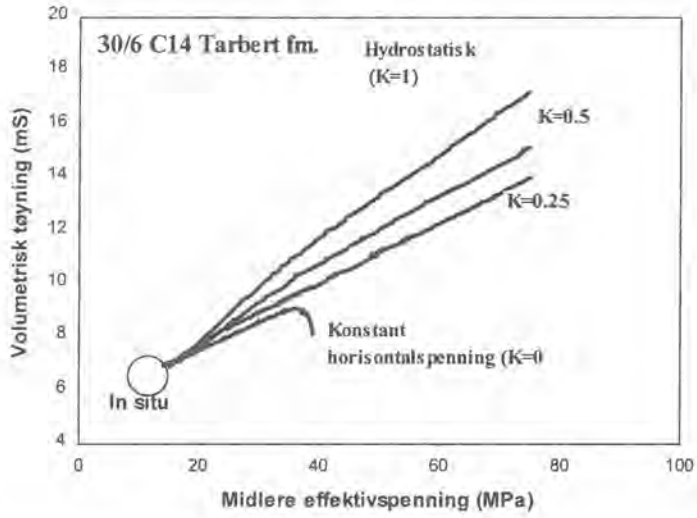
Figur 1 viser volumetrisk tøyning som funksjon av midlere effektivspenning for de simulerte produksjonseksperimentene fra Etive formasjonen. Resultatene viser en systematisk økning i volumetrisk tøyning ved økende midlere spenning og lavere spenningsvei. Dette er et resultat av forsterket kompaksjon forårsaket av et økende inkrement i skjærspenningsnivå når simulert produksjon følger en lavere spenningsvei.



Figur 1 Volumetrisk tøyning som funksjon av midlere spenning, svakt sementert sandstein

I første delen av den hydroststiske testen øker volumetrisk tøyning ikke-lineært med økende omslutningstrykk. Ved et omslutningstrykk på omkring 14 MPa avtok kompressibiliteten gradvis til et tilnærmet konstant nivå på ca. 0.25 GPa^{-1}. Et omslutningstrykk på 14 MPa antas å representere det midlere in situ spenningsnivået i reservoaret, noe som indikerer at den markerte ikke-linære responsen tidlig i testforløpet delvis skyldes forstyrrelser av kjernematerialet under utboring. Det er imidlertid kjent at ikke-linær materialoppførsel observeres under hydrostatisk pålastning, uavhengig av litologi. I sandsteiner med relativt lav porøsitet tilskrives ikke-linæritet typisk lukking av sprekkelignende porer mens den samme effekten observert i sandsteiner av høyere porøsitet mer sannsynlig er knyttet til inelastiske deformasjonsprosesser på korn-skala

Figur 2 viser volumetrisk tøyning som funksjon av midlere effektivspenning for Tarbert formasjonen. Resultatene viser at økende grad av sementering medfører et fundamentalt forskjellig deformasjonsforløp. I motsetning til Etive sandsteinen avtar den volumetriske responsen ved lavere spenningsveier som følge av dilatant materialoppførsel. Testen som ble kjørt ved konstant omslutningstrykk (K=0) ble avsluttet ved et midlere spenningsnivå på ca. 40 MPa som følge av at brudd oppstod ved et midlere spenningsnivå på ca. 37 MPa.

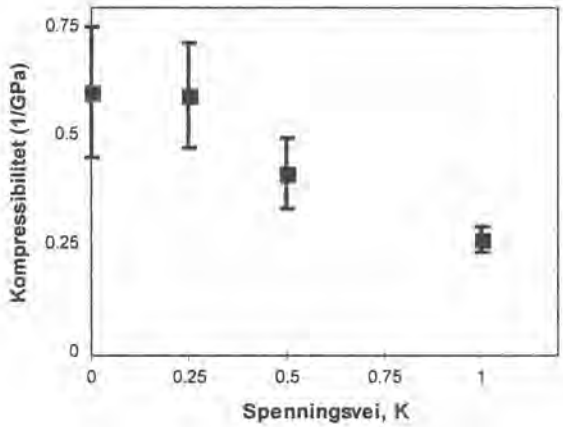


Figur 2 Volumetrisk tøyning som funksjon av midlere spenning, velsementert sandstein

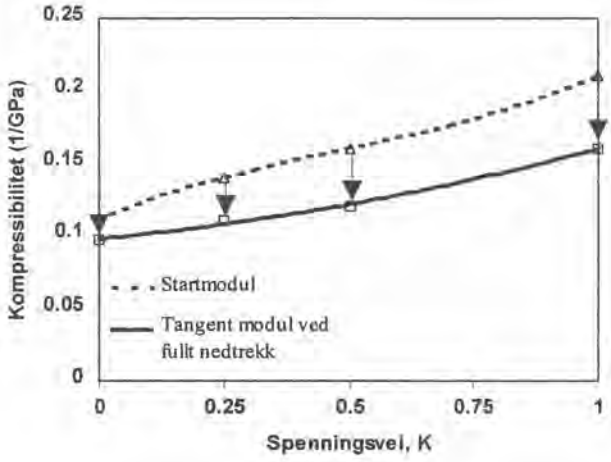
Figur 3 viser gjennomsnittlig kompressibilitet som funksjon av spenningsvei. I motsetning til forsøket kjørt under hydrostatisk pålastning viser kompressibiliteten målt under enaksiell tøyning (K≈0,25) en tilnærmet konstant nivå på ca. 0.60 GPa^{-1} under hele testforløpet. Dette er mer enn det dobbelte av den samsvarende verdien funnet under hydrostatisk belastning. Resultatene fra forsøket kjørt under spenningsvei K=0.5 faller innenfor den observerte trenden av økende kompressibilitet med avtagende spenningsvei, med en gjennomsnittlig kompressibilitet på 0.42 GPa^{-1}.

Eksperimentet utført under konstant omslutningstrykk, dvs. K=0, representerer det mest "ugunstige" tilfellet med hensyn til produksjoninduserte spenningsendringer. Som følge av høye inkrementelle økninger i skjærspenning, gikk prøven i duktilt brudd før testen var avsluttet. På lastnivå under flytegrensen ble gjennomsnittlig kompressibilitet målt til 0.60 GPa^{-1}, identisk med kompressibiliteten målt under enaksiell tøyning. Denne observasjonen indikerer at det eksisterer en øvre grense for spenningsveiavhengig kompressibilitet, og at markerte endringer i kompressibilitet ved lavere spenningsveier enn den assosiert med denne grensen vil være forbundet med materialets flytegrense.

Resulterende kompressibiliter fra laboratorieforsøkene utført på kjernematerialet fra Tarbert formasjonen er vist i Figur 4. I motsetning til resultatene fra Etive formasjonen framgår det av figuren at kompressibiliteten avtar ved lavere spenningsveier. Uavhengig av spenningsvei avtar tangent-kompressibiliteten gradvis under produksjonsprosessen, som illustrert med piler i Figur 5. Denne trenden er mest markert ved høyere spennningsveier.



Figur 3 Midlere tangent kompressibilitet plottet som funksjon av spenningsvei (Etive). Standardavvik innenfor hvert enkelt eksperiment er vist grafisk.



Figur 4 Kompressibiliter målt i første del av simulerte produksjonstester (startmodul) og ved fullt poretrykksnedtrekk (tangentmodul) på sandsteinen fra Tarbert formasjonen.

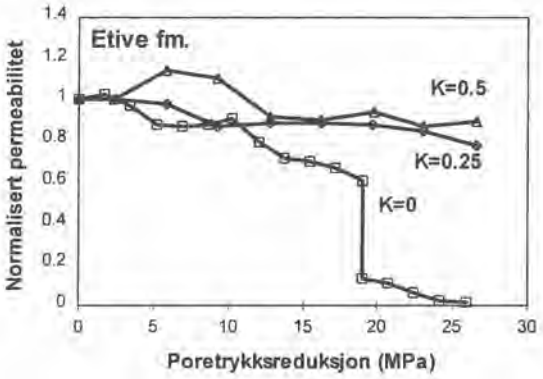
4 DISKUSJON

Pålitelige kompressibilitetsmålinger er viktig for å unngå unødvendig usikkerhet forbundet med beslutninger vedrørende driftsplanlegging av hydrokarbonreservoarer. I petroleumsindustrien har det vært relativt vanlig å legge målereultater fra tester utført under isotrop spenningstilstand til grunn for vurderinger knyttet til produktivitet og trykkstøtte.

Resultatene fra dette laboratoriestudiet viser at testresultater fra tester utført under hydrostatisk pålastning ikke indikerer signifikante forskjeller i materialoppførsel mellom de to reservoarsandsteinene fra Osebergfeltet. Det er imidlertid klart at de to sandsteinene oppfører seg grunnleggende forskjellig dersom målinger utført under andre spenningsforhold legges til grunn. Begge sandsteinene har relativt høy porøsitet men både grad og styrke av intergranulær sementering varierer. Den svakt sementerte sandsteinen viser tilnærmet ren kompaksjon ved lavere spenningsveier, mens den med mer sement sandsteinen viser dilatant materialoppførsel.

Dette reflekteres også av resultatene fra permeabilitetsmålingene utført under den bergmekaniske testingen. Den relativt lite sementerte Etive sandsteinen viser liten grad av spenningssensitivitet med hensyn til matrikspermeabilitet for spenningsveier mellom hydrostatisk belastning og enaksiell tøyning. En poretrykksreduksjon på totalt 26 MPa medførte en reduksjon i vertikal-permeabilitet på ca. 15%. Eksperimentet utført med konstant omslutningstrykk ga en noe høyere reduksjon i permeabilitet, men signifikante utslag oppstod først i forbindelse med duktilt brudd. Dette skyldes sannsynligvis både mobilisering av finfraksjon og øket poretortousitet som følge av porekollaps.

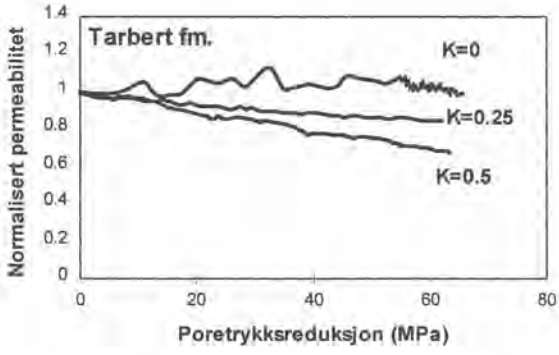
Permeabilitetsmålingene utført på pluggene fra Tarbertformasjonen viser derimot en trend i retning av vedlikeholdt vertikalpermeabilitet ved lavere spenningsveier. Dette er en effekt av dilatans og skyldes delvis en relativt større andel intragranulære brudd som følge av større intergranulær styrke. Intragranulære- og intergranulære brudd medfører dannelse av nye strømningskanaler med preferert orientering parallellt største hovedspenning ved lavere spenningsveier. I tillegg medvirker høyere styrke av intergranulære bånd til en relativ lavere grad av reorganisering og rotasjon av korn og dermed også vedlikehold av permeabilitet.



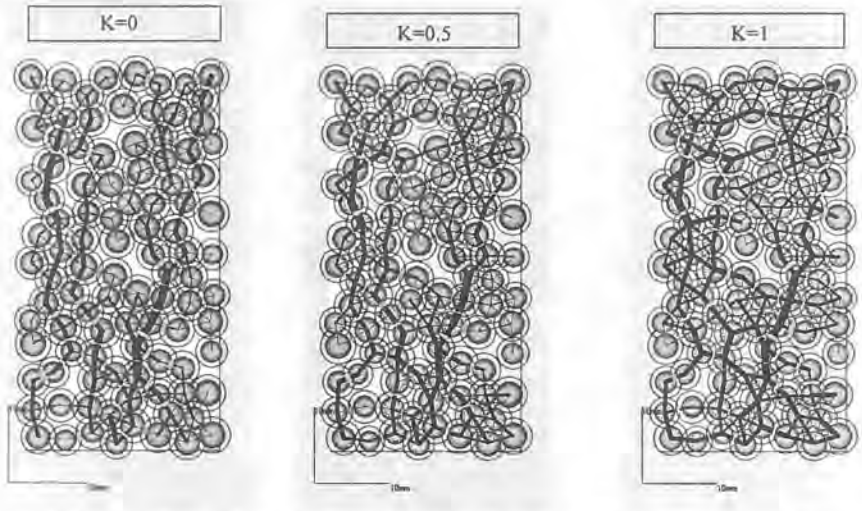
Figur 5 Normalisert permeabilitet som funksjon av poretrykksnedtrekk for spenningsveiene K=0, K=0.25 og K=0.5 for sandsteinen fra Etive formasjonen

Denne effekten er illustrert i Figur 7 som viser hvordan intergranulære spenninger fordeler seg i en to-dimensjonal numerisk modell av et granulært materiale. Ved lavere spenningsveier induseres strekkspenninger mellom korn. Som forventet er disse i hovedsak orientert normalt største hovedspenning. Ved høyere spenningsveier blir spenningsfeltet gradvis mer homogent, men skjærspenninger oppstår fortsatt i kornkontaktene som følge av at materialet er heterogent på kornskala. En todimensjonal modell av et granulært materiale vil "overdrive" effekten av dilatans i forhold til kompaksjon. For å oppnå en realistisk modell

for simulering av den volumetriske responsen av svake sandsteiner med høy porøsitet er det derfor nødvendig å benytte en tredimensjonal modell[6].



Figur 6 Normalisert permeabilitet som funksjon av poretrykksnedtrekk for spenningsveiene K=0, K=0,25 og K=0,5 for sandsteinen fra Tarbert formasjonen.



Figur 7 Mikromekanisk modellering av fordelingen av intergranulære normal- og skjærspenninger som følger av enaksiell belastning (K=0), K=0.5 og hydrostatisk belastning (K=1). Svart farge markerer trykkspenninger mens grå farge markerer strekkspenninger. Spenningenes størrelsen er proporsjonal med tykkelsen på linjene som forbinder partiklene.

5 KONKLUSJONER

Kompressibiliteten av reservoarsandsteiner er en funksjon av de spenningsendringene som oppstår i reservoaret som følge av at poretrykket reduseres. Den mekaniske responsen av reservoarbergartene er påvirket av inelastiske deformasjonsprosesser på kornskala som reflekterer sedimentærbergartens heterogene natur. Omregning av laboratoriedata fra hydrostatiske tester basert på elastistitetsteori bør derfor ikke ukritisk benyttes ved vurdering av materialoppførsel under andre spenningsforhold.

Type, mengde og styrke av intergranulær sement har avgjørende betydning for materialoppførsel. Den svakt sementerte sandsteinen viser økende kompressibilitet ved lavere spenningsveier. Dette i kontrast til den sterkere sandsteinen hvor laboratorieforsøkene viser avtagende kompressibilitet ved lavere spenningsveier. Forskjellen i materialoppførsel skyldes at den svakt sementerte sandsteinen undergår nesten ren kompasjon mens den sterkere sandsteinen viser dilatans som følge av induserte mikrosprekker. Tradisjonelt har slike kontraster i materialoppførsel vært knyttet til forskjeller i porøsitet. Styrke av intergranulære bånd representerer sannsynligvis en mer direkte årsakssammenheng.

Resultatene fra forsøkene utført på Etive sandsteinen viser at kompressibiliteten av svake reservoarsandsteiner varierer vesentlig avhengig av spenningsvei.

ETTERORD

Dette arbeidet er gjennomført med støtte fra EU Joule II prosjektet "Time dependent variations in effective in situ stresses caused by changes in reservoir pressure" gjennom kontrakt JOU2-CT93-0386, NFR prosjekt med samme navn gjennom prosjektnummer 30999/211 og Norsk Hydro. Lasse S. Pedersen og Lawrence W. Teufel ved New Mexico Institute of Mining and Technology, Douglas Rhett ved Phillips Petroleum Company Research Center og Geir S. Østby ved Norsk Hydro U&P Forskningssenter takkes for assistanse under gjennomføring av laboratorieprogrammet.

REFERANSER

1 Khan M. and Teufel L.W. 1996. Prediction of Production-Induced Changes in Reservoir Stress State Using Numerical Model, SPE 36697. Presented at 68th Conf. SPE, Denver, CO, October 6-9.

2 Johnsen, J.R., Rutledal, H. og Nilsen, D.E. (1995) " Jurassic reservoirs: Field examples from the Oseberg and troll fields; Horda platform Area" in: ed Hanslien, S. "Petroleum Exploration and Exploitation in Norway" p.199-235, NPF, Special Publication no. 4

3 Nærings- og energidepartementet (1996) "Faktaheftet Norsk Petroleumsvirksomhet 96" Oslo 125 pp.

4 Amundsen, O. (1995), "Determination of in situ stresses from Leakoff and extended leakoff tests in the Oseberg Field, North Sea" M.Sc. thesis, New Mxico Institute of Mining and Technology, pp.77

5 Lønø, G. (1994), " In situ stress measurements and rock mechanics testing of overburden rock from the Ekofisk field, North Sea" M.Sc. thesis, New Mxico Institute of Mining and Technology

6 Ruistuen, H. and Teufel, L.W. 1996. Analysis of the influence of stress path on compressibility of weakly cemented sandstones using lab. experiments and discrete particle models. Proc. 2nd Noth american Rock Mechanics Symposium, 1525-1531.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

Capillary effects on collapsible rocks under water injection

E. Papamichos, C.Ringstad
IKU Petroleum Research, Trondheim, Norway

M. Brignoli, F.J. Santarelli
Agip S.p.A., Milan, Italy

ABSTRACT: An elastic-plastic model is presented for describing the behavior of partially-saturated collapsible rocks. It extends the Mohr-Coulomb plasticity model to account for pore collapse behavior and considers the effect of partial saturation and capillary suction on the intergranular cohesion of the rock. Comparisons are made between theoretical and experimental results from hydrostatic compression and water injection tests on Pietra Leccese chalk showing the capability of the model in reproducing the behavior of such rocks.

1 INTRODUCTION

The paper addresses the behavior of a class of rocks which has been so far little studied within the rock mechanics discipline. In particular, it addresses the issues of partial rock saturation, and rock matrix collapse, which have been long recognized and studied in soil mechanics (for example Alonso *et al.* 1990, Toll 1990, Fredlund and Rahardjo 1993, and references therein), although limited modeling work has been performed with respect to collapsible soils (for example Lloret and Alonso 1980, Clemence and Finbarr 1981, Lagioia and Nova 1995). Partially-saturated, collapsible rocks, such as chalks and weak sandstones have in the recent years become the focus of increasing attention because they are often encountered in oil and gas reservoirs. For improved oil recovery operations, these reservoirs are often water injected, thus altering their initial water saturation. Partial-saturated, collapsible rocks are characterized by relatively high porosity and low strength. The porosity may range from 25 percent to as high as 50 percent in some cases. The grains of such materials are forming a structure which is held together through weak cementation and/or in the presence of a wetting fluid through capillary tensions.

An elastoplastic constitutive model which takes into account in a comprehensive manner the two effects of pore collapse and partial water saturation is presented. The model is used to back-analyze hydrostatic compression tests on Pietra Leccese chalk at various saturations, and simulate water injection tests on low saturation specimens (Papamichos *et al.* 1996). The Pietra Leccese chalk, is a high porosity, outcrop bio-calcarenite from the south of Italy. Its mineralogical composition is 93 % calcite, 6 % clays and micas, and 1 % quartz.

2 FORMULATION OF AN ELASTO-PLASTIC MODEL

In this section, the structure of an elastic-plastic model for partially-saturated, collapsible rocks is briefly outlined. A full description of the model is presented in Papamichos *et al.* (1996), together with its calibration procedure. The model captures the effect of capillary suction due to the partial saturation of the rock, and the collapse of the rock matrix as a result of the reduction of the capillary suction and ensuing reduction in intergranular cohesion.

The effect of capillary suction is modeled by a generalized effective stress σ'_{ij} given by

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - p_f \delta_{ij} \tag{1}$$

where σ_{ij} is the total stress, $p_f \geq 0$ the fluid suction, and δ_{ij} the Kronecker delta. The fluid suction p_f is a function of the saturation S and can be expressed as

$$p_f(S) = S p_{cp}(S) \tag{2}$$

where $p_{cp}(S)$ is the pore-water capillary suction. The concept of a generalized effective stress relating the total stresses and the pore-water capillary suction was initially proposed by Bishop (1959) and it is used to model the observed shrinkage of a solid during drying. Bishop's original expression contains a parameter χ in place of S in Eq.(2). This parameter is a measure of the tension bonds due to the pore-water capillary suction and takes the values of unity for a saturated solid and zero for a dry solid. The simplest form of χ that satisfies these requirements is $\chi = S$, as considered in Eq.(2), and it can be seen as a first order approximation to experimental data for the relation between χ and the saturation in various soils (Jennings and Burland 1962, Delage 1988). In rocks, the fluid suction p_f remains relatively small in comparison with the rock stiffness, and thus its contribution to the mechanical behavior of the rock remains generally small. As an example, the maximum p_f for the Pietra Leccese chalk is in the order of 1-2 MPa. A more significant contribution of the fluid suction p_f can be obtained if a different form of the parameter χ is considered. Schmitt *et al.* (1994) assumed $\chi = 1$, while Brignoli *et al.* (1995) assumed $\chi = \chi_i + (1 - \chi_i)S$ with $\chi_i = 0.17 - 0.3$ in order to explain the experimentally observed increase of the uniaxial compressive strength of various rocks with decreasing water saturation (Priest and Selvakumar 1982, Schmitt *et al.* 1994, Brignoli *et al.* 1994). However, such a significant contribution of the fluid suction p_f in the effective stress is in apparent contradiction with test data from water injection experiments under constant total hydrostatic stress (Papamichos *et al.* 1996). In these tests it was observed that even in the elastic regime water injection on low-saturated specimens resulted in specimen compaction instead of specimen dilation as would be the case if a significant fluid pressure was eliminated during water injection.

The relationship of the capillary suction p_{cp} with saturation S for a particular rock is described by the rock-fluid characteristic curve, which can be calculated from its pore-size distribution. For a given pore radius α, p_{cp} is obtained by the Laplace law as

$$p_{cp} = 2\gamma \cos\vartheta/\alpha \tag{3}$$

where $\gamma = 0.07275$ N/m is the interfacial tension between air and water at 25°C, and $\vartheta = 0°$ is the contact angle between the water and solid surfaces for fully-wetting conditions. In order that pores with radius α are filled with water, the sample saturation S must equal

$$S = \frac{1}{V_v}\int_0^{\alpha} V_p(r)dr \tag{4}$$

where V_v is the total pore volume and $V_p(r)$ is the pore volume for given pore radius r. The pore-size distribution can be obtained experimentally, through, for example, mercury porosimetry measurements.

Plastic yield is associated with an isotropic yield surface F, the size of which depends on the accumulated plastic strain parameter ψ and the degree of saturation S, that is $F(\sigma'_{ij}, \psi, S) = 0$. The total strain rate $\dot{\varepsilon}_{ij}$ is decomposed into two parts

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}^e_{ij} + \dot{\varepsilon}^p_{ij} \tag{5}$$

The elastic strain ε^e_{ij} is related to the effective stress σ'_{ij} by a linear elastic law as

$$\sigma'_{ij} = C^e_{ijkl}\varepsilon^e_{kl} \tag{6}$$

where the elastic stiffness tensor $C^e_{ijkl} = C^e_{ijkl}(S)$ is assumed a function of the saturation S. Time differentiation of Eq.(6) yields a relation between the effective stress rate $\dot{\sigma}'_{ij}$ and the elastic strain rate $\dot{\varepsilon}^e_{ij}$

$$\dot{\sigma}'_{ij} = C^e_{ijkl}\dot{\varepsilon}^e_{kl} + D^e_{ij}\dot{S}, \quad D^e_{ij} = \frac{dC^e_{ijkl}}{dS}\varepsilon^e_{kl} \tag{7}$$

In the present case, isotropic, linear-with-stress elasticity was considered. The Poisson's ratio ν was assumed to be constant since no significant variation was observed for the Pietra Leccese chalk. The single modification from isotropic, linear elasticity was made in the elastic shear modulus G, which was assumed a function of the capillary suction or alternatively the saturation, in which case

$$C^e_{ijkl} = G(S)\left[\frac{2\nu}{1-2\nu}\delta_{ij}\delta_{kl} + \delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}\right] \tag{8}$$

yielding the following expression for the elastic saturation tensor D^e_{ij}

$$D^e_{ij} = \frac{1}{G}\frac{dG}{dS}\sigma'_{ij} \tag{9}$$

The reason was the observed decrease of the shear modulus with increasing saturation.

The physical explanation for the decrease of elastic stiffness upon wetting lies on the fact that capillary suction results primarily in an increase of the intergranular cohesion of the material, as discussed extensively by Fredlund and Rahardjo (1993) in their analysis of the shear strength behavior of unsaturated soils. Thus, it is expected that all cohesion related parameters will be affected by the saturation, such as the elastic stiffness G, and the plastic tension cut-off q and pressure cap p_c parameters, introduced in the following. Initially it was considered to model the increase of elastic stiffness with drying through stress-dependent elasticity, where the shear modulus increases with increasing mean effective compressive stress. Drying corresponds to an increase of the mean effective compressive stress due to the increase of the fluid suction p_f, as can be seen in Eq.(1). However, triaxial compression tests at various confining stresses on specimens at the same saturation did not show significant stress dependent elastic behavior. The Poisson's ratio and the elastic shear modulus were obtained from the loading-unloading cycles of hydrostatic and triaxial compression tests on specimens of various saturations.

The plastic strain rate $\dot{\varepsilon}_{ij}^{p}$ is generally given by a non-associated flow rule

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{p} = \dot{\psi}\,\partial Q/\partial\sigma'_{ij} \tag{10}$$

where $Q = Q(\sigma'_{ij}, \psi, S)$ is the plastic potential function, and $\dot{\psi}$ a scalar function which can be obtained from the consistency condition $\dot{F} = 0$, as

$$\begin{aligned} \dot{\psi} &= \frac{1}{h}\frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} C^{e}_{ijkl}\dot{\varepsilon}_{kl} + \frac{1}{h}\left(\frac{\partial F}{\partial S} + \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} D^{e}_{ij}\right)\dot{S} \\ h &= \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} C^{e}_{ijkl}\frac{\partial Q}{\partial \sigma'_{kl}} - \frac{\partial F}{\partial \psi} \end{aligned} \tag{11}$$

The plastic loading criterion can be expressed in terms of the switch function $\langle 1 \rangle$ defined as follows

$$\langle 1 \rangle = \begin{cases} 1 & \text{for } F = 0 \text{ and } \dfrac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} C^{e}_{ijkl}\dot{\varepsilon}_{kl} + \left(\dfrac{\partial F}{\partial S} + \dfrac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} D^{e}_{ij}\right)\dot{S} > 0 \\ 0 & \text{for } F < 0 \text{ or } F = 0 \text{ and } \dfrac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} C^{e}_{ijkl}\dot{\varepsilon}_{kl} + \left(\dfrac{\partial F}{\partial S} + \dfrac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} D^{e}_{ij}\right)\dot{S} \le 0 \end{cases} \tag{12}$$

The effective stress rate $\dot{\sigma}'_{ij}$ can be determined from Eq.(7), using Eqs.(5), (10), and (11) as

$$\dot{\sigma}'_{ij} = C^{ep}_{ijkl}\dot{\varepsilon}_{kl} + D^{ep}_{ij}\dot{S} \tag{13}$$

where the tangent elastic-plastic stiffness C^{ep}_{ijkl} and saturation D^{ep}_{ij} tensors are given by

$$C_{ijkl}^{ep} = C_{ijkl}^{e} - \frac{\langle l \rangle}{h} C_{ijmn}^{e} \frac{\partial Q}{\partial \sigma'_{mn}} \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{st}} C_{stkl}^{e}$$
$$D_{ij}^{ep} = D_{ij}^{e} - \frac{\langle l \rangle}{h} C_{ijkl}^{e} \frac{\partial Q}{\partial \sigma'_{kl}} \left(\frac{\partial F}{\partial S} + \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{st}} D_{st}^{e} \right) \tag{14}$$

The total stress rate $\dot{\sigma}_{ij}$ can be obtained from Eq.(1), which can be combined with Eq.(13) to yield

$$\dot{\sigma}_{ij} = C_{ijkl}^{ep} \dot{e}_{kl} + P_{ij} \dot{S}, \quad P_{ij} = \frac{dp_f}{dS} \delta_{ij} + D_{ij}^{ep} \tag{15}$$

The employed yield surface is a modified Mohr-Coulomb yield function to include a pressure cap. It is described by the expression (Drescher *et al.* 1995)

$$F(\sigma'_{ij}, \mu, q, p_c, S) = \tau \left[\cos\theta - \frac{\mu}{\sqrt{3}} \sin\theta \right] - \mu (q - p) \sqrt{\frac{p + p_c}{q + p_c}} = 0 \tag{16}$$

where the following three invariants, termed the isotropic (mean) effective stress p, the shear stress intensity τ, and the Lode angle θ, have been introduced for the effective stress σ'_{ij}

$$p = \frac{1}{3} I_1, \quad \tau = \sqrt{J_2}, \quad \theta = \frac{1}{3} a\sin\left(-\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) \tag{17}$$

where I_1 is the first invariant of σ'_{ij}, and J_2, J_3 are the second and third invariant of the deviatoric stress s_{ij}, respectively. The yield function (16), has a square root singularity for values $p < -p_c$, while its derivative $\partial F / \partial p$ is singular when $p \leq -p_c$. These singularities cause computational problems in the analysis of hydrostatic compression tests. For these reasons, for $\tau = 0$ the simplified yield function

$$F(\sigma'_{ij}, q, p_c, S) = -(q - p) \frac{p + p_c}{q + p_c} = 0 \quad \text{if} \quad \tau = 0 \tag{18}$$

is used. In Eqs.(16), (18), the hardening/softening parameters q, p_c and μ represent the size of the yield surface. The parameters q and p_c are identified as the intercepts of F with the positive (tension cut-off) and negative (pressure cap) p-axis, respectively. The parameter μ conceptually replaces the sinus of the friction angle ϕ in the Mohr-Coulomb model. A comparison of Eqs.(16) with the Mohr-Coulomb yield function shows that the modified yield surface has been augmented with a square root term for the mean pressure p and a new parameter p_c related to the pressure cap. For the limiting value $p_c \to \infty$, the model reduces to the original Mohr-Coulomb yield surface. Figure 1 shows an illustration of the original and the modified Mohr-Coulomb yield surfaces in the τ-p plane for $\mu = 0.6$, $q = 5$ MPa, $p_c = 10$ MPa, and conditions of conventional triaxial compression. For simplicity, an associated flow rule is considered in which case F serves also as the plastic potential function, that is $Q = F$.

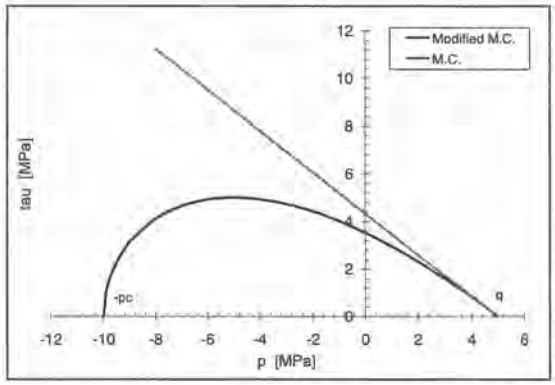


Figure 1. Illustration in the τ-p plane of the original and modified Mohr-Coulomb yield surfaces.

The parameter q is expressed as a function of S, that is $q = q(S)$, and the parameter p_c as a function of S and the accumulated plastic volumetric strain v^p, that is $p_c = p_c\left(S, v^p\right)$, where v^p is defined as

$$v^p = \int \dot{v}^p dt, \qquad \dot{v}^p = \dot{\varepsilon}^p_{kk} = 3\dot{\psi}\,\partial F/\partial I_1 \tag{19}$$

The modification to include the pressure cap was necessary to model the compactive behavior of collapsible rocks. The cohesion-related tension cut-off q and pressure cap p_c parameters are functions of the saturation following the physical arguments already discussed. Moreover, p_c is hardening with the plastic volumetric strain v^p as customary in cap models. The pressure cap parameter can be calibrated from hydrostatic compression tests on specimens at various saturations, and the parameters q, and μ from triaxial compression tests at various confining stresses and specimen saturations.

The model was calibrated for the Pietra Leccese chalk. The rock-fluid characteristic curve was calculated using Eqs.(3), (4) from the pore size distribution in Figure 2, and was approximated by

$$p_{cp} = p_{f0}\exp\left(-p_{f1}S^{p_{f2}}\right) + p_{f3}(1-S) \tag{20}$$

Figure 3 shows a plot of the pore fluid suction $p_f = Sp_{cp}$, which enters the expression for the effective stress in partially-saturated materials. Figure 4 shows the relation of the elastic shear modulus G, the tension cut-off q, and the pressure cap p_c parameters with the saturation S and the plastic volumetric strain v^p, They were approximated by

$$G = G_0 + G_1/S^2 \tag{21}$$

$$q = q_0 + q_1\exp(-q_2 S)$$

$$p_c = \frac{p_{v0} + p_{v1}\left|v^p\right| + p_{v2}\left|v^p\right|\ell n\left|v^p\right| + p_{v3}\sqrt{\left|v^p\right|}}{1 + p_{s0}\ell n S} \tag{22}$$

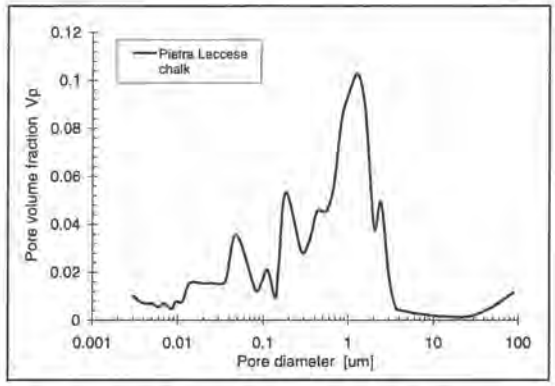


Figure 2. Pore size distribution of Pietra Leccese chalk obtained from mercury intrusion porosimetry.

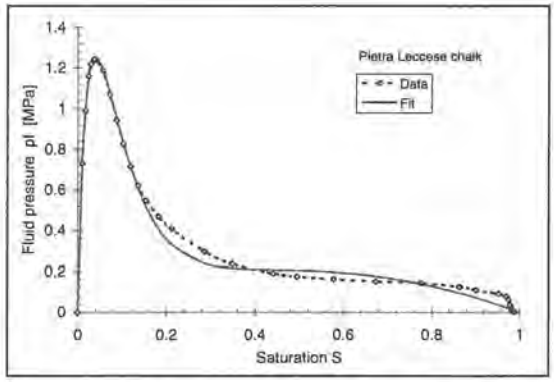


Figure 3. Pietra Leccese chalk: Fluid suction p_f as a function of saturation S.

The material constants appearing in Eqs.(20) to (22) as well as the Poisson's ratio ν and friction parameter μ are listed in Table 1.

Table 1. Material constants for Pietra Leccese chalk.

p_{f0} [MPa]	113.9	q_0 [MPa]	6.25
p_{f1} [-]	16.018	q_1 [MPa]	11.2601
p_{f2} [-]	0.77598	q_2 [-]	24.4519
p_{f3} [MPa]	0.8	p_{s0} [-]	0.132206
G_0 [MPa]	3087.9	p_{v0} [MPa]	22.0
G_1 [MPa]	0.53148	p_{v1} [MPa]	758.02
ν [-]	0.18	p_{v2} [MPa]	556.147
μ [-]	0.7294	p_{v3} [MPa]	301.676

3 ANALYSIS OF EXPERIMENTAL RESULTS

The capabilities of the model in reproducing the behavior of Pietra Leccese chalk were tested against experimental results from hydrostatic compression tests on specimens of various water saturations and water injection tests at various constant hydrostatic stress levels.

Figure 5 shows experimental data and theoretical results from hydrostatic compression tests on specimens with saturation $S = 0.013$, 0.019, 0.047, and 1. The simulations compare well with the experimental data showing that the model can simulate properly the saturation-dependent elastic stiffness during the initial part of the test, the saturation-dependent hydrostatic stress at pore collapse, and reasonably well the post-collapse behavior of Pietra Leccese chalk.

Figure 6 shows a plot of the experimental results of three water injection tests at hydrostatic stress $p = -10$ MPa, -20 MPa, and -40 MPa, on specimens with initial saturation 0.013 or 0.019. The results from the hydrostatic tests on specimens of saturation 0.013, 0.019, and 1 are superimposed in the figure for comparison. Water injection was performed by flowing equilibrium water through the specimen at a constant flow rate without significant pore pressure built-up in the specimen. The specimens water injected at $p = -10$ MPa and -20 MPa were cycled before and after water injection. In both cases the material exhibited elastic behavior. The back analysis of the water injection tests and the comparison with the experimental data is presented in Figure 7a,b. The specimens water injected at $p = -10$ MPa, and -20 MPa remain always at the elastic regime of deformation even after water injection, while the water-injected specimen at $p = -40$ MPa enters the plastic regime of deformation and experiences pore collapse during the water-injection phase. In all cases, after water injection the total volumetric strain approaches the strain experienced by the water-saturated specimen at the respective stress level. The simulations compare well with the experimental data, and the model can simulate properly the saturation dependent elastic stiffness during the initial loading part of the test, the additional compaction during the water-injection phase at both the elastic and plastic regimes, and the elastic stiffness during the unloading part of the test. The specimen straining during water injection comprises of three parts:

(i) a dilatant part due to the elimination of the capillary suction, which essentially results in a reduction of the effective compressive stress,
(ii) a compactive elastic part due to the reduction of the elastic stiffness with increasing water-saturation, and finally
(iii) a compactive plastic part for the specimen water injected at $p = -40$ MPa due to the plastification and softening of the pressure cap with increasing water saturation.

In the experimental data, the dilatant part of deformation dominates immediately upon water injection, while in the theoretical simulations it dominates towards the end of water injection, as it can be seen in Figure 7a. This, however, should not be considered as a weakness of the theoretical model as the micro-mechanical action of changes in the water saturation of the specimen are time dependent and surely not the focus of the developed continuum model. The results show that if a low saturation specimen is

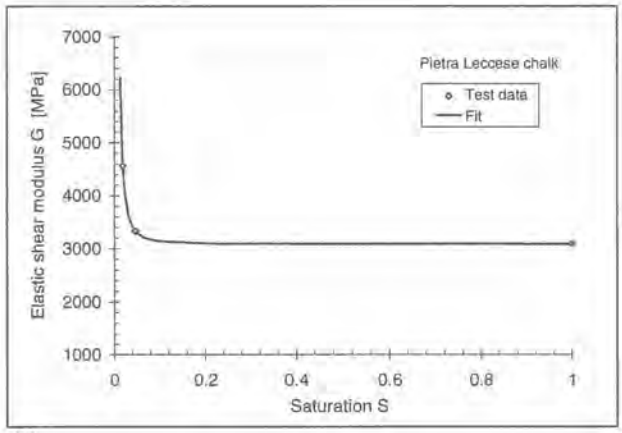
subjected to water injection at a stress level above the pore collapse stress of the fully-saturated material, the additional water injection related compaction may be dramatic.

The specimen water injected at p = –40 MPa was subsequently dried, saturated at 0.013, reloaded to -30 MPa, water-injected, reloaded up to -40 MPa and unloaded. Figure 7c shows a plot of the hydrostatic stress versus the volumetric strain that combines both phases of the test together with the simulation results. The comparison of the simulation with the experimental data shows that the model performs satisfactorily in capturing the essential features of the test, and especially the magnitude of the additional compaction during the water injection phase. It is noted that the specimen in this test may have been disturbed to some extent during the procedure of loading, drying and subsequent reloading. The results show that water injection of a specimen that has already experienced pore collapse does not show significant compaction, demonstrating the irrecoverable nature of the pore collapse mechanism.

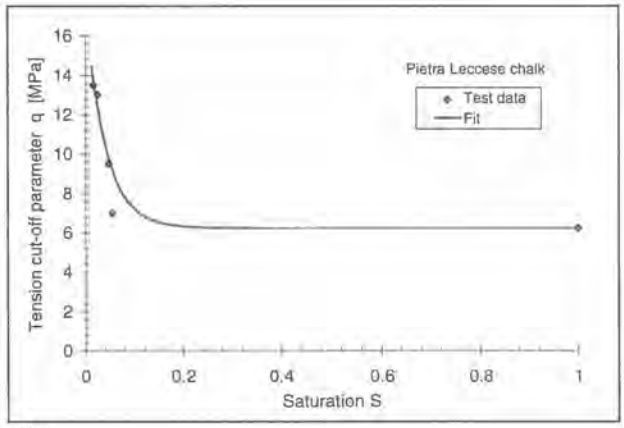
4 CONCLUSIONS

Experimental results on a partially-saturated collapsible rock showed that Bishop's generalized effective stress principle is not adequate to explain the observed behavior of the tested rocks, as it has been suggested (for example Schmitt *et al.* 1994, Brignoli *et al.* 1994) but disputed by several investigators (for example Toll 1990, Fredlund and Rahardjo 1993). In the present modeling approach it has been only considered for modeling the observed dilation of the material during increasing water saturation. The magnitude of this dilation is relatively small in rocks but can be more significant in soils, which typically have a stiffness one order of magnitude smaller than rocks. In the proposed constitutive model, the capillary suction or invariably the saturation were assumed to affect primarily the material properties that can be related with the intergranular cohesion of the material. In other words, the capillary menisci forming in the boundaries of grains can be thought as means of increasing the contact cementation of the material. In some chalks, capillary menisci formed by connate water are stable up to a temperature of 300°C, and they constitute the only cohesional force between the coccoliths that form the structure of the material (Piau and Maury 1994). Properties that are primarily affected by the intergranular cohesion are the elastic stiffness of the material, the Mohr-Coulomb cohesion or alternatively the tension cut-off parameter, and the plastic pressure cap parameter related with the pore collapse behavior and structure destabilization of the rock. The proposed model builds upon the well-established for a variety of rocks and soils Mohr-Coulomb theory of elasto-plasticity by including a pressure cap and considering the dependency of the above mentioned material properties from water saturation.

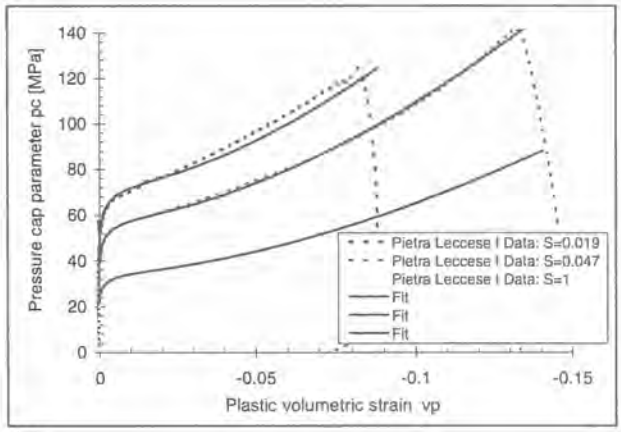
The computational results showed that the proposed elastic-plastic constitutive model for partially-saturated collapsible rocks can be used, in most cases, for successfully simulating the observed complex behavior of Pietra Leccese chalk during hydrostatic compression tests, including water-injection programs. The model simulates properly the saturation-dependent elastic and elasto-plastic stiffness of the rock, it can predict the likewise saturation-dependent stress for pore collapse, and the additional compaction during water injection at constant stress.



(a)



(b)



(c)

Figure 4. Pietra Leccese chalk: (a) Elastic shear modulus G versus saturation S, (b) Tension cut-off q versus saturation, and (c) Pressure cap parameter p_c versus saturation and plastic volumetric strain v^p.

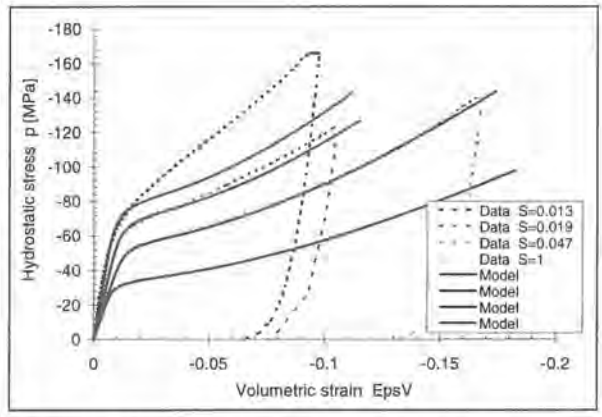


Figure 5. Pietra Leccese chalk: Theoretical simulations and experimental results for hydrostatic compression tests on specimens of various saturations S.

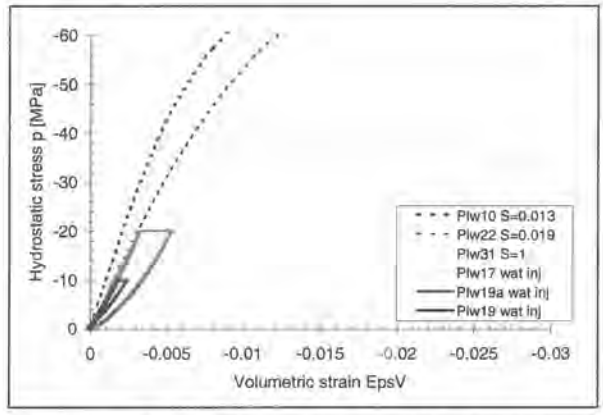
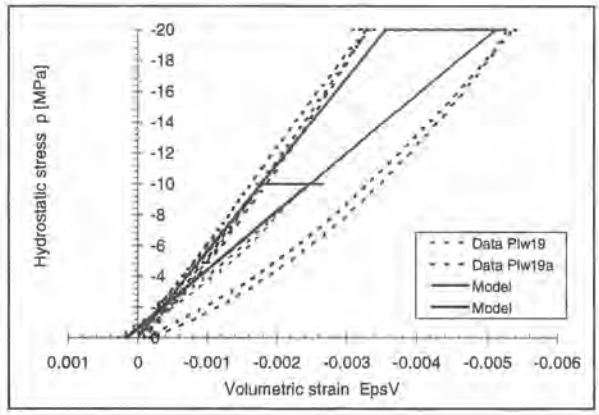
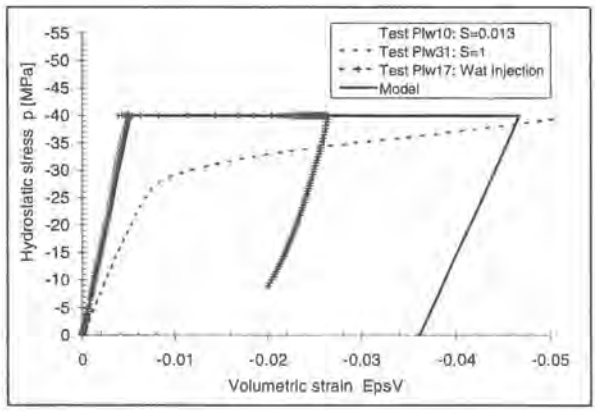


Figure 6. Pietra Leccese chalk: Experimental results of hydrostatic compression tests on specimens of various saturations S, and water injection tests at hydrostatic stress p=-10 MPa, -20 MPa, and -40 MPa.

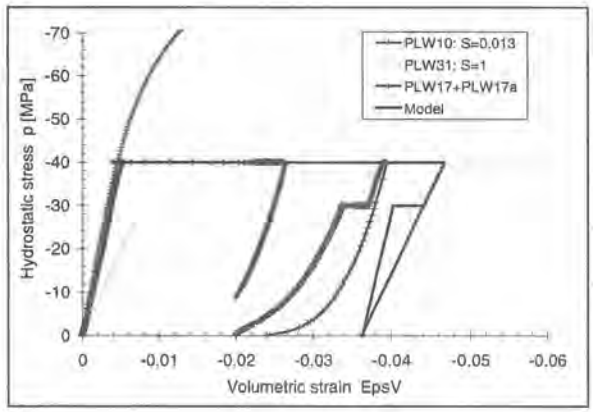
In reservoir rock formations typical water saturations due to connate water can be quite small, as for example in the North Sea chalk reservoirs where initial water saturations in the range of 5-10 percent are reported (Andersen *et al.* 1992). In such levels of saturation, the results demonstrate the potential significance of capillary effects on the mechanical response of reservoir rocks, a mechanism that has been largely underestimated in reservoir management. In particular, water injection in reservoirs where the rock is in the plastic state may have spectacular consequences in terms of oil recovery as it will not only produce spontaneous compaction but also increase greatly the rock compressibility. This mechanism may explain the extraordinary recovery efficiency experienced during water-flooding in some of the North Sea chalk reservoirs.



(a)



(b)



(c)

Figure 7. Pietra Leccese chalk: Theoretical simulations and test results for hydrostatic compression tests with water injection at (a) p=-10 MPa, and -20 MPa, (b) p=-40 MPa, and (c) p=-40 MPa followed by unloading, drying, reloading and re-water injection. In (b), (c) the test results for hydrostatic tests on specimens with saturation S=0.013 and 1 are superimposed for comparison.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors wish to thank Norsk Agip AS for supporting this research and granting permission for publication.

REFERENCES

Alonso E.E., A. Gens and A. Josa 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40, 3: 405-430.

Andersen M.A., N. Foged and H.F. Pedersen 1992. The rate-type compaction of a very weak North Sea chalk. *Proc. 33rd U.S. Symp. on Rock Mechanics, Tillerson and W. Wawersik (eds), 253-262, Rotterdam: Balkema.*

Bishop A.W. 1959. The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad* 39: 859-863.

Brignoli M., E. Papamichos and F.J. Santarelli 1995. Capillary effects in sedimentary rocks: application to reservoir water-flooding. *Proc. 35th U.S. Symp. on Rock Mechanics*, J.J.K. Damen and R.A. Schultz (eds.), Lake Tahoe, 619-625, Rotterdam: Balkema.

Brignoli M., F.J. Santarelli and C. Righetti 1994. Capillary phenomena in an impure chalk. SPE/ ISRM 28135, *Proc. EUROCK '94 Rock Mechanics in Petroleum Engineering*, Delft, 837-843, Rotterdam: Balkema.

Clemence S.P. and A.O. Finbarr 1981. Design considerations for collapsible soils. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 107, GT7: 305-317.

Delage P. 1988. Aspects du comportment des sols non saturès. *Revue Française de Géotechnique* 40: 33-43.

Drescher A., B. Birgisson and K. Shah 1995. A model for water-saturated sand. *Numerical models in Geomechanics NUMOG V*, G.N. Pande and S. Pietruszczak (eds.), Davos, 209-212, Rotterdam: Balkema

Fredlund D.G. and H. Rahardjo 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils.* New York: John Wiley & Sons.

Jennings J.E.B. and J.B. Burland 1962. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique* 12, 2: 125-144.

Lagioia R. and R. Nova 1995. An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. *Géotechnique* 45, 4: 633-648.

Lloret A. and E.E. Alonso 1980. Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behavior. *Géotechnique* 30, 4: 449-477.

Papamichos E., M. Brignoli and F.J. Santarelli 1996. An experimental and theoretical study of a partially-saturated collapsible rock. *Mech. Cohesive-Frictional Materials* (accepted).

Piau J.-M. and V. Maury 1994. Mechanical effects of water injection on reservoir chalks. SPE/ISRM 28133, *Proc. EUROCK '94 Rock Mechanics in Petroleum Engineering*, Delft, 819-827, Rotterdam: Balkema.

Priest S.D. and S. Selvakumar 1982. The failure characteristics of selected British rocks. *Report to the Transport and Road Research Laboratory, Dept. of the Environment and Transport*, Imperial College of Science & Technology, London.

Schmitt L., T. Forsans and F.J. Santarelli 1994. Shale testing and capillary phenomena. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 31, 5: 411-427.

Toll D.G. 1990. A framework of unsaturated soil behaviour. *Géotechnique* 40, 1: 31-44.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

Logging av mekaniske parametre

Arne Marius Raaen
Statoil, Trondheim

Sammendrag

Kjennskap til formasjonenes mekaniske egenskaper har en rekke anvendelser i petroleumsindustrien. Estimering fra brønnlogger er en viktig kilde for slike data. Metodene har generelt vært hel-empiriske, basert på korrelasjoner mellom f.eks. sonisk logg eller porøsitet og styrke. En ny metode utviklet ved IKU, som baserer seg på en fysisk modell for bergarters respons under belastning, er testet i Statoil med lovende resultater.

Summary

A knowledge of the mechanical properties of sub-surface formations is required for a number of applications in the petroleum industry. Estimation from well logs is an important source for such data. The methods employed have in general been empirical, based on correlations between e.g. sonic velocity or porosity and strength. A new method, developed at IKU, which is based on a physical model of the response of rocks during loading, has been testet at Statoil with encouraging results.

Innledning

Kjennskap til bergartenes mekaniske egenskaper, dvs styrke og stivhet, er av betydning for en rekke anvendelser ved produksjon av olje og gass. De fire viktigste områdene er per i dag:

- Evaluering av brønnstabilitet under boring.
- Vurdering av potensialet for sandproduksjon, og valg av kompletteringsløsninger i svake formasjoner.
- Beregning av reservoar-kompaksjon og overflate-nedsynkning.
- Estimering av sprekkevekst i høyde og lenge i forbindelse med hydraulisk oppsprekking av reservoarer.

For en introduksjon til anvendelser av bergmekanikk i petroleumsindustrien, vises til Fjær *et al.* (1992).

Den sikreste kilde til bergmekaniske egenskaper for nedihulls formasjoner har tradisjonelt vært bergmekaniske tester på plugger boret ut fra kjerner tatt fra borehullet. På grunn av de store kostnadene med kjerneboring (og testing), gir imidlertid slike tester et begrenset datagrunnlag: Langt fra alle brønner blir kjernetatt, og i de brønner som blir kjernetatt, vil en kunne gjøre bergmekaniske tester bare for noen få utvalgte dybder.

I tillegg kommer det forhold at kjernene blir utsatt for betydelige påkjenninger under kjerneboring: Ved utboringen avlastes først de *in situ* anisotrope spenningene til en hydrostatisk spenning, som i neste steg avlastes til null når kjernen trekkes ut av hullet.

Avlastningens betydning for de mekaniske egenskapene til kjernene er bl.a. diskutert av Holt *et al.* (1994). Videre vil kjernene utsettes for mekaniske belastninger utover det som skyldes avlastning, både under utboring, trekking ut av hullet og transport til laboratoriet.

På grunn av kostnadene og den tekniske usikkerheten ved kjernetesting, har oljeindustrien derfor sett etter alternative, indirekte metoder for estimering av mekaniske egenskaper for nedihulls formasjoner. To hovedruter har vært fulgt: estimering av mekaniske egenskaper fra *brønnlogger* og fra *borekaks*. I denne artikkelen skal vi konsentrere oss om det som er gjort basert på brønnlogger. Vi gir en oversikt over den del empiriske metoder (basert på akustikk og porøsitet) som har vært brukt, og vil videre diskutere en ny metode som ser ut til å ha et betydelig potensiale.

Empiriske metoder: Sonisk hastighet

Siden en akustisk bølge er en mekanisk forstyrrelse, er sonisk logg en primær kandidat for estimering av mekaniske parametre. En sonisk logg opererer i frekvensområdet 1 kHz til 20 kHz. Tradisjonelt ble sonisk logg brukt til å bestemme formasjonens kompresjons-hastighet, men i de senere år har det blitt mer og mer vanlig også å kunne tolke skjær-bølgehastighet og også andre bølgemodi. (Se Paillet & Cheng, 1991, for en grundig behandling, eller Fjær *et al.*, 1992, for en kort introduksjon).

Et viktig problem i forbindelse med den soniske logg, er at den måler *dynamiske* mekaniske egenskaper, mens det som behøves for styrkeberegning er de *statiske* egenskaper.

Et eksempel på en tidlig bruk av sonisk logg er Tixier *et al.* (1975). De beregnet en kombinasjon av dynamiske moduli basert på sonisk logg, og brukte størrelsen på den beregnede verdien til å vurdere om sandkontroll var nødvendig eller ikke.

Coates and Denoo (1981) gikk et skritt videre, og beskrev en metode for å estimere bergartens uniaksielle kompresjonsstyrke. De baserte seg på en korrelasjon mellom Young's modulus og styrke, utviklet av Deere and Miller (1966), og brukte i tillegg en udokumentert metode for omregning av den målte akustiske hastighet. (Se for øvrig Fjær *et al.*, 1992, kapittel 8, hvor det vises at omregningen kan betraktes som en konvertering fra dynamiske til statiske elastiske moduli).

Coates og Denoo's metode var kjernen i MechPro, som en tid var Schlumberger's verktøy for estimering av mekaniske egenskaper. Se f.eks. Anderson *et al.* (1986) og Bruce (1990).

Ifølge Coates og Denoo's metode, er enaksiell kompresjonsstyrke i hovedsak proporsjonal med sonisk kompresjonshastighet i 4. potens. En slik oppførsel er i sterk kontrast til de resultater som ble vist av Santarelli *et al.* (1991), som fant at det idet hele var dårlig korrelasjon mellom akustisk hastighet og styrke.

Det synes derfor klart at en empirisk korrelasjon mellom akustisk egenskaper og styrke ikke vil kunne ha allmenn gyldighet, men at en må baserer seg på lokale korrelasjoner med en begrenset gyldighet.

Empiriske metoder: Porøsitet

Siden en kan forvente at styrke avtar med porøsitet, er logg-basert porøsitet en annen primær kandidat for empirisk styrke-estimering. Eksempler på bruk av porøsitet, med rimelig gode resultater innen begrenset litologi-variasjon er f.eks. Farquhar *et al.* (1994) og Sarda *et al.* (1993). Santarelli *et al.* (1991) fant en bedre korrelasjon mellom porøsitet og styrke enn mellom sonisk hastighet og styrke, for et datasett med noe mer spredning i egenskapene. Deres data viste likevel enn spredning i styrke på en faktor 3-4 for en gitt porøsitet, noe som er alt for mye for en akseptabel estimering av styrke. Plumb (1994) viste tilsvarende at det er mulig å definere en øvre grense for styrke basert på porøsitet, men at variasjonen under denne øvre grense er svært stor.

Konklusjonen for empiriske korrelasjoner basert på porøsitet blir derfor som for akustikk: En kan kun forvente å få gode resultater innenfor begrensede variasjoner i litologi.

Et skritt videre: FORMEL

Basert på diskusjonen over, synes det klart at det er behov for å angripe dette problemet på en noe mer fundamental måte enn ved rene empiriske korrelasjoner. IKU har i en årrekke arbeidet med bergarters mekaniske og akustiske egenskaper, og med sammenhenger mellom bergarters statiske egenskaper og dynamiske egenskaper. Som en del av dette arbeidet, er det utviklet en modell for estimering av mekaniske egenskaper fra logger, FORMEL (FORmation MEchanics Logging). FORMEL er essensielt en konstitutiv modell for svake sandsteiner, laget med tanke på estimering av mekaniske egenskaper fra logger (Fjær, 1997).

FORMEL er basert på to hovedidéer:

- Gi en forenklet beskrivelse av de viktigste mekaniske prosesser som foregår i en bergart under belastning
- Velg parametrene i denne beskrivelsen slik at de består av to hovedsett: Et som kan bestemmes fra logger, og et som kan bestemmes fra laboratorie-eksperimenter, og som er slik at det varierer lite fra lokasjon til lokasjon

FORMEL er altså ikke et forsøk på beregning av mekaniske egenskaper fra logger basert på "first principles" - det vil nok ennå gå lang tid før forståelsen av bergarters mekaniske egenskaper er på et slikt nivå et det vil være tenkelig.

Statoil brukt FORMEL aktivt i forbindelse med sandprediksjon, og resultatene er oppmuntrende. Raaen *et al.* (1996) rapporterte at FORMEL ser ut til å gi en rimelig god estimering av styrke, og det ser videre ut til at målet om at kalibrering skal være lite lokasjonsavhengig er oppnådd.

Konklusjon

Vi har diskutert en del hel-empiriske metoder for estimering av styrke fra brønnlogger, og funnet at en ikke kan forvente at generelle korrelasjoner vil gi gode resultater. Vi har videre sett på en modell utviklet ved IKU, hvor en har prøvd å legge inn en del viten om bergarters oppførsel under belastning. Metoden har gitt lovende resultater, og er brukt aktivt i Statoil i forbindelse med vurdering av potensialet for sandproduksjon.

Referanser

ANDERSON, R., COATES, G.R., DENOO, S., EDWARDS, D.& RISNES, R., 1986:
Formation Collapse in a Producing Well.
The Technical Review **34**, 29-32.

BRUCE, S.,1990:
A Mechanical Stability Log.
Paper SPE 19942 presented at the 1990 IADC/SPE Drilling Conference, Feb. 27 - Mar. 2.

COATES, G.R. & DENOO, S.A,1981:
Mechanical Properties Program using Borehole Analysis and Mohr's Circle.
SPWLA 22nd Annual Logging Symposium (1981), Paper DD.

DEERE, D.U. & MILLER, R.P., 1966:
Engineering classification and index properties for intact rock.
Technical report Air Force Weapons Laboratory AFWL-TR-65-116, (1966).

FARQUHAR, R.A., SOMMERVILLE, J.M. & SMART, B.G.D., 1994:
Porosity as a Geomechanical Indicator: An Application of Core and Log Data and Rock Mechanics.
Paper SPE 28853 presented at the 1994 European Petroleum Conference, Oct. 25-27.

FJÆR, E. 1997:
Relations between Static and Dynamic Moduli of Weak Sandstones.
Under utarbeidelse.

FJÆR, E, HOLT, R.M., HORSRUD, P., RAAEN, A.M. & RISNES, R., 1992:
Petroleum Related Rock Mechanics.
Elsevier Science Publishers, Amsterdam.

HOLT, R.M., BRIGNOLI, M., FJÆR, E., UNANDER, T. E., & KENTER, C J., 1994:
Core damage effects on compaction behaviour.
In *Rock Mechanics in Petroleum Engineering*, Proceedings of Eurock' 94, Aug. 29-31.

PAILLET, F. L. & CHENG, C. H., 1991:
Acoustic waves in boreholes.
CRC Press, Boca Raton.

PLUMB, R.A., 1994:
Influence of composition and texture on the failure properties of clastic rocks.
In *Rock Mechanics in Petroleum Engineering*, Proceedings of Eurock' 94, Aug. 29-31.

RAAEN, A. M., HOVEM, K. A., JØRANSON, H. & FJÆR, E, 1996:
FORMEL: A Step Forward in Strength Logging.
Paper SPE 36533 presented at the 1996 SPE Annual Technical Conference and Exhibition, Oct. 6-9.

SANTARELLI, F.J., DUSSEAULT, M. B. & YASSIR, N.A., 1991:
Estimating Rock Mechanics Properties in Petroleum Engineering Practice: Problem Statement.
Report of the ISRM/SPE Joint Commission on Rock Properties for Petroleum Engineers.

SARDA, J.-P., KESSLER, N., WICQUART, E, HANNAFORD, K. & DEFLANDRE, J.-P.,1993:
Use of Porosity as a Strength Indicator for Sand Production Evaluation.
Paper SPE 26454 presented at the 1993 SPE Annual Technical Conference and Exhibition, Oct. 3-6

TIXIER, M. P., LOVELESS, G.W. & ANDERSON, R.A., 1975:
Estimation of Formation Strength from the Mechanical Properties Log.
Journal of Petroleum Technology, March 1975, 283-293.

Head of Well Management Helge Toreby
BP Norge

EVALUERING AV KOMPLETTERINGS-STRATEGI PÅ GYDAFELTET

Skriftlig materialet ikke innlevert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

Sandproduksjon - og prediksjon: Laboratorie - og numerisk simulering.

Johan Tronvoll, IKU Petroleumsforskning a.s, Trondheim

Sammendrag

Felterfaringer har demonstrert nødvendigheten av god kontroll over potensiell sandproduksjon under produksjon av olje og gass gjennom prediksjon og simulering av forholdene i formasjonen rundt brønnen, fornuftige sandkontrolltiltak og god monitorering/styring av produksjonen. De senere års forskning har ført til etablering av numeriske, semi-analytiske og empiriske modeller som med rimelig sikkerhet predikterer betingelsene for initsiell sandproduksjon. Prediksjoner av volumetrisk fluks av sand og livsløpsimuleringer er fremdeles på forskningsstadiet. De praktiske utfordringer innen sandprediksjon i dag er innhenting av tilstrekkelig relevant felt-informasjon og etablering av en modell for simulering og prediksjon. Videre er minimalisering av ulempene forbundet med aktiv sandkontroll en betydelig utfordring, hvor den potensielle produktivitetsgevinst er betydelig.

1. Innledning

1.1 Årsaker til sandproduksjon

Sandproduksjon i olje/gassbrønner representerer en betydelig produksjons-begrensning i en rekke reservoarer. I tillegg representerer sandproduksjon en viss sikkerhetsrisiko og i enkelte tilfeller et miljøproblem. Sandproduksjon oppstår normalt ved at skjærspenningene rundt en brønn, eventuelt en perforerings-kavitet, overskrider formasjonens skjærstyrke. Skjærspenningene nær brønnen påvirkes i første rekke av formasjonsspenningene initsielt og av brønntrykket. I tillegg vil skjærspenningsfordelingen rundt brønnen påvirkes av poretrykket lokalt i materialet, som tildels bestemmes av brønntrykket ved at poretrykket ved brønnveggen er lik dette og dels av formasjonens permeabilitet. Produksjon av hydrokarboner forutsetter at brønntrykket er lavere enn poretrykket, slik at poretrykksgradienter, og dermed skjærspenningsgradienter, oppstår lokalt rundt brønnen. Gradientenes størrelse vil være avgjørende for produksjonsraten og risiko for sandproduksjon.

Etter noen tids produksjon vil reservoaret gradvis depleteres, slik at poretrykket faller globalt. Dette medfører at effektivspenningene (differansen mellom total spenning og poretrykk) øker. Dette påvirker skjærspenningfordelingen nær brønnen på en slik måte at sandproduksjonsrisikoen øker ytterligere. I tillegg vil brønntrykket måtte senkes for å opprettholde stabil produksjon, hvilket medfører økt mekanisk belastning av formasjonen rundt brønnen.

I mange formasjoner vil mekanisk ustabilitet av brønnen ikke medføre betydelig sandproduksjon. Dette kan skyldes materialets post-brudd stabilitet, som er relatert til gjenværende friksjonskrefter mellom partikler eller større klustere av partikler. Også karakteristiske avskallinger er observert eksperimentelt, noe som skyldes at brudd i sandstein ofte oppstår som følge av lokalisering av plastiske skjærdeformasjoner (se også Figur 2.2). Disse bruddsonene vil kunne destabiliseres som følge av hydrodynamisk belastning, store deformasjoner og gravitasjon. Felt-observasjoner og eksperimentelle studier har avdekket en rekke faktorer som vil påvirke risikoen for sandproduksjon:

- Formasjonens mekaniske styrke og anisotropi
- Reservoarets spenningsnivå og spennings-anisotropi
- Bunnhullstrykk relativt til reservoarspenningene
- Grad av depletering
- Poretrykksgradienter og strømningshastigheter
- Hullets diameter (perforering eller åpent hull)
- Vanngjennombrudd
- Brønn-innstengningsprosedyrer og antall innstengninger
- Fluid innstrømningsgeometri (relatert til permeabilitetsanisotropi og nærbrønns-geometri)
- Perforeringsskade

Prediksjon av sandproduksjonspotensialet gjennom identifisering av høy-risiko soner og kvantifisering av kritisk brønntrykk som funksjon av depletering er avgjørende ved valg av kompletteringsløsning. Sandproduksjonsrisikoen vil i tillegg kunne påvirke plassering av brønner og valg av utbyggingsløsning.

1.2 Konsekvenser av sandproduksjon

Sandproduksjon vil normalt ha som konsekvens at slitasjen på produksjonsutstyret øker dramatisk, separatorer må tømmes for sand, brønnen fylles gradvis med sand og medfører etter hvert økte trykkfall langs brønnbanen. I gassbrønner, hvor strømningshastighetene er høye, vil slitasjen på utstyret være særdeles høy som følge av sandproduksjon, og en eventuell lekkasje vil kunne få katastrofale følger. Dette er i høy grad en relevant problemstilling på norsk sokkel, hvor gassproduksjon får en stadig større betydning. Ved produksjon av tung-olje ('heavy-oil'), som eksempelvis i Alberta i Canada og i Venezuela, vil sandproduksjon være uunngåelig, og, i endel tilfeller, direkte ønskelig for i det hele tatt å produsere reservoaret. Tabell 1.1 viser en kvalitatativ vurdering av konsekvensene av sandproduksjon.

1.3 Sandkontroll og 'sand management'

Begrepet sandkontroll har en lang tradisjon innen petroeleumsindustrien. Gruspakking av brønner er en mye benyttet metode. På Gullfaks-feltet i Nordsjøen er en rekke brønner gruspakket p.g.a. høy risiko for sandproduksjon. Dette har eliminert produksjonsbegrensningene med hensyn til kritiske trykkfall og brønntrykk.

Tabell 1.1: Mulige konsekvenser av sandproduksjon under forskjellige forhold.

Omgivelser	Kritisk	Uheldig	Fordelaktig
Høy-hastighets brønner	††		
Gassbrønner	†††		
Satelittbrønner	†		
Subsea-brønnhoder		!!!	
Overflate brønnhoder		!!	
Separator		!!	
Lav PI brønner			$$
Tung-olje reservoar			$$$
Asfalten-utfelling soner			!

Gruspakking av disse brønnene har imidlertid hatt som konsekvens en reduksjon av produktivitet grunnet eksempelvis tilplugging av finpartikler. Dette er oftest leirmineraler i formasjonen som kan mobilseres p.g.a. strømningen i porene eller endre volum p.g.a. kontakt med vann av annen salinitet enn den lokale for vedkommende formasjon grunnet vanngjennombrudd fra andre formasjoner. Kjemiske fellingsreaksjoner vil også kunne oppstå og forårsake reduksjoner i permeabiliteten. Tabell 1.2 viser en oppstilling over endel vanlige sandkontroll metoder og ulemper knyttet til disse. I tillegg til de fysiske ulempene knyttet til de enkelte metodene og relaterte produksjonsbegrensninger, kommer direkte kostnader til utstyr, innstallasjon og forsinket produksjon. Kostnadene spiller en gradvis viktigere rolle etter som marginale felt settes i produksjon.

I lys av ulempene ved sandkontroll (Tabell 1.2) og betydningen av eventuell sandproduksjon (Tabell 1.1), bør grad av sandkontroll vurderes i forhold til sikkerhetsrisiko (fare for utblåsning og brann, utstyrsskade), økonomisk profitabilitet (redusert produktivitet og installasjonskostnader) og miljømessige forhold (f.eks. utslipp eller deponering av sand).

'Sand management' er i dette lys en del av en prosess som inngår som et element i feltutbyggings - og reservoarstyrings planene, og vil i betydelig grad påvirke kompletteringsfilosfien gjennom prediksjon av kritiske parametere.

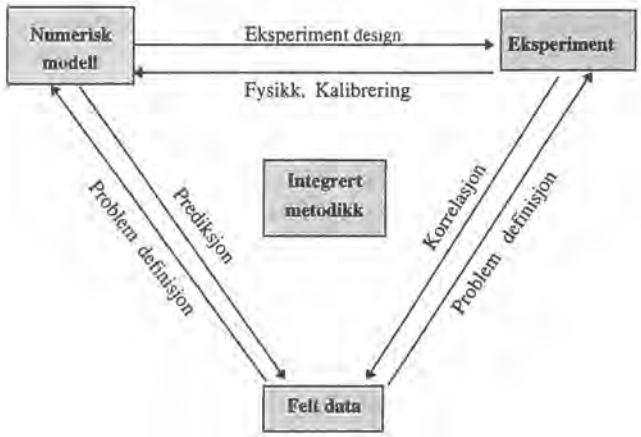
Tabell 1.2: Ulemper ved forskjellige sandkontrollmetoder.

Sandkontroll metode	Primære ulemper
Kontrollert sandproduksjon ved brønntrykks-regulering	Erosjon av utstyr Redusert produksjon Sandmonitorering nødvendig Deponering/utslipp av sand
Kjemisk konsolidering	Permeabilitetsreduksjon Plassering Pålitelighet
Sandskjermer	Soneisolering vanskelig Posisjonering & brønnoverhaling Holdbarhet Plugging av finstoff
Intern gruspakking	Produktivitetsreduksjon Plassering & brønnoverhaling
Åpent hull gruspakking	Produktivitetsreduksjon Kompleks operasjon 'Under-reaming' nødvendig
FracPack	Gjennvinning av permeabilitet 'Tip-screenout' kontroll Retningskontroll
Hydraulisk oppsprekking uten sandskjerm	Retningskontroll Tilbakeproduksjon av 'proppants'

2. Forskningsresultater

2.1 Metodikk

Figur 2.1 viser konseptuelt den arbeidsmetode som typisk har vært benyttet i en rekke forskningsprosjekt. Gjennom analyse av felt-erfaringer har en vært i stand til å spesifisere problemene og uttrykke dem i en form egnet for videre undersøkelser gjennom fysiske modellforsøk eller teoretiske modeller. Sandproduksjonsstudier gjør normalt utstrakt bruk av numeriske modeller. Disse modellene benyttes i stor grad til direkte feltprediksjoner, men gjør også tjeneste som verktøy for definisjon og analyse av fysiske modellforsøk. Modellforsøkene tjener i sin tur som et verifiseringsgrunnlag for teoretiske modeller.



Figur 2.1: Skjematisk oversikt over forskningsmetodikk.

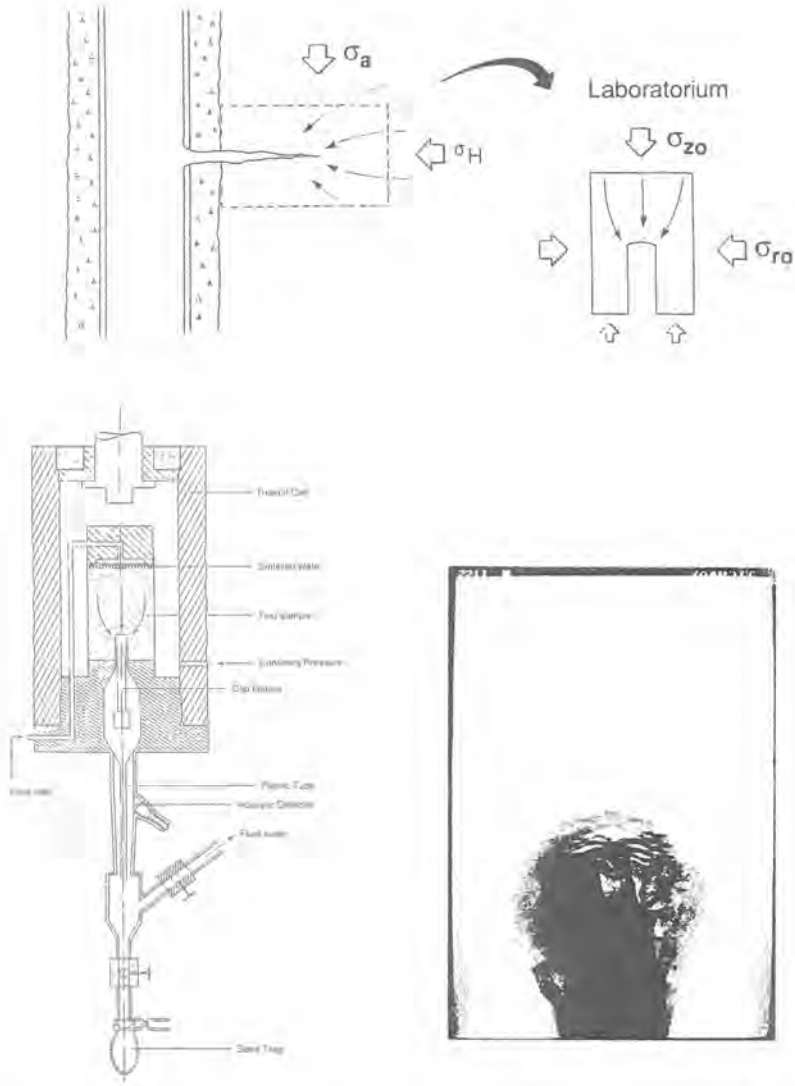
2.2 Eksperimentell undersøkelse av sandproduksjon

Formasjonens fysikk kan i stor grad undersøkes gjennom mekaniske tester som triaksiale kompresjons - og ekstensjonstester eller ved akustiske målinger. Gjennom disse kan eksempelvis elasto-plastiske modeller kalibreres og numeriske eller semi-analytiske stabilitetsberegninger utføres. Disse forsøkene har imidlertid som begrensning at den strukturelle geometrien som representerer sandproduksjonsproblemet ikke er representert. Gjennom modellforsøk søker man å oppnå dette ved å simulere borhullets eller perforeringskavitetens frie overflate og den omkringliggende formasjonen. Dermed vil strukturens, og ikke bare materialets, egenskaper avdekkes. Slike resultater kan direkte korreleres mot feltproblemer, eller benyttes til verifisering av teoretiske modeller. Figur 2.2 viser konseptet ved en slik tilnærming ved at et tenkt segment rundt brønnen modelleres fysisk i laboratoriet ved å gjennskape realistiske trykk og spenningsforhold i og rundt en sylindrisk sandsteinskjerne med innboret kavitet. Trykk, spenninger, deformasjoner, fluid strømningsrate og sandproduksjon måles under forsøket. Enkelte forenklinger foretas imidlertid når det gjelder geometri og materialegenskaper. Dette er nødvendig for å forstå de fysiske prosessene som ligger til grunn for de målinger som blir foretatt. Kompliserende faktorer som effekt av perforeringsskade og invasjon av slamfiltrat må undersøkes særskilt.

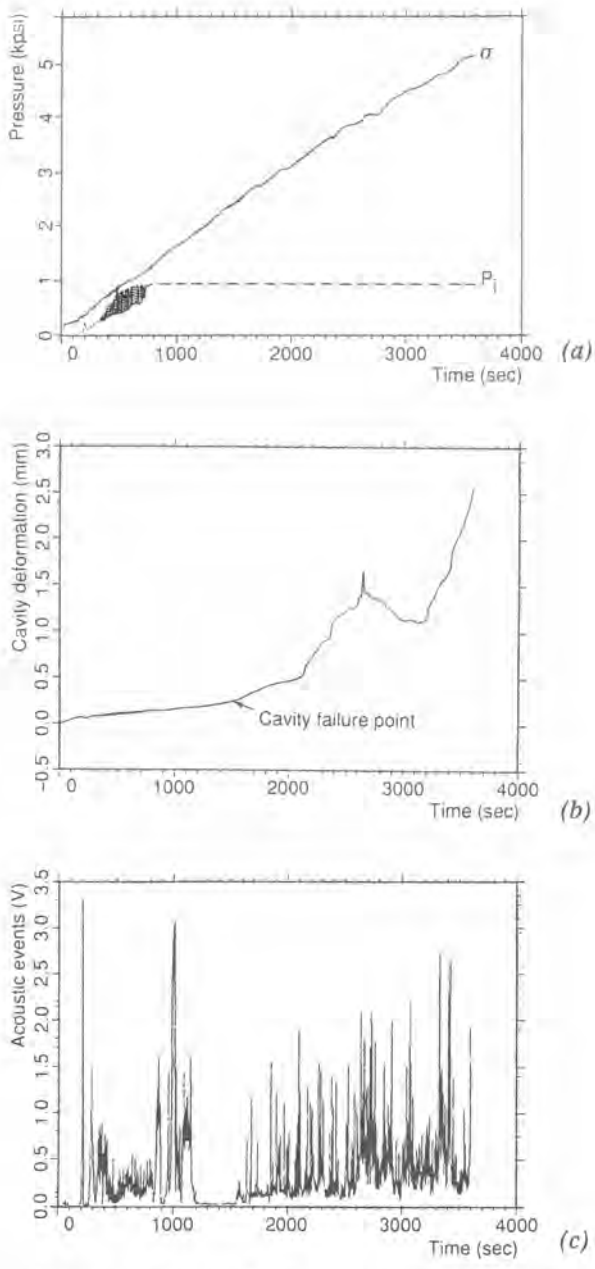
Figur 2.3 viser et typisk resultat fra en slik test hvor ytre spenninger, eksternt poretrykk, interne radielle deformasjoner (av kavitet) og målt sandproduksjon (v.h.a. akustisk Doppler teknologi) er vist som funksjon av tid. Som figuren viser korrelerer de akustiske målingene bra med ikke-lineære deformasjoner i kavitetsveggen (bortsett fra en del signaler tidlig i testen som skyldes fortrengning av løse finpartikler og vann fra kjernen).

En rekke forsøk på forskjellige materialer og under forskjellige betingelser danner et eksperimentelt grunnlag for empiriske korrelasjoner for prediksjoner under felt-forhold. Mer viktig er imidlertid den fysiske forståelsen av sandproduksjonsprosessen som

dannes, og med dette grunnlaget for videre teoretisk modellering. En viktig observasjon er at sandproduksjon ikke kun utløses av mekanisk brudd i materialet, men er også avhengig av hydrodynamiske forhold. Videre forskning fokuserer på dette gjennom spesielle eksperimentelle studier og formulering av en koblet hydro-mekanisk beskrivelse av prosessen. Dette innebærer prinsipielt at ikke bare initsiell sandproduksjon kan predikteres, men også volumetrisk fluks av sand over tid.



Figur 2.2: *Konseptuell skisse av fysisk modell forsøk av* in situ *produksjonsforhold, laboratorieoppsett og røntgen CT avbildning av bruddsone rundt kaviteten etter test.*



Figur 2.3: Eksperimentelle resultater fra sandproduksjonstest (ref. Figur 2.2): Ytre spenning og poretrykk (a), intern radiell kavitetsdeformasjon (b) og akustisk sanddeteksjon (c) (etter Tronvoll, 1992).

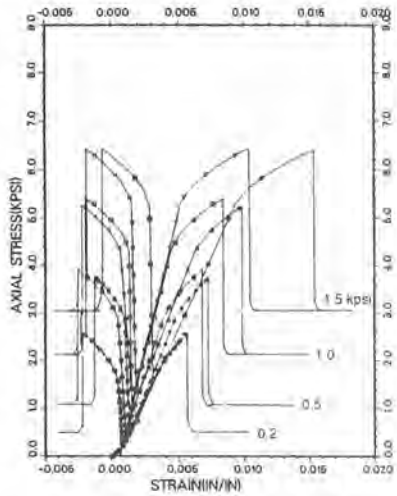
2.3 Numeriske studier

De numeriske modellene er avhengig av en materialmodell kalibrert ved hjelp av mekaniske data på formasjonens styrke og stivhet. Modellen verifiseres ved å tilbakeberegne kalibreringstestene (Figur 2.4). Dette innebærer at kjernemateriale av god kvalitet må være tilgjengelig for mekanisk testing. Da dette kun i noen grad er tilfelle, innebærer tilgjengelighet av inngangsdata en betydelig begrensning av disse modellenes anvendelighet. Numeriske studier er likevel av høy verdi, siden paramtriske-studier og kvantifiserte konsekvensanalyser gir viktige innspill til operasjonelle beslutninger. Figur 2.5 viser konseptuelt hvordan et stabilitetsproblem defineres i en numerisk modell.

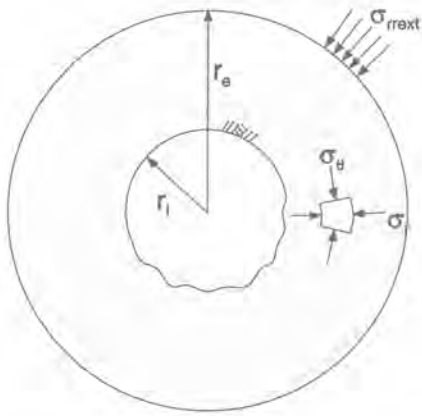
Typisk for sandproduserende formasjoner er lav styrke, ikke-lineær elastisk oppførsel og dominans av plastisk oppførsel. En viktig side ved numeriske modellering er derfor at endel av formasjonens fysikk bygges inn i modellen, slik at ikke bare stabilitetsanalyser kan utføres, men også analyser som innebærer beregninger av deformasjoner av gitte strukturer. Dette er viktig for å forstå de prosesser som forårsaker ustabilitet og sandproduksjon, samt å kunne beregne permeabilitetsendringer/produktivitetsendringer av de enkelte produksjonsintervall som følge av deformasjoner og ustabilitet.

Figur 2.6 viser et eksempel på tilbake-beregning av en kavitet-stabilitets test hvor den fysiske oppførselen til materialet simuleres numerisk v.h.a. en endelig-element beregning.

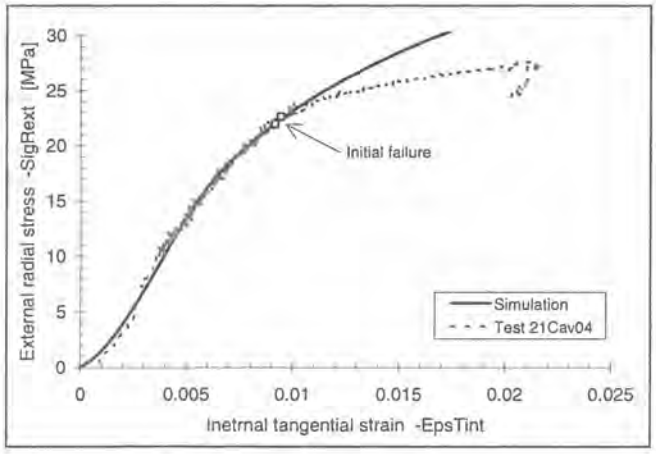
Dagens numeriske modeller gir stort sett gode beregninger av betingelsene for initsiell sandproduksjon gjennom beregning av strukturens bruddpunkt dersom avanserte materialmodeller benyttes. Enkle materialmodeller fører som regel til for konservative prediksjoner.



Figur 2.4: Numerisk tilbake-analyse av triaksial kompresjon test-resultater vist som aksiell spenning som funksjon av aksiell og radiell deformasjon (etter Tronvoll et al., 1992).



Figur 2.5: Definisjon av stabilitetsproblem for beregning av betingelser for initsiell sandproduksjon.



Figur 2.6: Numerisk beregning av interne tangensielle kavitetsdeformasjoner som funksjon av eksterne spenninger. Økning av de eksterne spenninger representerer reduksjon av brønntrykket og produksjon. Eksperimentelle målinger er også vist (etter Papamichos et al., 1996).

3. Sandprediksjon

Sandprediksjon for en gitt brønn vil typisk bestå av følgende oppgaver:

- Innsamling av felt-informasjon
  - Resevoarspenninger (størrelse og retning)
  - Poretrykk/depletering
  - Permeabilitetsprofiler (horisontalt og vertikalt)
  - Bergmekaniske parametre (kohesjon, intern friksjons, stivhet, Poisson's tall)
    - Bergmekaniske tester
    - Tolkning av akustiske logger
- Kalibrering av materialmodell (f.eks. elasto-plastisk kontinuums-modell)
- Numerisk simulering
  - Kritiske brønntrykk/trykkfall
  - Kritisk depletering
  - Parameterstudier
    - Kritiske produksjonsintervall
    - Optimale brønnbaner/perforeringsretninger
    - Optimalisering av perforeringsstrategi (retning, lengde, diameter, tetthet, 'phasing')
    - Effekter av laminasjon og styrke/stivhets anisotropi
- Empiriske korrelasjoner
  - Styrke-indeks s.f.a. dyp
  - Tidligere felt-observasjoner
  - Eksperimentelle resultater
    - Spennings-anisotropi
    - Material-anisotropi
    - Skala-effekt (hullstørrelse)
    - Permeabilitets-anisotropi
    - Innstengningsprosedyrer og utmattingseffekter
    - Vanngjennombrudd
- Anbefaling m.h.t. sandkontroll

Metodikken vil normalt variere fra selskap til selskap basert på etablerte empiriske data-baser, tilgjengelig simuleringsmodell, etc. Generelt består prosedyren i innsamling av relevante felt-data og prediksjon ved hjelp av en empirisk eller numerisk/semi-analytisk modell. Ofte vil kombinasjoner av empiriske og numeriske resultater være nyttige og vil kunne redusere usikkerheten i estimatene.

4. Sand monitorering

God sandkontroll innebærer gode estimat av sandproduksjonsfrekvensen (sandproduksjon opptrer ofte sporadisk i en tidlig fase for deretter å avta før sandproduksjonsraten igjen tiltar tildels dramatisk). Dette innebærer gode rutiner for innspeksjon av sandfeller og 'tag'- dybde i brønnen og/eller innstrumentering av

brønnhodet eventuelt brønnen med en pålitelig sensor. Dette siste er tildels et svakt punkt da de fleste sensortyper er befenkt med svakheter som dårlig sensitivitet, skiller ikke mellom vann, gass og sand, monitorerer ikke hele strømningstverrsnittet, sensitiv overfor vibrasjoner, etc. Også sandfellemålinger viser seg å være svært unøyaktige og er ikke en sanntids-måling (dette gjelder forsåvidt også for brønnhodemålinger).

Som en foreløpig konklusjon kan det sies at dagens monitoreringsteknologi er befenkt med for lav nøyaktighet og sensitivitet, er ineffektiv og gir ikke resultater i sann tid. Dette siste punkt vil være en utfordring i forbindelse med ny brønnteknologi som åpner for selektiv produksjon i horisontale brønner.

5. Referanser

Papamichos, E., Tronvoll, J., Skjærstein, A., Unander, T.E., Vardoulakis, I og Sulem, J. 1996: The effect of plane-strain and isotropic loading in hollow-cylinder strength. *Eurock '96*, Barla (ed.), Balkema, Rotterdam, s. 197 - 204.

Tronvoll, J. 1992: Experimental investigation of perforation cavity stability. *Rock Mechanics*, Tillerson & Wawersik (eds), Balkema, Rotterdam, s. 365 - 373.

Tronvoll, J., Morita, N. og Santarelli, F.J., 1992: Perforation Cavity Stability: Comprehensive Laboratory Experiments and Numerical Analysis, **SPE 24799**, *67th Annual Tecnical Conference and Exhibition of the Society of Petroleum Engineers Proc.*, Washington, DC, 4.-7. Okt., s. 339 - 349.

Prosjektleder Kjerst Billehaug , Statens vegvesen Oslo

BJØRVIKA - Status og utfordringer for den siste og mest utfordrende av parsellene for riksveien under Oslo

15.september i år sendte Statens vegvesen Oslo konsekvensutredningen for E 18 mellom Oslotunnelen og Ekebergtunnelen , Bjørvikaprosjektet, ut til høring. En ny milepel var nådd i prosjektets mer enn tiårige historie.

Bjørvikaprosjektet er forankret i "Oslopakka" - Stortingsproposisjon nr. 96 (1987 - 1988) Om hovedvegnettet i Osloområdet. Dette er en avtale mellom Staten og Oslo kommune for utbygging og finansiering av hovedvegnettet i Oslo. Bjørvikaprosjektet er et av de sentrale prosjektene blant nærmere 50 i pakken som ved en kombinasjon av bompengefinansiering og økt statlig innsats skulle gi Osloområdet et tjenlig hovedvegnett i løpet av 15 år. Hoved-formålet med prosjektene i Oslopakka var å gi en mer effektiv og sikker trafikkavvikling samt bidra til at trafikken i størst mulig grad kunne ledes utenfor de områdene folk bor og oppholder seg.

Som alle større vegprosjekt har Bjørvikaprosjektet gjennomgått en utvikling i løsning og størrelse. En av de viktigste endringene i forutsetningene som har funnet sted siden Oslopakka, er at traseen for hovedvegen nordover ble flyttet fra Bispegata til Ekebergtunnelen. Tiden var blitt moden for en langt høyere prioritering av gamle kulturområder og boligområder og da Ekeberganlegget ble åpnet i 1995 ble store deler av Gamlebyen avlastet for tung trafikk-belastning. Endepunktene for Bjørvikaparsellen ble endrete samtidig som det var etablert krav og forventninger til ytterligere avlastning og frigjøring av kulturområdene i Gamlebyen. Med parsellgrenser i Oslotunnelens østre munning ved Havnelageret og Mosseveien ved Ekebergtunnelen, var det også åpnet for at største delen av E 18 på denne strekningen kunne legges i en betongtunnel på sjøbunnen gjennom Oslo havn. Store sentrale arealer som i dag er sterkt preget av støy, forurensnig og barrierervirkningen fra opp til 110 000 kjøretøypas-seringer i døgnet, kunnen ved denne løsningen bli avlastet.

Hensikten med forslaget til vegprosjekt son nå legges fram er derfor tosidig:

- å etablere et bedre transportsystem i området og
- å legge tilrette for byutviklig i et av de mest sentrale delene av Oslo

Dessuten er det et klart mål å bygge kostnadsriktig og sikkert.

Målene for et bedre transportsystem er formulert som:

- Å etablere et funksjonelt vegnett i området
- Det skal være tilstrekkelig kapasitet på hovedvegnettet
- Det øvrige riksvegnettet og lokalvegnettet gis god tilknytning til E 18
- God tilgjengelighet til Oslo Sentralstasjon inklusive Gardermoterminalen
- Tilgjengeligheten til Oslo Havn skal ivaretas
- Gang- og sykkeltrafikken skal gis god fremkommelighet
- Veganlegget skal bidra til å bedre trafikksikkerheten

Målene for byutvikling er:

- Å frigjøre arealer til byutvikling på Oslos mest sentrale byggeområder
- Å tilrettelegge for samordnet arealbruk og transportsystem for å øke kollektivandelen i regionen
- Å gjenopprette kontakten mellom byen og fjorden
- Å redusere miljøbelastningen i området med tanke på støy og forurensing
- Å knytte sammen sentrum og de østre bydeler med en lokal transportåre
- Å binde sammen en overordnet grøntstruktur.

Den utredningen som nå er lagt fram omfatter derfor langt mer enn den rene vegparsellen E 18 Oslotunnelen - Ekebertunnelen. Den omfatter en vurdering av hele vegsystemet fra Havnelageret og Sørenga i sør til Schweigaards gate i nord og svarer på en rekke oppgaver gitt i et omfattende utredningsprogram fra Vegdirektoratet og Miljøverndeparte-mentet. Byutvikling, trafikkavvikling og kulturminner står sentralt i tillegg til det tekniske forprosjektet med byggeteknikk, fundamentering , risikoanalyse og miljø i havna.

Trafikksystemet

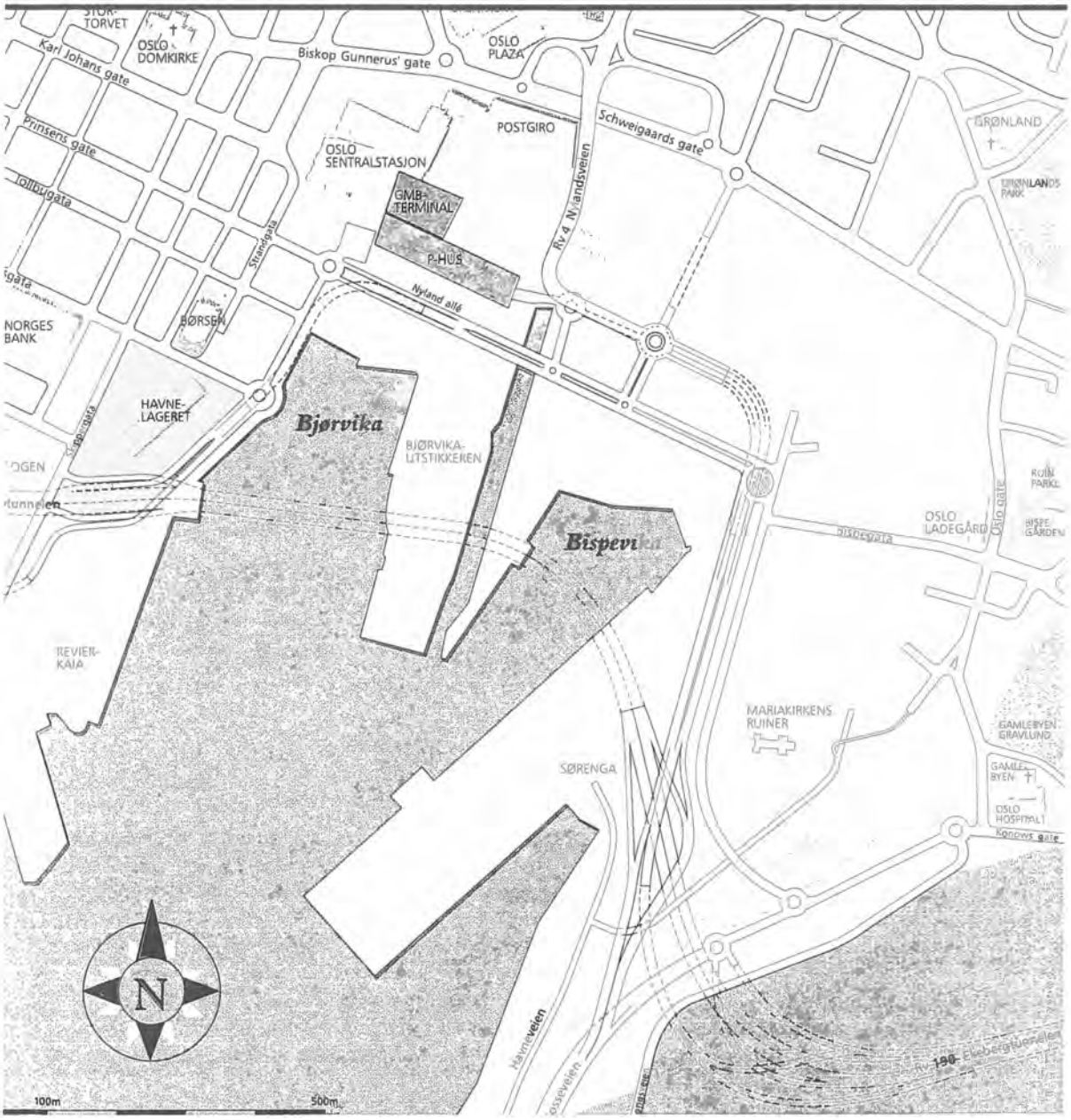
E 18 i Bjørvika er en del av stamvegnettet og hovedforbindelse fra Sør- og Vestlandet til svenskegrensen over Ørje og Svinesund gjennom Oslo. Siden hovedvegene mot Oslo både fra nord, vest og sydkorridoren er knyttet sammen i østre deler av Bjørvika , blir E 18 i Bjørvika også en viktig lenke i hovedvegnettet i Oslo. Som nevnt har deler av E 18 her døgnvolum på opp til 110 000 kjøretøy. Dette er såvidt vi vet høyeste trafikkbelastning i landet.

Hovedutfordringen er imidlertid ikke trafikken på E 18, men at det er så mange trafikanter som skal av og på E 18 i dette området, for å nå Sentralstasjonen og Oslo Havn , Kvadraturen og Gamlebyen eller kjøre videre langs Rv 4 og Ring 1. Å kartlegge trafikkmønsteret har vært en utfordring i seg selv, ingen kjente metoder kunne benyttes med den kombinasjonen trafikk-volum og fart som er i området. Løsningen ble anvendelse av køfri - brikkene. Datatilsynet ga oss lov til å lese de tre siste sifrene i brikkene i registreringssnitt i en ring rundt Bjørvika . Dermed kunne siffer og tid kobles så vi kunne få dannet et bilde av trafikkmønsteret i Bjørvika.

Bjørvika er også det mest sentrale kollektivknutepunktet i landet. 90 000 passasjerer går av eller på tog og T-bane mens 60 000 trafikkeres av Oslo sporveier med buss og trikk. I tillegg kommer regionale busser, fjernbusser og flybusser som bør fraktes gjennom systemet med små forsinkelser fra annen trafikk.

Det vegsystemet vi har foreslått vil redusere drivstoff- og reisetidsforbruk med ca. 15 % i forhold til ikke å bygge. E 18 vil bli forkortet med 500 m og vil normalt få gode avviklingsforhold. På det sekundære vegnettet vil det fremdeles kunne bli avviklingsproblemer og det gjenstår utfordringer med å forsøke å redusere trafikken til og gjennom Bjørvikaområdet.

ALTERNATIV D



Byutvikling

Planområdet befinner seg mellom de historiske bydelene Gamle Oslo og Christiania (Kvadraturen). Mellom disse områdene ligger Nyland, som et stort areal preget av jernbane, veger og havneområder. Ved å flytte E 18 ut i sjøen kan dagens E 18 rives og et stort areal som idag eies av NSB, Statens vegvesen og Oslo Havn frigjøres til byutvikling.

Gjennom ulike mulighetsstudier er det kommet fram at arealene kan bebygges med opp til 310 000 m2 BRA til næringseiendommer eller boliger. Arealene mellom Sentralstasjonen og fjorden er uten sammenligning de mest sentrale byområdene i Oslo som ennå ikke er utnyttet. I Nylandsområdet finnes også kollektive reisemuligheter både lokalt , regionalt, nasjonalt og internasjonalt med meget hyppige avganger. Lokalisering av næringsvirksomhet og boliger i dette området vil derfor medføre redusert transportbehov i regionen sammenlignet med om disse virksomhetene blir lokalisert andre steder. Det er plass til ca. 8000 nye arbeidsplasser og 1800 nye bosatte i området. Dette er anslått å gi 15 000 nye bilturer i området , mens tallet ville blitt 30 000 ved en mindre gunstig plassering i forhold til kollektivnettet.

I tillegg er det plass for offentlige praktbygg ved sjøkanten og friområder og parker , plasser og gangstrøk langs Akerselvas bredder og sjøkanten mot fjorden. Det er et vesentlig moment å få åpnet byen mot fjorden også i østre del av sentrum, bl.a. for å skaffe attraktive nærområder for befolkningen i Gamle Oslo. Det er planlagt at Kvadraturen får en ny havnefront der gatene fra 1600 tallet avsluttes , byutviklingsområdet på Nyland får god sjøkontakt og at Akerselva gjenåpnes fram til jernbanesporene. Turvegsystemet i Akerselva Miljøpark som forbinder fjorden og marka i nord-syd retning knyttes sammen med en offentlig tilgjengelig havnefront som forbinder Middelalderparken og Kvadraturen /Akershus festningsområde.

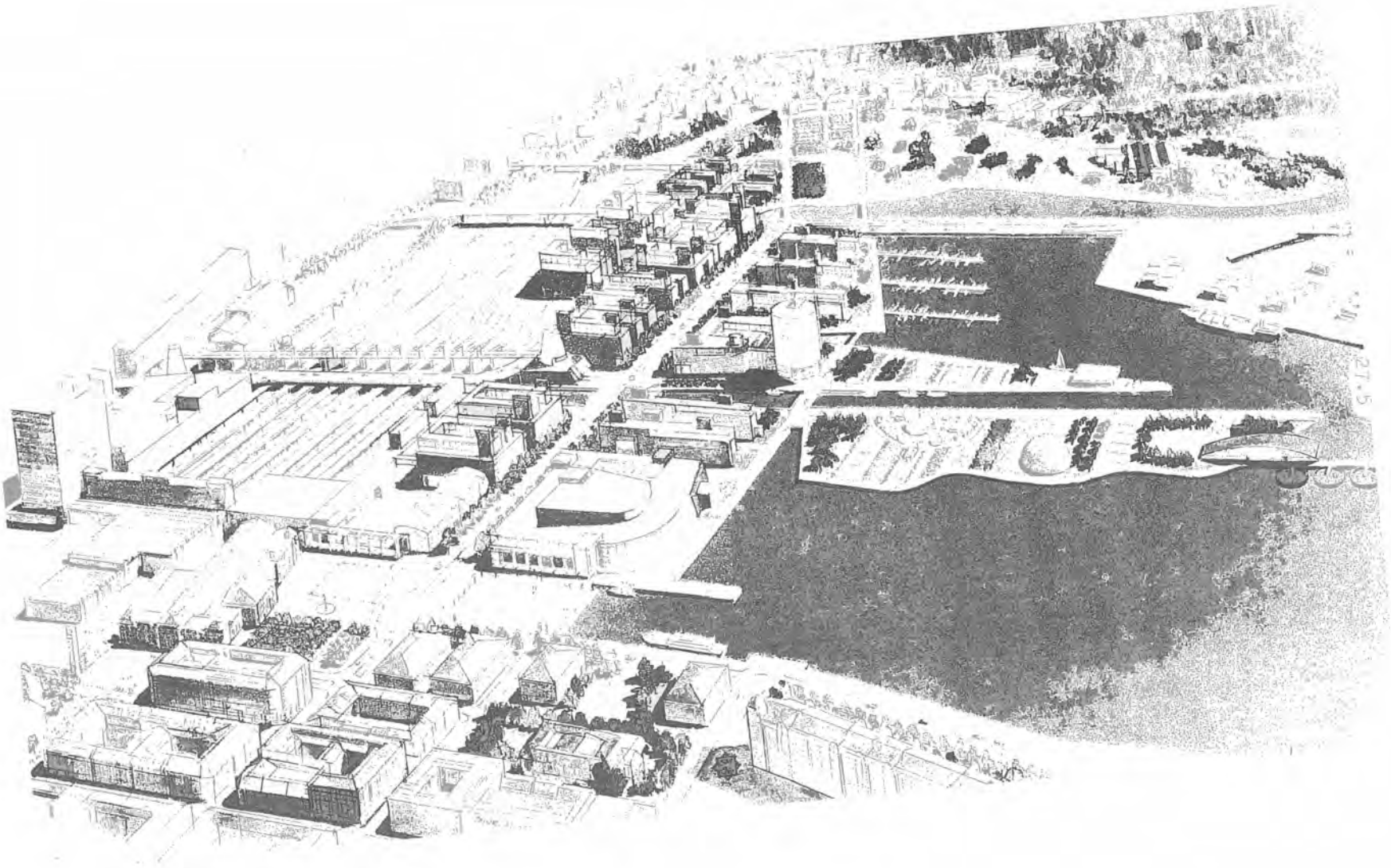
Helt i øst ligger middelalderens Oslo. Det eldste Oslo bosatte seg under Ekebergåsen der vi idag finner unike kulturminner, dels utgravd som ruinene av Mariakirken, dels fremdeles skjult under bakken i automatisk fredede kulturlag. Her er Middelaldermuseet planlagt i den gamle verkstedsbygningen til NSB. Museet skal bli et naturlig midtpunkt i en planlagt middelalderpark.

Som et bindeledd mellom Christiania, Nyland og Gamle Oslo vil det anlegges en ny gate med typisk bypreg, Nyland Alle.

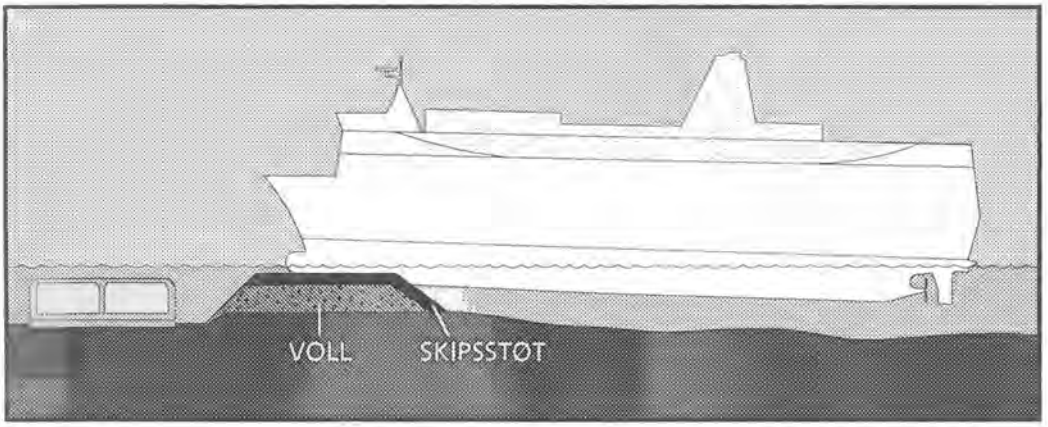
Teknisk forprosjekt

Det er ikke tidligere bygget neddykkede vegtunneler i Norge i form av senketunneler eller på annen måte. For å vurdere ulike tekniske sider ved å bygge en neddykket tunnel i den foreslåtte traseen gjennom Oslo havn er det derfor gjennomført et teknisk forprosjekt. Hovedtemaene har vært tekniske rammebetingelser og vurdering av bygge- og fundamenteringsmetoder. I tillegg er det gjennomført en omfattende risikoanalyse for ulykkeshendelser for denne type tunneler og gjort vurderinger av vannforurensing og miljøforhold i den berørte delen av havna.

Tunnelen vil bli prosjektert med en levetid på 100 år. Indre tverrsnitt er foreløpig satt til 5.4m og det er da tatt hensyn til skilt, ventilasjon og øvrige installasjoner. Traseen for



Bjørvikatunnelen skal slutte seg til Oslotunnelen og Ekebergtunnelen i hver sin ende og dette gir klare begrensninger på variasjonsområdet for høyden av traseen. For ikke å få for sterk stigning må tunnelen ligge forhldsvis grunt . Vanndypet er 7-11 m både i Bjørvika og Bispevika, noe som medfører at betongkonstruksjonen må sikres mot skipspåkjørsel og at tverrsnittet må begrenses til et minimum . Ved utforming av vertikaltraseen er det lagt vekt på å vurdere muligheten av å la båter med begrenset dybde passere tunnelen og legge til i Bjørvika.



Basert på risikoanalysen vil følgende ulykkeshendelser bli ivaretatt:

- Skipsstøt mot barriere (50 000BT, 5 knop)

- Last fra sunket skip på tunneltaket (5000 BT)

- Brann og eksplosjon i kjøretøy med farlig gods

- Vannfylling av tunellen

For å ta opp støtenergien fra dimensjonerende skipsstøt er det foreslått å bygge en jordvoll foran tunnelen . Denne vil bygge 50 - 60 m og ta opp støtenergien ved inntrengning og ved å løfte skipet opp av vannet.

Grunnforholdene er vanskelige med stor dybde til fjell og store leiravsetninger med tildels dårlig styrke. Over leirlaget finnes et 0.5- 2m tykt sterkt forurenset slamlag som må fjernes og legges i deponi. Tunnelen er forutsatt fundamentert til fjell. Når det gjelder byggemetode er flere konsepter blitt vurdert . Både senketunnel og bygging i tørr byggegrop med cellespunt og spesielle avstivingsrammer er mulig å gjennomføre. Endelig stilling til byggemetode vil bli tatt på et senere tidspunkt, sannsynligvis som en del av anbudsavgjørelsen.

Akerselva har sitt utløp midt igjennom Bjørvikautstikkeren . Ulike miljøinteresser er knyttet til Akerselva . Både strømningsforhold , fiske og mulighetene for å reetablere elvas bredder står sentralt i planleggingen av tunnelen.

Utfordringene i prosjektet

Hvis jeg tilslutt skal oppsummmere det som er utfordringene i prosjektet idag , så er det først og fremst mangesidigheten, det å håndtere mange typer problemstillinger på ulike fagområder som griper inn i hverandre. Dette er kombinert med at mange problemstillinger er ekstreme i den forstand at det er størst eller først gang det gjennomføres her i landet. Det skal gjennomføres et vegprosjekt med betongvolum og elektrotekniske innstallasjoner som en middels stor betongplattform. Om det er de trafikale, byggetekniske eller de byplanmessige utfordringene som er de største er vanskelig å si . Det er kombinasjonen som gjør Bjørvikaprosjektet til et unikt vegprosjekt.

Konsekvensutredning - Veien fram til full funksjonsbeskrivelse av et avfallsanlegg for lav- og middels radioaktivt avfall i Himdalen

Overingeniør Rolf Jullum
STATSBYGG

1. PRESENTASJON AV OPPGAVEN

I det følgende gis det en kort presentasjon av et prosjekt, som er spesiallaget for varig oppbevaring av lav- og middelsradioaktivt avfall i Norge. Den løsningen man er kommet fram til for anlegget har vakt oppmerksomhet og anerkjennelse i det internasjonale miljø.

Den sentrale oppgaven man står ovenfor ved starten på et slikt prosjekt er å sikre en separering av avfallet, som problemkilde og befolkningen som berørt, for å unngå at noe menneske på et hvilket som helst tidspunkt av avfallets levetid, kan utsettes for den helserisiko som radioaktiv bestråling utgjør. Da radioaktive stoffer har tildels svært lang levetid, stilles det store krav til at den løsningen man kommer fram til vil være robust nok til å tåle alle mulige påkjenninger uten at befolkningen utsettes for helserisiko gjennom mange hundre år. For det norske avfallet er det satt krav om at man ikke kan forutsette konstitusjonell kontroll lengre enn 500 år etter at driftsfasen er avsluttet - etter det skal anlegget fungere uten menneskelig oppfølging.

2. BESKRIVELSE AV PROSESSEN FRAM TIL VALG AV LOKALITET

2.1 Valg av lokalitet

2.1.1 Fase 1 med offentlig utredning -NOU

1. mars 1991 avga et offentlig nedsatt utvalg, oppnevnt i oktober 1989, en innstilling til Olje- og energidepartementet, om deponering av norsk lav- og middelaktivt atomavfall. Utvalgets mandat var å kvantifisere og beskrive avfallet i Norge, skissere hovedprinsippene for sikker deponering (sluttlagring) og krav til deponering, foreslå en øvre grense for radioaktivitet på det som kan lagres i deponiet, vurdere tekniske løsninger, vurdere alternative lagringssteder og foreslå lokalisering av deponiet. Videre skulle utvalget lage forslag til driftsorganisering og skissere økonomiske og administrative konsekvenser av sine forslag.

Utvalgets forslag er å finne i Norges offentlige utredninger (NOU) 1991:9: «Deponi for norsk lav- og middelaktivt atomavfall.». Her ble det primært anbefalt å bruke den nedlagte Killingdal gruve i Holtålen kommune som lokalitet for anlegget, subsidiært at det bygges en ny fjellhall nær Kjeller. Hovedbegrunelsen for den primære anbefalingen var at gruva er tørr, hadde store volumer og var svært gunstig i forhold til sikkerhet og overvåking. Også økonomiske og sosiale argumenter tilsa at dette var et godt alternativ.

Utvalget foreslo også en rekke krav og rammer omkring sikkerhet, skjerming og konsekvenser for det ytre miljø, basert på egen kompetanse, utenlandske erfaringer og internasjonale bestemmelser og holdninger. Disse synspunkter har langt på vei vært premissgivende i den videre prosess. Utvalgets anbefalinger om sikkerhetsanalyser er fulgt opp.

2.1.2 Fase 2 med sikkerhetsutredning i regi av Statens atomtilsyn

Etter at det offentlige utvalget hadde levert sin utredning (NOU 1991:9), tok den ansvarlige myndighet i Norge for avfallshåndtering, som i 1991 var Statens atomtilsyn, initiativet til en sikkerhetsvurdering av alternativet med Killingdalen gruve. Videre blir det satt igang et arbeide med å identifisere mulige lokaliteter for et nytt spesiallaget fjellanlegg på østlandet. Statens atomtilsyn engasjerte Berdal Strømme AS og Scandpower AS for å forestå dette arbeidet. Deres arbeid ble avsluttet i desember 1991, da det forelå en rapport om Killingdal og en rapport om utvelgelse av nye lokaliteter på Romerike, samt en melding etter PBL(Plan- og bygningsloven).

I en første fase av arbeidet, ble det her sett på 52 lokaliteter, basert på kartstudier med etterfølgende befaring. Deretter ble det, som et trinn to foretatt flyfotografering og innsamling av geologiske kart og relevant litteratur. En sto da igjen med 28 lokaliteter som ble prioritert for videre oppfølging.

Som en tredje fase ble de 28 stedene befart og en enkel ingeniørgeologisk vurdering ble foretatt. Hydrogeologiske forhold ble studert og kommuneplaner for de aktuelle kommuner gjennomgått. Konklusjonene på dette arbeidet ble at 13 lokaliteter ble foreslått videre studert.

I en fjerde fase var målsettingen å komme fram til to lokaliteter som skulle bli gjenstand for en prosjektvurdering. Gjennom møter med aktuelle kommuner og miljøvernavdelingen i Akershus fylkeskommune (senere fylkesmannen) hvor planer, utnyttelse av områdene, friluft- og natuinteresser ble gjennomgått, mer detaljerte informasjoner hentet inn ble det forslått to lokaliteter; Kukollen i Sørum kommune og Himdalen i Aurskog Høland. Det heter i vurderingen at begge lokaliteter ligger i stabile prekambriske grunnfjellsområder. På begge steder er det svakhetssoner i omgivende fjell, men trolig kan deponiet plasseres i tett fjell mellom svakhetssonene. Avgjørede for å velge disse to framfor de 11 andre var beliggenhet i avstand fra bebyggelse, relvativt enkel logistikk og få konflikter i forhold til planlagte aktiviteteter.

2.1.3 Fase 3 med konsekvensutredning i regi av Statsbygg

Etter at disse tre rapportene fra Statens atomtilsyn forelå med anbefaling om Kukollen og Himdalen, i tillegg til Killingdal gruver, ble Statsbygg koblet inn i saken. Statsbygg ble altså koblet inn i prosjektet etter at utvelgelsen av lokaliteter var foretatt.

Oppdraget til Statsbygg var å gjennomføre en konsekvensutredning etter reglene i PBL og basert på den utarbeidede meldingen, samt det programmet for konsekvensutredning som NoE(Nærings- og energidepartementet) hadde laget. Konsekvensutredningen skulle utrede mulighetene for rent deponi for de tre lokalitetene; Killingdal gruver, Kukollen og Himdalen.

Konsekvensutredningen fra Statens bygge- og eiendomsdirektorat (senere Statsbygg) ble publisert 16.11.1992 /3/. Undersøkelser og vurderinger ble utført for alle tre alternativene. Alternativet Killingdal gruve ble forlatt av flere årsaker. Først viste det det seg at volumene man ville trenge som lager/deponi ville kreve så betydelige utbedringer av bergsikringen og transportsystemet og sprengningsarbeider at det ikke ville være økonomisk forsvarlig. Dernest var gruvene i ferd med å bli oversvømmet. På grunn av malmårene var også det geokjemiske miljøet ugunstig.

Basert på denne sikkerhets- og egnetshetsvurderingen og andre undersøkelser ble Himdalen anbefalt som «deponialternativ». Årsakene til at Himdalen foretrekkes framfor Kukollen i Sørum er hensynet til friluftsliv, turisme og kulturminner, kostnader og trafikkbelasting i anleggsfasen.

Konsekvensutredningen ble sendt på høring, en rekke spørsmål ble drøftet og belyst. Av de viktigste endringer i forhold til opprinnelige planer var at anlegget skulle bli et kombinert deponi og lager, hvor det avfallet som vil være strålingsmessig aktivt lengst, kan lagres for å tas ut fra anlegget før stenging om dette skulle være ønskelig.

Basert på dette arbeidet og innstilling i stortingsproposisjon nr. 1 fra NoE(Nærings- og energidepartement) vedtok Stortinget 28. april 1994, å legge anlegget til Himdalen.

I løpet av arbeidet med forprosjekt, løpende undersøkelser, detaljprosjektetering og sikkerhetsraporten, er det blitt vurdert om det finnes avvik fra de oppsatte krav og forutsetninger som ligger til grunn for valg av lokalisering. Avvik som har betydning for valg av lokalitet er ikke identifisert.

Med bakgrunn i den kritikk som var framkommet under høringen for KU'en, ble det besluttet av Statens Strålevern (sammenslåing av Statens insitutt for strålehygiene og Statens atomtilsyn), at hele prosjektet skulle gjennomgås av en

helt uavhengig ekspertgruppe. Det internasjonale atomenergibyrået- IAEA ble kontaktet og det ble opprettet en ekspertgruppe av uavhengige enkeltpersoner fra hele verden innenfor rammen av IAEA's WATRP-program.

Denne WATRP-gruppen har vurdert dokumentasjonen som ligger til grunn for valg av lokalitet, har funnet valg av sted fornuftig og grunnlagsdata som normalt for denne type anlegg. De anbefaler likevel at det også i det videre arbeidet med anlegget sikrer seg at kvaliteten på anlegget blir som forutsatt.

3. BESKRIVELSE AV PROSESSEN FRAM TIL VALGT LØSNING FOR UTFORMING

Den trinnvise prosessen prosjektet har gjennomgått, se punkt 2 overfor, viser at forslaget til utforming, delvis bygger på de løsninger som er foreslått for anlegg i andre land, med spesiell vekt på beskrevet virkemåte for disse. Videre er disse løsningen holdt opp mot de anbefalinger som IAEA gir for undersøkelser, funksjonskrav for avfallsanlegg og utforming av anlegg.

Det understrekes at IAEA ikke gir detaljerte krav for en internasjonal standard-løsning for avfallsanlegg, av den grunn av det aldri vil være forsvarlig å lage to identiske løsninger i to forskjellige land. Dette henger sammen med at det alltid vil være forkjeller i avfallsmengder, avfallstype og sammensetning, lokalege ografiske og geologiske forhold såvel i det nasjonale lovverk, som betinger at ethvert anlegg må spesialtilpasses.

I fase 1 av utvelgelsesprosessen så man på eksisterende bergrom (gruver, jernbanetunneler, vegtunneler o.l.) for å se på om noen av disse kunne tilpasses for å gi en tilfredstillende løsning.

I fase 2 gikk man videre å vurderte et gruveanlegg (Killingdal ved Røros) og samtidig undersøkte muligheten for å finne en bergkolle der man kunne legge et spesiallaget anlegg. Resultatet av denne analysen var at Kukollen og Himdalen ble funnet og valgt.

Når Statsbygg ble engasjert for å forestå konsekvensutredning av de tre alternativene, var i prinsippet løsningen skissert. Oppgaven til Statsbygg ble å gi en detaljert beskrivelse av konsekvensene for omgivelsene av etablering av et slikt avfallsanlegg på de tre stedene.

Den videre prosessen har vært at vi for hvert trinn har måttet bevise at sikkerheten blir ivaretatt. Man endrer da ikke løsningen eller utreder alternative løsninger, før man eventuelt får som svar fra sikkerhetsanalysene at sikkerhets-/helsekravene ikke blir oppfyllt.

Sikkerhetsanalysene utført som grunnlag for konsesjonssøknaden, viser at sikkerheten er betryggende. De sentrale funksjonskrav som er stillt er maksimalt

tillatt stråledose for utsatte grupper i befolkningen. Scenarieberegningene viser at vi har klar margin, med beregnet dose opptil flere tierpotenser lavere enn kravet.

4. BESKRIVELSE AV LOKALITETEN

4.1 Beliggenhet og topografi

Anlegget er lokalisert i en mindre bergkolle ved østsiden av Himdalen, ca. 3 km øst for innsjøen Øyern og ca. 14 km syd-sydøst for Fetsund ved Glommas utløp i Øyern. Anlegget ligger i Aurskog Høland kommune, tett ved grensen mot Fet kommune omlag 35 km fra svenskegrensa.

Landskapet ved anlegget er preget av skogvokste bergkoller, mindre bekke- og myrdrag, tjern og innsjøer lokalisert i terrengforsenkninger og dypdrag. Vegetasjonen er sterkt preget av de topografiske forhold med våtmarksvegetasjon i dalbunnen og skog i dalsider og åser. Løsmasseavsetninger langs myrdrag og forsenkningene i terrenget på kollen rundt anlegget, antas å ha en mektighet/tykkelse på anslagsvis 1-3 m. Det mest markerte dypdraget er Himdalen som skjærer gjennom landskapet i syd-sydøstlig retning. Løsmassemektighet på ca. 15-20 m er registrert i dalen, og den kan muligens lokalt være større.

Norges geologiske undersøkelser (NGU) har registrert et antall grunnvannsbrønner i området. I tillegg til NGU's registreringer er det foretatt en privat registrering av brønner i regionen. Det er registrert 20 brønner i nærheten av Himdalen fra Øyern til Øgderen, en distanse på 18 km. I en radius på 6 km er det 5 brønner i Himdalen og 9 totalt. Av de 5 nærmeste er 4 omlag 5 km fra anlegget og det er 1 brønn innen en radius på 2.5 km.

Geologien er kartlagt i detalj gjennom flere omfattende undersøkelser, for å kunne si om berget er egnet for denne type anlegg, samt for å kunne optimalisere plasseringen om rammebetingelsene ellers er til stede.

Det ble i en tidlig fase stilt krav til lokalisering i forhold til geologi, fjellets homogenitet, avstand til forkastninger og større vannførende soner og konflikt med grunnvannsinteresser.

Undersøkelsene viser at det er mulig å finne et tilstrekkelig tett og homogent bergrom til et anlegg som omsøkt og orienteringen av anlegget, i øst/vest-retning er valgt ut fra de sprekkesystem som nå er godt kartlagt. Det er både ut fra tidligere og oppfølgende kartlegging ikke grunn til å tro at avfallet skal kunne komme i konflikt med de store sprekkesonene eller forkastninger i området. Det er ikke identifisert muligheter for hendelser som gjør at vannløst radioaktivitet kan strømme ut i bergmassivet gjennom sprekkesystemet og dermed blandes

med grunnvannet, da alle mulige identifiserte uønskede hendelser fører til at vann fra anlegget vil strømme ut portalápningen og til bekk.

Berget der anlegget skal etableres er av så god kvalitet at det forventes minimale stabilitetsproblemer i forbindelse med utsprengningen. Kun ved kryssing av de mest markerte svakhetssonene som er registrert i fjellkollen hvor anlegget ligger, antas det å bli nødvendig med systematisk sikring med bolter og sprøytebetong av stabilitetsmessige åraaker. Etter driftsperioden har man 35 års erfaring med anlegget og barriene og kan da på en optimal måte foreta de avslutningsarbeider som det måtte være behov for.

4.2 Berggrunnsgeologi

4.2.1 Generelt

Området tilhører det syd-østnorske grunnfjellsområdet med bergarter som er dannet for mer enn 600 millioner år siden (prekambrium).

Hovedbergarten er en ujevnt mylonittisert amfibolittisk gneis, en finkornet, laminert bergart som er dannet ved mikrooppsprekking og knusing gjennom deformasjoner i jordskorpen. Bergarten har senere «grodd» sammen til en uregelmessig foliert, fast bergart. Bergartens foliasjon har strøkretning N125-135° og fall som varierer i området 40-70° mot sydvest.

Mot Himdalsforkastningen er det registrert bånd og benker av glimmerrik gneis, dioritttisk gneis samt amfibolittisk gneis. I nærheten av mindre markerte NV-SØ-gående svakhets-soner er det registrert bånd av kvartsitt/kvartsittisk gneis. Pegmatittganger med mektighet 0,5-1 m er registrert både i felt og ved kjerne-boring. Forløpet av disse synes å være uregelmessig fra linser til usammenhengende årer med varierende tykkelse. I selve anleggsområdet består berggrunnen nærmest Himdalen av mylonittisk gneis (de ca. 60 første meter av atkomsttunnelen), mens bergarten i selve lager og deponiområdet består av vekslende biotitt-muskovittgneis og dioritttisk gneis.

Under utsprengning av anlegget vil det, i tillegg til vanlig salveboring, være aktuelt med sonderboring foran tunnelfronten for å kartlegge lekkasjer i berget. Ved påvisning av lekkasjer vil det være aktuelt med tetting i form av sement- eller kjemisk injeksjon. Selv med slik behandling vil drypp og vannsig kunne forekomme. Denne type lekkasje fra berget kan fanges opp ved lokal oppsamling og bortledning i samlerør, eventuelt ved membrantetting eller innvendig himling av ikke-brennbart materiale.

4.2.2 Utforming av fjellhaller og tunneler

Ved utforming er det i tillegg til arbeidsforhold, lagt stor vekt på geologiske og hydrogeologiske forhold, samt stabilitet og sikkerhet. Markerte svakhets- og sprekkesoner er kartlagt og søkt unngått og ut fra dette er hallene gitt en orientering i øst-vestlig retning. Ved utforming er det lagt vekt på at anlegget ikke virker prangende fra utsiden, i tillegg til at det vil være sabotasjesikret.

Mulighetene for at eventuelle ras kan forplante seg til overflaten er eliminert ved at det er stor nok overdekning over bergrommet, med 40-45 meter.

Spesielt er følgende geologiske vurderinger tillakt vekt ved plassering og utforming:

- Lager og deponi er plassert slik at markerte svakhetssoner ikke krysser denne delen av anlegget. Dette både ut fra stabilitetsmessige og hydrogeologiske forhold.
- Utfra stabilitetsmessige hensyn er lager og deponihallene orientert mest mulig optimalt (det vil si med størst mulig vinkel) i forhold til de mest markerte sprekkeretningene.
- Avstanden mellom hallene er satt til 15 meter. En avstand mellom haller som ligger ved siden av hverandre på ca. 1.25 x hallbredden anses generelt for å være fornuftig utfra stabilitetsmessige hensyn.
- Nivået på anlegget er valgt utfra nivået ved påhugget og at det skal være en stigning på atkomsttunnelen på 1:50.
- Dimensjoner på tunnel og haller er fastsatt utfra de installasjoner som skal gjøres og de transporttversnitt som er nødvendig. De dimensjoner som er valgt er klart mindre enn det som anses å være grenser for stabilitetsproblemer i bergforhold som her. Geologien har derfor i liten grad hatt innvirkning på dimensjoneringen.

Dimensjonerende spenn er begrenset bl.a. av stabilitets- og vannsikringshensyn. Tverrsnittene er 11.5 meter brede og er basert på at 4 fat kan stables i høyden og 10 i bredden. Det blir plass til 10 fat i lengderetning i hver seksjon, det vil si mellom hver tverrvegg . Over tak er det satt av plass for inspeksjon, ettertetting og ettersikring.

Det er muligheter for trinnvis deponering og forsegling, og en av hallene kan utgjøre et reservevolum som gjør det mulig å fordele avfallet etter aktivitetsnivå. Hele volumet skal sprenges ut før noe tas i bruk.

I hallene vil det bli støpt betonggulv. Gulvet får fall mot veggene på 1:50, mens det i lengderetning (mot tunnelåpningen) ikke blir fall. Dette sikrer at drenasjeveier bevares, selv om drenasjegrøfter skulle bli helt eller delvis tettet.

Tverrsnitt og utforming av atkomsttunnelen samt bergrom for deponering/lagring er vurdert ut fra areal og plassbehov for konstruksjoner og tekniske installasjoner, plassbehov ved framtidig drift og vedlikehold av anlegget samt hensyn til rasjonell og økonomisk tunneldriving.

Ved utforming av anlegget er det lagt stor vekt på geologiske og hydrogeologiske forhold. Markerte svakhets- og sprekkesoner er søkt unngått.

Atkomsttunnelen er 5,0 m bred, 6,0 m høy og har et areal på ca. 28,4 m^2. Tunnelen er ca. 138 m lang. Sålen i påhugget ligger ca. på kote +174,0 og tunnelen har stigning 1:50 fra påhugget og innover. I atkomsttunnelen og normalt på denne er det plassert en nisje for lokalisering av servicebygg med besøksdel. I området ved disse nisjene er høyden på atkomsttunnelen lokalt økt til 8,0 m. Ca. 15,0 m innenfor påhugget er det plassert en nisje for et trafo bygg.

Veg i atkomsttunnelen er tenkt utført med asfalt.

Bergrommene for lagring/deponering av avfall består av 4 parallelle haller plassert vinkelrett på en atkomsthall i forlengelsen av atkomsttunnelen. Lager/deponi hallene er 11,8 m bred og 12,5 m høy. Tversnittet har et areal på 138,1 m^2 og hallene er 54,3 m lange. Avstanden mellom hallene er 15,0 m. Sålen i hallene er horisontal. Utsprengt sålenivå i hallene ligger på henholdsvis kote +176,83, +177,37 +177,90 og +178,44.

Ankomsthallen er 6,0 m bred og 6,00 m høy og har et areal på 33,2 m^2. I ankomsthallen er det plassert en snunisje for hver hall. Ankomsthallen har i likhet med atkomsttunnelen helning 1:50.

4.3 Tektonikk, svakhetssoner

Anlegget ligger ved den sydligste av to markerte, regionale mylonittsoner som skjærer gjennom det syd-østnorske grunnfjellsområdet. Sonene er på berggrunnskart over Norge vist som flere mil lange og flere kilometer brede soner. Himdalen følger denne sonen som en ca. 14 km lang, tilnærmet rettlinjet forsenkning i syd-østlig retning.

Den mest markerte svakhetssonen i området er den regionale forkastningen som følger langs Himdalen i nordvest-sydøstlig retning. Sonen antas å være dannet ved en tektonisk forskyvning i prekambrisk og senere tid. Sonen er delvis blottlagt ved eksisterende grustak syd for anleggsområdet. Generelt er sonen til dels meget oppsprukket. Det er ved kjerneboring registrert et ca. 4-5 m bredt parti med tett oppsprekking og kjernetap på 1 m lengde. Sonen har sydvestlig fall og vil ikke krysse det planlagte anlegget.

Bergkollen, hvor anlegget er planlagt, krysses av enkelte mindre markerte soner og enkeltslepper.

En mindre framtredende sone følger parallelt Himdalforkastningen (egentlig DBT= Dalsland Boundary Thrust) og følger en mindre forsenkning i terrenget i åssiden ca. 120 m mot nordøst for portal/ påhuggsområdet. Sonen antas å skjære framtidig atkomsttunnel ca. 60 m innenfor tunnelpåhugg.

To enkeltsoner av samme karakter krysser terrenget ca. 150 m øst for anlegget, den ene med strøkretning parallelt med Himdalen og steiltstående fall, den andre med mer nord-sydlig strøkretning og sydvestlig fall.

Mellom disse mindre markerte sonene, krysser enkelte soner/slepper i nordvest-sydøstlig og nord-sydlig retning. To av disse mindre markerte sonene antas å krysse anlegget, den ene ved inngang/avgrening til hall og deponi, mens den andre synes å krysse ved deponiets indre del.

Foruten disse mer eller mindre markerte svakhets- og sprekkesonene er det registrert tre sprekkesett med strøkretning N125-135 og fall 40-70 SV (parallelt foliasjonen), strøk N215-245, fall ca. 60-85 NV og strøk N355-115 og fall ca. 55-90 Ø.

Såvel forkastninger, svakhetssoner som den fordelte oppsprekkingen i bergmassen, kartlegges, dels for å kunne gi anlegget en geometrisk utforming og detaljplassering, som gir minst mulig stabilitetsproblemer og blokknedfall. Dette sikrer at vi får god langtids stabilitet med et minimum av fjellsikring. Stabile forhold med lite blokknedfall er nødvendig for å få en trygg drift av anlegget uten skade på personer, utstyr og sarkofag/avfallsbeholdere.

Det tas også hensyn til sprekkesystemet og plassering (orientering i horisontalplanet) for å dempe virkningene av den dynamiske belastningen fra jordskjelv. Anlegget er plassert slik at det ligger orientert med minste bredde normalt på hovedbevegelsesretning for jordskjelv. Men da bølgelengden til jordskjelv er betydelig større enn også største lengde av hallene, vil en annen orientering av fjellhallene heller ikke føre til nevneverdig skade på anlegget, slik at jordskjelv kun marginalt påvirker utforming og plassering av anlegget.

Det er imidlertid nødvendig med detaljert kjennskap til oppsprekking for å kunne vurdere strømning av grunnvann inn mot anlegget og forurensning ut fra anlegget.

For mer detaljert beskrivelse av geologiske og tektoniske forhold vises til de omtalte rapporter.

4.4 Hydrologiske og hydrogeologiske vurderinger inklusiv avrenning

4.4.0 Generelt

Det er ingen større vannreservoar i terrenget over anlegget. Det er flere hytter og boliger i området som henter grunnvann fra borhull i fjell og løsmasse (Grunnvann er alt vann som finnes i fjell eller løsmasse). Fastboende og hytter bruker overflatevannkilder. I to kilometers radius fra anlegget er det to småbruk og ni hytter. Vest av anlegget ned mot Øyeren, er det bosetning på flere hundre personer. Det er også bosetningen nord og sør i Himdalen.

Grunnvannet i området er utvilsomt en ressurs, noe som er synlig bl.a.ved at det er etablert et stort antall brønner i regionen. Registrerte uttak fra disse brønnene og fullskala test-brønner i bunnen av Himdalen viser at det kan tas ut store mengder vann fra løsmassedelen av grunnvannsmagasinet. Det antas ikke å være konflikt mellom etablering og drift av avfallsanlegget og utnyttelsen av grunnvannsressursene i området. Dette henger sammen med at anlegget skal utformes slik at det ikke på noe tidspunkt skal ødelegge vannkvaliteten i området. De utførte sikkerhetsberegningene viser at det ikke blir utslipp til grunnvannet som overskrider gitte grenseverdier.

Hydrogeologisk kartlegging startet i oktober 1994 og pågikk ut våren 1995. Det er også gjort en rekke målinger av hvor mye vann som kan hentes ut av brønner i området /13/. Det ble tatt pumpetester i 3 brønner og boret 5 kjerneborhull. Brønnene hadde kapasitet på fra 0,09 til 6 m^3/t. I et av kjerneborhullene ble vannføringen målt til 0,4 l/s (1.44 m^3/t).

4.4.1 Overflateavrenning, drenasje

På grunn av topografiske forhold med enkelte flate partier og myrdrag er det til dels vanskelig å definere nedslagsfelt og vannskiller i det aktuelle området.

Anlegget er lokalisert i en lokal bergkolle som drenerer vannet delvis i vestlig retning mot Himdalen og delvis mot øst ned mot Korsdalen hvor tilsiget danner et mindre bekkedrag som drenerer ned mot Himdalen ca. 250 m sydøst for påhuggsområdet for atkomst-tunnelen. Bergkollen har relativt beskjeden løsmasseoverdekning og relativt god avrenning for nedbør og smeltevann.

Et lokalt vannskille følger bergkollen i nordlig retning opp mot Langmyr hvor vannskillet krysser i vestlig retning mot Sæterbudalen.

Vannskillet krysser Langmyra ca. 600 m nordøst for anlegget, krysser videre gjennom Sæterbudalen ca. 300 m nordvest for Sæterbutjern og deler denne i to drensretninger, nordvestover mot Mosjøen og sydvest mot Sæterbutjern. Videre følger vannskillet langs lokalt høydedrag nordøst, øst og syd for Sæterbutjern i en

avstand på ca. 3-400 m og fortsetter langs lokale rygger i vestlig retning mot Himdalen.

Overflatevann innenfor det beskrevne vannskillet drenerer mot Korsdalen som har sitt utløp i Himdalen ca. 250 m sydøst for anlegget. Basert på feltobservasjoner, synes det som overflatevannet her dreier i nordvestlig retning langs dalen mot Blytetjern. Området ligger imidlertid på vannskillet som deler avrenning langs Himdalen i nordlig og sydlig retning og det er usikkert hvorvidt deler av overflatevann fra Korsdalen også drenerer via myrdraget mot syd. Vannskillet S-Ø for anlegget har imidlertid ikke betydning for hovedstrømningsveiene i området og en nøyaktig avklaring av vannskillets beliggenhet vil ikke påvirke sikkerhetsvurderingene for anlegget.

Bakgrunnen for dette er at det ikke anses mulig at noe av aktiviteten i anlegget kan nå disse overflatekildene, fordi et mulig utslipp av aktivitet ut fra anlegget vil gå ut mot og ned i selve Himdalen på nordsiden av vannskillet. Den andel av overflateavrenningen som kommer fra nedbørsfeltet SØ av anlegget, og som kan renne SØ over, vil ikke kunne inneholde annet enn rent vann.

Overflatevann på vestsiden av bergkollen drenerer mot Himdalen og Blytetjern. Innenfor dette nedslagsfeltet, avgrenses et mindre areal, begrenset av lokale forhøyninger og terrengformasjoner i dalsiden hvor overflatevannet drenerer mot påhuggsområdet for atkomsttunnelen til anlegget.

Eventuelt kontaminert drenasjevann fra anlegget vil drenere ut i Himdalen og renne nordvestover via Blytetjern og Vinlandstjern ut i Øyern.

Vanntilsig videre nord-vestover vil bidra til å forstyrre eventuelt utsig.

4.4.2 Hydrogeologi, grunnvann

I forbindelse med feltkartleggingen er det foretatt boringer og grunnundersøkelser for å kartlegge de hydrogeologiske forhold ved anlegget.

Med grunnvann og grunnvannsmagasiner menes fritt tilgjengelig grunnvann i løsmassene over fjell og i sprekkesystemet i fjell. Det er her snakk om et sammenhengende vannvolum i en større del av løsmasseavsetningen eller bergmassen, slik at små lokale lommer av vann ikke blir å betegne som et magasin. Man kan si at fritt overflatevann i dalbunnen og sidene av kollen er en synlig representasjon av grunnvannsoverflaten.

Det er foretatt en hydrogeologisk modellering av bergmassiv og anlegg for videre tolkning av potensiell innlekkasje i anlegget og videre utsig gjennom berggrunnen.

På grunn av topografiske forhold, begrenset løsmasseoverdekning og avrenningsforhold forøvrig, forventes relativt god avrenning og begrenset

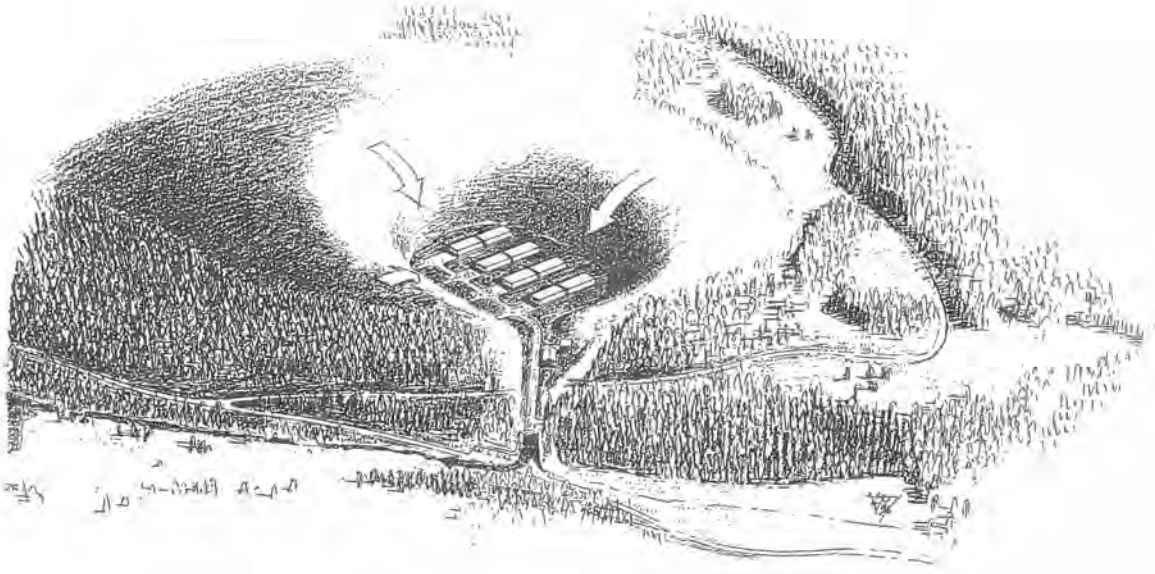
innlekkasje i anlegget. Innsig av vann må imidlertid forventes langs permeable sprekker i bergmassene der disse kommuniserer med grunnvann, eventuelt mindre tjern, myrdrag og bekker på overflaten. En viss sesongbetinget variasjon kan forventes.

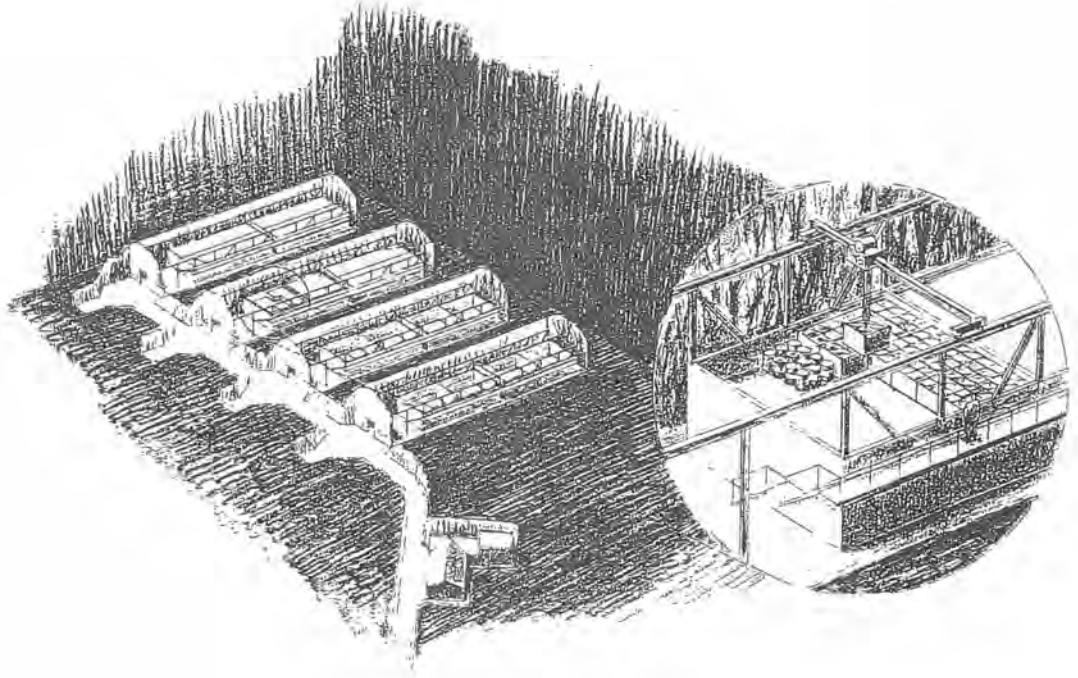
Lokal endring av bergsprekkers egenskaper og permeabilitet kan forventes under utsprengning. Erfaringsmessig vil vi anta at denne påvirkningen vil begrenses til de nærmeste 1-2 m innenfor konturen (dvs. tak, vegg og såle i tunnel/bergrom). Anlegget vil i driftsfasen holdes tilstrekkelig tørt ved at lekkasjer som man ikke har klart å tette ved forinjeksjon blir fanget opp og ledet til drenasjesystemet ved hjelp av lokal avskjerming i området hvor lekkasjene oppstår.

Ved hjelp av etablert 3D-modell, er det beregningsmessig kalkulert med en total innlekkasje i størrelsesorden 0,3-3 liter vann pr. time pr. meter bergrom, eller totalt fra anlegget 135-1350 l/t (0.04-0.4 l/s), dersom det ikke foretas tettingstiltak under utsprengning. Maksimal strømningshastighet er beregnet til 2-5 mm/s. Dette må karakteriseres som små lekkasjer og er på samme nivå som det man forsøker å oppnå i tunneler som etableres i områder med setningsømfindtlige bygninger. For å oppfylle dette kriteriet kreves ofte omfattende tetting i form av injisering etc.

Det vil videre ta ca 55 år etter utsprengning før vannsiget gjennom berggrunnen har stabilisert seg. Området antas å være drenert i løpet av ca. 15 år. Det vil si at fjellet over selve anlegget trolig vil være drenert i løpet av 15 år. Her menes at innenfor et areal tilsvarende grunnflaten til anlegget, blir grunnvannsstanden senket til sålen/gulvnivået eller et stykke under dette i løpet av de første 15 år. Fra 15 til 55 år, vil "trakten" eller utbredelsen av grunnvannssenkningen øke til det er balanse i vannstrømmene.

Figur 1 Kunstnerisk presentasjon av drenering inn mot og ut i fra anlegget og utforming av anlegget(Lars Pedersen).





4.4.3 Vannets bevegelser i og ved anlegget - modellgrunnlag for scenarieberegningene av vassdraget nedstrøms anlegget

For å kunne vurdere hvordan anlegget vil fungere og mulighet for og konsekvens av utslipp av radioaktive nuklider til omgivelsene, var det nødvendig å etablere en modell for avrenning og opptak av vann. En modelering av vannvolumer og vannmengder i de ulike delene av vassdragene nedstrøms anlegget, gir følgende resultat(vurderingen er delvis basert på måledata og delvis på kartstudier):

Strekning	Lengde [m]	Tverrsnittsareal [m^2] (gjennomsnitt)	Volum [m^3]	Vannhastighet [m/s] (gjennomsnitt)	Målt vannføring [m^3/s]
Utløp drensledning-Blytetjern	300	1	300	0,08	0,08
Blytetjern	250	100	25.000	0,0008	
Blytetjern-Vinlandstjern	1.300	1	1.300	0,08	
Vinlandstjern	1.350	250	337.500	0,0013	
Vinlandstjern-Øyeren	3.500	1,5	5.250	0,21	0,32
Øyeren	30.000	39.480	$1184*10^6$	0,018	700
Glomma	66.000	5.000	$330 * 10^6$	0,14	700
SUM	**102.700**		**$1.514,4*10^6$**		

Ved beregning av tversnittsareal for Blytetjern og Vinlandstjern er følgende forutsetninger benyttet:

- Blytetjern;gjennomsnittlig bredde 50 meter og dybde 2,0 meter
- Vinlandstjern; gjennomsnittlig bredde 127 meter og dybde 2,0 meter

Tallene viser at når det gjelder totalt vannvolum i Himdalenvassdraget er vannvolumet i Vinlandstjern det helt dominerende. Gjennomsnittlig dybde for dette vannet er derfor helt avgjørende for det totale vannvolumet i vassdraget. Tallene viser også at de tall som er benyttet i scenarieberegningen, når det gjelder vannvolum i vassdraget sannsynligvis heller er for lave enn for høye. At man får et gjennomsnittlig tversnitt for vassdraget påover 30 m^2 (med AEA's tall) skyldes dette at vannvolumet av Vinlandstjern er dominerende.

Målt vannføring i Øyeren/Glomma gjelder gjennomsnittlig vannføring ved utløp av Øyeren.

5. BESKRIVELSE AV ANLEGGET

5.1 Bygningstekniske installasjoner

De bygningstekniske installasjoner består av:

- Fire haller med betongbygg for lager og deponi
- En atkomsthall, som forbinder tunnelen og lager/deponihallene.
- Servicebygning med besøksrom
- Tunnelportal
- Nisje i tunnel til transformator

Hver hall består av en omlastingssone samt to plasstøpte like betongbygg beliggende i forlengelsen av hverandre. Hver hall er skilt fra ankomsthallen av en betongvegg med port. Betongbyggene har samlet utvendige mål 9,45 x 41,10 m inkl. 1,0 m avstand mellom byggene i lengderetningen. Vegghøyden er 4,6 m. Byggene utføres i første omgang uten permanent tak. Et slikt tak vil bli bygget først etter at tønner og kasser er plassert og omstøpt. Transport av tønner og kasser fra lastebiler i omlastingssonen til betongbyggene skjer ved hjelp av traverskran. Kranbjelker for kranen plasseres på søyler på toppen av betongveggene og føres ut over omlastingssonen til veggen mot ankomsthallen.

Servicebygningen har et brutto areal 209 m^2 og inneholder VVS-rom, tavlerom, lagerrom, kontrollrom, hvilerom, toalettrom, dusj, kontrollpunkt og møterom. Under VVS-rommet anlegges betongtanker for oppsamling, måling og analysering av drensvann. Bygningen vil bli utført i lettklinkerblokker og tre og plasseres på en plate av betong.

Tunnelportalen bygges i plasstøpt betong og vil bli utstyrt med en solid port.

5.2 VVS-tekniske installasjoner

De VVS-tekniske installasjoner består av:

- To luftbehandlingsanlegg for tilførsel av forvarmet og avfuktet friskluft.
- Luftbehandlingsaggregat for ventilasjon av service- og besøksbygg.
- Røykavtrekksventilasjon
- Drens- og spillvannsanlegg for å håndtere vannansamlinger i anlegget. I tillegg etableres 2 x 10 m^3 oppsamlingstanker for prøvetaking.
- Automatikk- og sentral driftskontrollanlegg for automatisk styring og overvåking av de VVS-tekniske installasjonene.

Ventilasjonskanaler for friskluft og avtrekksluft (Ø800 mm) samt kanaler for røykavtrekk, føres i taknivå i atkomsttunnelen fra portalbygg via nisje for service

bygg hvor viftene er plassert, til atkomsthallen og lager/deponi hallene. I lager/deponi hallene skjer tilførsel av luft i hele hallens lengde, mens avtrekk skjer i indre del av hallen.

Ledninger for vanntilførsel, avløp for spillvann fra servicebygget og hallene og drenasje av haller og tunnel, føres i hovedsak i drenslaget i tunneler og haller. Drensvann og fuktighet fra lager- og deponihaller samles i et todelt system av drenasjeledninger og føres ved selvfall ut av anlegget til sandfangskum utenfor påhugget, før det ledes til resipient. Vannet ledes via 2 stk. oppsamlingstanker under service bygget for prøvetaking, før det videre enten blir tatt hånd om som aktivt eller blir sluppet ut i resipient.

Kontrollrom, tekniske rom VVS, tavlerom etc. er i plassert i servicebygget.

5.3 Elektrotekniske installasjoner

Anlegget vil bli forsynt via et 400 V T-NS spenningssystem med kraftforsyning fra egen transformator. Høland og Setskog Elverk etablerer en 22 kV kraftlinje fram til nettstasjonen i anlegget. Linjen etableres stort sett som luftlinje, men det siste stykket fram til anlegget legges som jordkabel av sikkerhetsmessige årsaker.

Av sikkerhetsmessige grunner blir anleggets nettstasjon (transformator) plassert i en nisje i tunnelen innenfor hovedporten. Høyspent tilførselen til anlegget samt innkomne telekabler blir ført inn i anlegget i grøft i grunnen.

Anleggets hovedtavle plasseres sammen med UPS-anlegget i eget tavlerom i service bygget.

Kabler fra nettstasjonen til hovedtavlen blir lagt i grøft i atkomsttunnelen. Øvrige kabler i tunnelene blir installert på kabelbroer. I atkomsttunnelen blir broene montert midt i tunnelen og brukes også som oppheng for lysarmaturer.

Kranbjelker for traverskranene i lager/deponi hallene monteres oppå betongveggene i hallene. Traversene vil bli montert oppå kranbjelkene i de haller kranene er i bruk. Total høyde i hallene er derfor vesentlig påvirket av at det nyttes traverskraner.

6. RISIKOANALYSE, KONSEKVENSUTREDNING, FUNKSJONSANALYSE

6.1 Begrepsavklaring

Risikoanalyse omfatter det å kartlegge og kvantifisere risiko, beskrive risikoen ved hva vi utsettes for ved å gjennomføre tiltaket. NS 5814 angir at risiko er

produktet av sannsynlighet og konsekvens, hvilket gir at en risikoanalyse må vurdere både sannsynlighet (ved f.eks. utvelgelse av hendelser og scenarier) og konskvens (sortere bort forhold som ikke påvirker sikkerheten). Det må fastsettes akseptkriterier og miljøkrav.

Eksempler på akseptkriterier for prosjektet i Himdalen er: framtidige generasjoner skal ikke utsettes for helsefare, drikkevannskvaliteten skal ikke endres, anlegget skal gi en varig anbringelse av avfallet. Typiske miljøkrav er de sentrale funksjonskravene nemlig stråledosene på henholdsvis 1,0 μSv/år og 100 μSv/år.

En risikoanalyse består av en årsaksanalyse og en konsekvensanalyse. For å kunne gjennomføre en risikoanalyse, må man ta utgangspunkt i et system og modellere dette. Eksempelvis kan det være et prosessanlegg, en produksjonslinje, et økosystem i biosfæren eller et byggeprosjekt.

Referanserammen for risikoanalysen er modellen, som representasjon av virkeligheten i en eksisterende virksomhet eller en tenkt virkelighet i et planlagt prosjekt. Med erkjennelsen av dette, blir arbeidet med å modelere virkeligheten helt avgjørende for kvaliteten til analysen og troverdigheten til resultatene.

6.2 Modellering

Modellen må være komplett - det vil si at alle elementer eller deler av systemet som er nødvendige for å få det til å fungere, må få en egen representasjon i modellen. Hver del må beskrives særskilt.

Relasjonene mellom delene må bestemmes, slik at vi kan sette delene sammen som et interaktivt system.

Modellbegrepet og modelleringsarbeidet er analytisk, ved at man resonerer og saklig begrunner systemets oppbygging. På sett og vis er modelleringsarbeidet deterministisk og "statisk". Modellen bør imidlertid legges opp slik at man kan trekke inn matematiske metoder, for å håndtere og beskrive usikkerhet og variasjon, - dvs. Stokastisk tilnærming.

Dette gir mulighet til å behandle hendelser med ulik sannsynlighet i samme system.

I et avfallsanlegg i fjell, som Himdalen, vil prosessmediumet være vann. Vann som strømmer gjennom bergkollen, inn i anlegget, ut av anlegget, vann som kommer i kontakt med avfallet (radioaktive nuklider), utlekkasje av vannløste forurensninger.

Vi har da et system der vannet kan strømme ulike veier, - at det er alternative valg for vannet ved hver av delstrekningene det følger. Strømningsprosessen kan da beskrives i en kombinatorisk modell.

En slik modell/tilnærming bygger på følgende to grunnidéer;

- Bruk av en styrt enumeringsprosess (oppregning), der alle mulige hendelser og løsninger vurderes
- At man foretar en eliminering av mulige hendelser, som anses lite sannsynlige eller at de overstyres av andre hendelser.

Det blir så de gjennværende hendelsene og løsningene som blir gjenstand fr den detaljerte vurdering. Innen saksfeltet strålevern, reaktorsikkerhet og avfallshåndtering med etablering av avfallsanlegg, er det blitt etablert normer for hvordan man bør gå fram ved datainnsamling, scenarieutvelgelse, utvelgelse av hendelser, konsekvensberegninger osv..

Delvis er det utarbeidet slike analysemodeller i enkeltforetak, som arbeider med slike analyser, med viktigst er de omforenede anbefalinger, som IAEA har utarbeidet /9/, samt et tilsvarende system som myndighetene i USA har laget /5/.

Disse anbefalingene fra IAEA omfatter metodevalg, systematisk nøytral tilnærming og noen "huskelister" for hendelser, scenariebeskrivelse, anbefalinger over mekanismer på detaljnivå, som kan påvirke, bryte ned barrierer(biologisk faktorer, klimaendringer, jordskjelv...).

Det er anbefalingene til IAEA, som er fulgt i Himdalen prosjektet, når det gjelder scenarieutvelgelse, identifisering av hendelser, utvelgelse av hendelser, vurdering av sannsynligheter mm..

6.3 Beregninger

Når scenarier, hendelser mv. er bestemt, må den modellbeskrivelsen man har av virkeligheten tilpasses det analyseverktøyet man har. Det er vanlig å benytte datamodeller i dette arbeidet, fordi det vanligvis er store datamengder og tildels krevende matematiske beregninger som må gjennomføres, - spesielt i de deler av analysen der man benytter stokastiske beregninger.

I analysearbeidet med Himdalen-prosjektet er bl.a. følgende datasystemer benyttet:

- SEEP(strømning i porøst medium)
- UDEC(spenning, tøyning, strømning, jordskjelv)
- BIOS(biosfæremodell)
- MASCOT(utslipps-/stråledoseberegninger)
- FLUSH(jordskjelv)

Systemer som BIOS og MASCOT er gjerne utviklet av det enkelte firma som utfører beregningene. For å kunne benytte slike programmer, må det foreligge

dokumentasjon for oppbygging, teorigrunnlag, samt referanser. Både metoder og programmer må være anerkjente og aksepterte i bransjen.

6.4 Funksjonsanalyse

funksjon(lat. fungi -forette)
"Når en foranderlig (varabel) størrelses tallverdi er avhengig av en annen (eller flere) varierende størrelsers verdier, sier man at den er en funksjon av den andre. I den matematiske analyse har man en funksjon hvis ethvert element i en mengde (grunnlaget) kan tilordnes, ved en gitt regel, ett og kun ett element i en mengde (resultat)."

I sitt enkle er en funksjonsanalyse den prosess man går igjennom ved modellering med inndeling av enkelte elementer, beskrivelse av sammenhenger og gjennomføre beregninger i den ferdige modellen. Funksjonsanalysen blir derfor en del av risikoanalysen. Funksjonsanalysen fokuserer på hensiktsmessig organisering og sammenheng i systemet såvel på virkemåte, for både hele systemet og deler av systemet, for at måloppnåelse skal sikres.

6.5 Konsekvensutredning

Konsekvensutredning er formelt matematisk/analytisk den andre delen av risikoanalysen, der man ser på virkningene for omgivelsene av et spesifikt tiltak. I Norge har vi formalisert konsekvensutredninger for miljøpåvirkninger i reglene i Plan og bygningsloven (PBL), som sier at utredningen skal redegjøre for tiltakets vesentlige virkninger for miljøet, naturressursene og samfunnet. Utredningsmetode som benyttes i PBL, er analytisk og klart tilpasset det enkelte prosjekt. Tilpassningen skjer i det vesentlige i en sterk differensiering av hvilke temaer som behandles detaljert med beregninger ol., og hvilke som kun behandles generelt beskrivende. Se 6.2 om modellering og kombinatorisk modellering.

En konsekvensutredning utføres vanligvis før det er foretatt noe prosjktering i prosjektet, det vil si at man baserer seg på tilgjengelige data og enkle undersøkelser av de lokale forhold, hvilket medfører at det i det vesentlige blir en kvalitativ vurdering. De kvantitative forhold blir kun ivaretatt i begrenset omfang og i et vanlig byggeprosjekt blir det sjelden foretatt revidering av konsekvensutredningen senere i prosjektet når man har bedre detaljinformasjon om lokaliteten og prosjektet. Dette er et forhold som man burde se nærmere på og kanskje burde man begynne å kreve at det gis en revidert beskrivelse av miljøkonsekvenser før brukstillatelse gis for bygningen.

I Himdalen prosjektet er dette ivaretatt ved at alle sikkerhetsanalysene skal revideres flere ganger. Først ble konsekvensutredningen fulgt opp med en omfattende sikkerhetsanalyse/risikoanalyse som del av konsesjonsbehandlingen. Dette arbeidet omfattet blandt annet utførelse av omfattende geologiske undersøkelser, modelleringen tok utgangspunkt i de konkrete konstruksjoner og utfrominger man har for prosjektet, framkommet gjennom prosjekteringen. Sikkerhetsanalysene som fulgte konsesjonssøknaden i mars 1996 var basert på

forprosjektet. Den reviderte sikkerhetsrapporten innlevert i oktober 1996 var basert på detaljprosjektet.

Neste sikkerhetsrevisjon blir ved avsluttet bygging og før anlegget tas i bruk, da vi må bevise at de virkelige forholdene avdekket under utsprengningen ikke endrer konklusjonene i sikkerhetsanalysen og dermed forutsetningene for konsesjonen.

Det blir også en siste revisjon ca. år 2030 da driftsfasen er over og man skal ta stilling til lukking av deponiet og om lagerdelen skal omgjøres til deponi.

Referanser

1	Statsbygg/Grøner AS	93046 Kldra-Himdalen, Konsesjonsbehandling, Revidert sikkerhetsanalyse.
2	Statens forvaltnings-tjeneste	NOU 1991:9 Deponi for norsk lav- og middelaktivt atomavfall
3	Statens atomtilsyn Scandpower as/Berdal Strømme as	Deponi i fjell på Romerike for norsk lav- og middelaktivt atomavfall
4	Statens atomtilsyn Scandpower as/Berdal Strømme as	Deponi i Killingdal gruve for norsk lav- og middelaktivt atomavfall
5	NUREG	Standard Format and Content of license application for a Low-Level radioactive Waste Disposal Facility
6	Marvin Rausand	Risikoanalyse, Veiledning til NS 5814
7	IAEA	Radiactive Waste Management-An source Book
8	IAEA	Publication no.59,71 and 349
9	IAEA	Safety Assessment of Radioactive Waste repositories. Systematic Approaches to Scenario Development
10	Statsbygg/Jullum	Erfaring fra et antall prosjekter med konsekvensutredninger, risikoanalyser og teknisk programmering
11	Olav Solem	Kombinatorisk programmering

Prosjektleder Anders Beitnes
NSB Gardermobanen A/S

EIDSVOLLTUNNELEN - ENDELIG IGJENNOM

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 1996

ERFARINGER FRA PROSJEKTERING OG BYGGING AV BOLIGKOMPLEKS I FORURENSET GRUNN - NIDELVEN TERRASSE

Siv.ing. Olav Årbogen og siv.ing. Ingrid Havnen, NOTEBY AS, avd. Trondheim

Sammendrag

Nidelven Terrasse ligger sentralt i Trondheim på en gammel industritomt med tungmetallforurenset grunn. «Utslippstillatelse» (gravetillatelse) fra SFT ble gitt på grunnlag av miljøundersøkelser på området som konstaterte forurensing av tungmetallene kobber, sink, bly og tildels kadmium. En gjennomføringsplan for utgraving, sortering og disponering av masse ble utarbeidet på grunnlag av SFTs pålegg.

Mest mulig ensartet masse ble gravd ut seksjonsvis, siktet, prøvetatt, analysert og mellomlagret for endelig disponering på bakgrunn av analyseresultatet. Massen ble sortert i tre kategorier ut fra forurensingsgrad; «ren masse», lite forurenset masse og forurenset masse. Det ble opprettet et spesialdeponi for forurenset masse på nabotomta som kunne romme inntil 3900 m^3. Ytterligere inntil 2000 m^3 lite forurenset masse kunne disponeres på tomta og på nabotomta i deponi under visse forutsetninger. «Ren» masse kunne disponeres på fyllplass eller på ikke sensitive områder.

Totalt ble mengde håndtert løse m^3 for henholdsvis forurenset, lite forurenset og «ren» masse henholdsvis ca. 3800, 2050 og 5700 m^3.

Hele utgravingsprosessen ble utført under kontinuerlig styring/kontroll av egen kontrollør som hadde oversikt over, og loggførte all massedisponering.

Grunnforholdene er vanskelige da det er relativt ustabile masser med bare noen få meter ned til kvikkleire. Grunnforholdene førte til spesielle løsninger med hensyn på bygget, med lett konstruksjon av tre over kjeller i betong. Ved utgraving for deponiene ble dette gjort seksjonsvis p.g.a stabilitetshensyn.

Summary

Nidelven Terrasse (apartment building) is located in central Trondheim at an old industrial site contaminated with heavymetals. Previous environmental studies at the site, stated contamination of copper, zinc, lead and cadmium. An «accomplishment-plan» for sorting and disposal of soil was made based on premises given by SFT (The State Pollution Authority).

Soils looking similar in composition, were excavated sectionwise, and representative samples were analysed to determine final disposal. The soil was divided into three categories depending on the rate of contamination; «clean soil», slightly contaminated soil and contaminated soil. A landfill for the contaminated soil was established next to the site, to store up to 3900 m^3 soil. 2000 m^3 slightly

contaminated soil could be deposited on the site and the neighbor site. «Clean soil» could be disposed at municipal landfills.

About 3800 m^3 contaminated soil, 2050 m^3 slightly contaminated soil and 5700 m^3 «clean» soil was excavated.

The soil excavation process was accomplished under continuous supervision with sampling and logging of different soil categories.

The ground conditions were difficult, consisting of rather unstable soil with only few meters down to quick clay. This made it necessary to use a light construction over the parkingcellar. The excavation for the landfill of contaminated soil had to be done sectionwise to ensure the ground stability.

1. Innledning

Byggeområdet for Nidelven Terrasse, Øvre Bakklandet 2-4, ligger like ved Nidelva rett ovenfor Marinen og Nidarosdomen i Trondheim. Terrasseblokkene er under bygging og skal ferdigstilles i februar 1997. Byggeprosjektet har vært meget omstridt p.g.a dets beliggenhet, grunnforurensing og stabilitetsforhold. Terrassehusene er meget attraktive og vil få en bra standard. Alle leilighetene er solgt og prisene varierer fra knapt 1 million kr for de minste leilighetene til 3,5 millioner kr for de største.

Utbyggingen vil omfatte totalt 54 leiligheter fra 75 til 210 m^2. Det er bygd garasjekjeller i hele byggets lengde (ca 175 m) med flere heiser. Kjelleren bygges i plasstøpt betong, mens bygg over kjeller blir i tre. Over kjelleren bygges fire blokker med varierende antall etasjer (2 og 3). Utbygger er Heimdal Utbyggingsselskap A/S og totalentreprenør er A/S Bygg & Anlegg.

1.1 Historikk/ bakgrunn

Området er en gammel industritomt og er registrert i SFTs landsomfattende kartlegging av spesialavfall og forurenset grunn (NGU rapport 90.127), som forurenset industrigrunn med behov for snarlige grunnundersøkelser eller tiltak. Rapporten skriver om Nidelven Terrasse:

«Forurenset industrigrunn, søl og lekkasjer av tungmetallholdige væsker fra over 60 års galvanoteknisk virksomhet. I forrige århundre ble det på området drevet gassverk basert på steinkull med betydelig produksjon. Grunnen kan derfor også være forurenset av PAH-holdig tjære. boligbebyggelse på området er igangsatt».

Hartmann Eiendom A/S planla på slutten av 80-tallet utbygging av terrasseblokker på tomta. I 1990 og 1992 engasjerte Hartmann Eiendom A/S NGU til å utføre miljøtekniske grunnundersøkelser. I tillegg ble det utført utlekkingstester på den forurensede massen av Terrateam i 1992. Konklusjon fra disse undersøkelsene var at massen i hovedsak var forurenset av tungmetallene kobber, sink, bly og tildels kadmium. Det ble også konkludert med at forurensingselementene var sterkt bundet til jordmassene, og at forurensingspotensialet dermed var lite.

På bakgrunn av dette ble en tiltaksplan utarbeidet i regi av Hartmann Eiendom, høsten 1992, for graving og deponering av tungmetallforurenset jord. Denne ble oversendt SFT, som i mars 1993 ga Hartmann Eiendom «Utslippstillatelse» i forbindelse med boligplanene på området. «Utslippstillatelsen» innebar gravetillatelse og tillatelse til å deponere inntil 3.900 m^3 oppgravde

forurensede masser i eget spesialdeponi. Ytterligere 2.000 m^3 lite forurensede masser kunne deponeres på egen tomt.

Geotekniske undersokelser og vurderinger ble utført av Sivilingenior Ottar Kummuneje AS i 1987 og i 1992.

Hartmann Eiendom gikk senere konkurs og tomta ble overtatt av Kreditkassen. Nidelven Terrasse var da et ferdig byggeanmeldt prosjekt. I 1995 kjøpte Heimdal Utbyggingsselskap (HUS) A/S prosjektet av Kreditkassen, og inngikk en utbyggingsavtale med Trondheim kommune.

HUS engasjerte NOTEBY A/S som geoteknisk og miljøteknisk rådgiver for utbyggingsprosjektet.

2. Geoteknikk

2.1 Grunnforhold

Tomta ligger på oppfylt område hvor opprinnelig terreng gikk skrått ned mot elvebredden. Oppfyllingen som er antatt å være ca 100 år er oppstøttet med et såkalt bolverk i tre mot Nidelva. I innerkant av tomta er det stort sett original grunn, mens det på yttersiden mot Nidelva er 5-6 m fyllmasser. Mye av disse ble fjernet under utbyggingen. Gjenværende fyllmasser finnes i hovedsak under ytre halvpart av bygget og mot elva.

Fyllmassene er varierte med innslag av både grus, sand, silt, teglrester m.v. I tillegg er det påvist tildels betydelig mengde humus i massene.

Original grunn består under et steinholdig topplag (opprinnelig elvebunn) generelt av silt med overgang til leire i 2 - 8 m dybde. På søndre del av området er det påvist kvikkleire i 6 - 9 m dybde (kote - 1 til - 4). fast grunn/fjell ligger i stor dybde, anslagsvis 20-30 m under terrengnivå.

Typiske skjærstyrkeverdier	(Su):
Silt:	> 60 kPa
Leire:	30 - 50 kPa
Kvikkleire:	25 - 40 kPa

2.2 Fundamentering

Opprinnelig var bygget ønsket oppført i «tungt» materiale, det vil i prinsippet si en tradisjonell betongkonstruksjon. Dette ville medført fundamentering på peler eller direktefundamentering på kvalitetsfylling ved masseutskifting av oppfylte masser. På grunn av store kostnader ved fjerning av de forurensede massene, var det derfor ønskelig med så grunn fundamentering som mulig for å redusere gravekostnadene.

For å oppnå grunn fundamentering måtte vekten av bygget reduseres og det ble besluttet å utføre kun kjellerdelen samt dekke over kjeller i betong, mens bygget videre i høyden ble utført som «lett» konstruksjon, det vil si vesentlig i tre og stålmaterialer.

På grunnlag av setningsanalyser samt forutsetning om at urene humusholdige masser under fundamentene masseutskiftes og at fundamentrauene komprimeres før støping av fundamenter kunne det tilrås å fundamentere bygget direkte. For fundamentdimensjonering ble tillatt lastøkning i forhold til terrengnivå før byggestart satt til 10 kPa langs ytre langvegg (akse A, se figur 1, s.7) og

20 kPa langs indre langvegg (akse E). Dette var beregnet å gi omtrent jevne totalsetninger for ytre og indre del av bygget i storrelsesorden 1 - 2 cm. I tillegg ligger det inne en ekstra sikkerhet som ikke ble benyttet beregningsmessig i og med at bygget i store trekk er plassert på tidligere bebygd areal og grunnen har vært forbelastet i lang tid.

Langs akse A/B er fundamentene formet som såler som går langs hele byggets lengde, og med stivhet som medfører lastoverføring til nabofundamenter ved setningsutvikling under en vegg-skive. Dette er viktig langs ytre del av bygget på grunn av inntil ca 3-4 m fyllmassemektighet under fundament-nivå. Langs akse D/E utformes fundamentene som enkeltfundmenter. Fundamenteringen skjer her i all hovedsak til original grunn.

Av setningshensyn er det også satt krav til oppfylling på utsiden av bygget, det er derfor nødvendig med bruk av lette masser til utvendig oppfylling ved ytre langvegg.

I skrivende stund, ca 6 måneder etter at storparten av bygget var reist, er det ikke observert setninger/setningskader på bygget.

Av mer spesielle forhold ved fundamenteringen vil vi nevne at bolverket som støtter opp gangvegen/elvepromenaden mellom nybygget og Nidelven måtte repareres. Det er rammet ned nye trepeler som er forankret med stag innstøpt i de ytre fundamentene på nybygget.

P.g.a. stabiliteten måtte begge deponiene for forurensede masser graves ut seksjonsvis og fylles opp før neste gravetrinn kunne starte.

3. Utslipps-/gravetillatelse

SFT ga i brev til Hartman Eiendom, datert 17. mars 1993, «Utslippstillatelse» (gravetillatelse) for forurensede masser ved Nidelven Terrasse. Denne bygget på «Tiltaksplan for behandling av forurensede masser på ovre Bakklandet 2-4, av 25.09.1992, justert 19.10.1992». Ved eierskiftet ble utslippstillatelsen overført til Heimdal Utbyggingsselsekap A/S. Noteby utarbeidet et kontrollprogram for arbeidene i oktober 1995, som ble sendt SFT. Ytterligere krav ble stilt av SFT i brev av 25. september 1995. En skjerping av kravene fra SFT gjorde det nødvendig med en relativt omfattende gjennomgang før tillatelse ble gitt.

3.1 Kategorier

«Utslippstillatelsen» forutsatte sortering av gravemasser i tre kategorier, knyttet til nærmere angitte grenseverdier i tabell 1:

- forurensede masser; kategori 1
- lite forurensede masser; kategori 2
- «rene» masser; kategori 3

Tabell 1: Oversikt over forurensningskategori 1 - 3 (konsentrasjoner i mg/kg tørrstoff)

Element	1. forurensede masser	2. lite forurensede masser	3. «rene» masser
sink	>2.000	500 - 2.000	<500
bly	> 400	150 - 400	<150
kobber	> 400	100 - 400	<100
kadmium	> 15	5 - 15	< 5

Det elementet som hadde høyest innhold i forhold til grenseverdiene var bestemmende for klassifiseringen.

3.2 Utslippstillatelsen

«Utslippstillatelsen» gitt Heimdal Utbyggingsselskap AS inneholder relativt detaljerte beskrivelser for utførelsen av arbeidet:

- Opptil 3900 m^3 forurensede masser (kategori 1) kan disponeres i eget spesialdeponi på tomta/ nabotomta.
- Spesialdeponiet skal utformes med tett membran i topp og bunn for å hindre gjennomstrømning av vann, med mulighet for utslipp av evt. gass, og avskjærende drenering for grunnvann. Deponiet skal overdekkes med 0,5 m rene masser og tilsås.
- Opptil 2000 m^3 lite forurensede masser (kategori 2) kan benyttes som tilbakefyllingsmasse på tomta/ nabotomta. Denne massen skal tildekkes med membran/ leire og/ eller med asfaltering og kan legges ned til kote +2.
- «Ren» masse (kategori 3) skal benyttes til ikke-sensitive formål, f.eks. veibygging, industriområder, o.l, eller deponeres på godkjent fyllplass.
- Masser som ikke direkte blir berørt av byggevirksomheten skal også tildekkes med 30 cm leire eller membran, for å hindre sigevann.
- I graveperioden skal lensevann fra byggegropa og spesialdeponi (mellomlager) renses i et tilstrekkelig dimensjonert sandfilter før utslipp til Nidelva/ kommunalt nett. Lensevannet skal analyseres med hensyn på sink, bly, kobber og kadmium.
- SFT skal godkjenne kontrollprogram som skal sikre sortering av massene i de ulike kategoriene og riktig disponering av massene (gjennomførings-/kontrollprogram).
- Sortering av massene skal foregå på basis av analyser og av allerede utførte undersøkelser samt visuell bedømming. Visuell sortering kan kun brukes til å sortere ut masser som klart ikke kan være forurenset og som grunnet karakteristika er lett å sortere ut.
- Ved oppgraving skal tiltak for å hindre støv og støyplager gjennomføres.
- I graveperioden skal det daglig føres driftsjournal som angir mengde av hver massekategori og hvordan de er disponert (ut fra kjemiske analyser). Deponeringsprosessen skal ikke sammenblande ulike kategorier forurenset masse.
- Redegjørelse for arbeidet skal presenteres SFT senest 3 måneder etter avsluttet gravearbeid med oversikt over de ulike kategoriene masse og hvordan de er disponert, samt resultatene av analysene (sluttrapport).

3.3 Dokumentasjon

På bakgrunn av SFTs krav utarbeidet Noteby AS i oktober 1995 en «Gjennomføringsplan for graving/ håndtering av forurensede masser» (kontrollprogram), som besto av følgende:

1. Plan for håndtering og, midlertidig samt permanent, deponering.

2. Instruks og måleprogram for utgraving av forurensede masser
3. Graveplan, oversikt forurensning
4. Plan for avbotende tiltak og beredskap
5. Kontrollplan

Ca. 3 måneder etter avsluttet gravearbeid og lukking av spesialdeponiet ble det utarbeidet en sluttrapport med oversikt over analyseresultater, mengde masse av hver kategori, hvor denne ble disponert og vedlagt dagbok utarbeidet av Notebys kontrollør på byggeplassen (Noteby rapport 57086 - 2).

4. Gjennomføring av utgraving

4.1 Bakgrunnsmateriale

NGU utførte miljøtekniske undersøkelser på tomta i 1990 - 1992 (NGU rapport 90.157 og 92.238) på grunnlag av jordprøver fra 10 punkter.

I tillegg utførte Noteby supplerende sjaktgravinger like før graveoppstart for å få et bedre grunnlag å styre utgravingen etter. Det ble gravd totalt 12 prøvesjakter med gravemaskin og tatt 1-3 prøver i hver sjakt; totalt 24 prøver. Prøvene ble analysert på stedet vha bærbart XRF-utstyr.

En oversikt over sjaktene og NGUs prøvepunkter er vist på figur 1. Figuren er en graveplan som viser forurensingsituasjonen på området, utarbeidet på grunnlag av samlede resultater fra undersøkelsene.

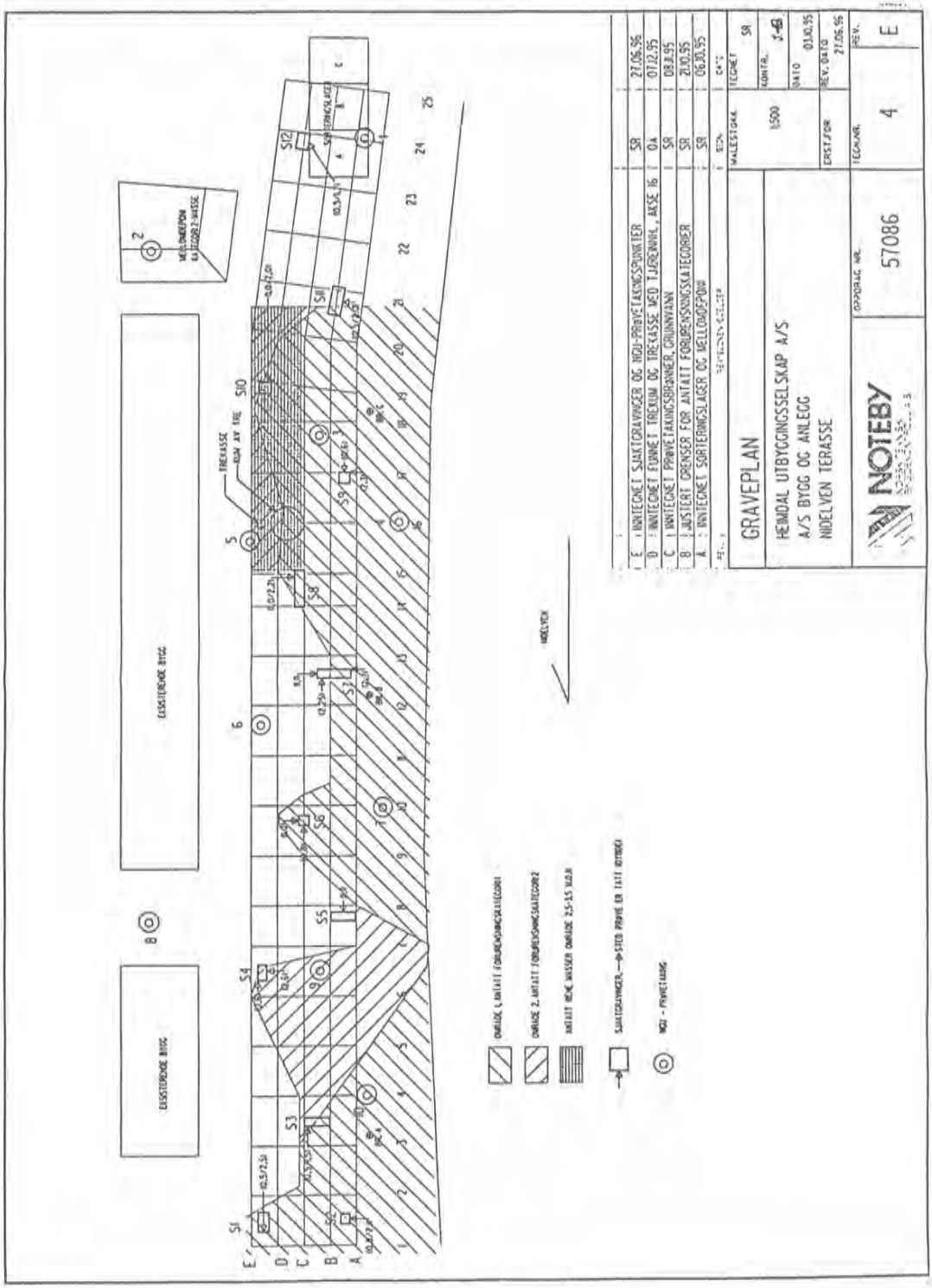
4.2 Byggeplass

Hele utbyggingsområdet inkludert deponiområdet ble inngjerdet. Entreprenøren etablerte et system med ID-kort for besøkende på byggeplassen mens grunnarbeidene pågikk.

4.3 Massehåndtering - utgraving, sortering

Masse med antatt lik forurensingsgrad (vurdert ut fra utgravingsplan, figur 1, og visuelt av Notebys observatør) ble gravd ut i seksjoner. Der det var klare laggrenser ble massene gravd ut lagvis. All graving ble utført under oppsyn av uavhengig kontrollør. Sammenblanding av forskjellig type masse/ kategori ble forsøkt unngått i den grad det var praktisk mulig. Dette medførte noe saktere utgraving enn normalt. Utgravd masse ble loggført i driftsjournal fra utgraving til endelig disponering/ deponering. Til sikting av massen ble «powerscreen» benyttet. Dette besto av et fast 150 mm stavsikt, transportbånd og et 50 mm vibrosikt.

***Figur 1**: Oversikt over bygget med provepunkter og avmerket forurensing (nedkopiert).*



De oppgravde massene ble i prinsippet håndtert slik:

1. Massene ble gravd opp med gravemaskin og lagt på stavsiktet.

2. Masser grovere enn 150 mm ble lagret midlertidig på tomta, før utkjøring. Denne massen besto i hovedsak av betongrester og noe jernskrap og ble betraktet som «ren» masse, kategori 3.

3. Massen < 150 mm ble ført på transportbåndet til vibrosikten med maskestørrelse 50 mm.

4. Masse grovere enn 50 mm ble også lagret midlertidig på tomta før utkjøring og besto i hovedsak av stein og teglstein. Denne fraksjonen ble også betraktet som «ren» masse, og ble disponert i henhold til det. Kontrollprøver av den frasorterte massen ble tatt, og analyseresultatet viste at innholdet var tilfredsstillende, d.v.s kategori 3 masse. Det ble holdt kontinuerlig visuell kontroll med denne fraksjonen.

5. Fraksjonen < 50 mm ble prøvetatt etter faste rutiner: Massen ble transportert med hjullaster fra sorteringsverket til sorteringslagrene (plasthaller). En delprøve for analyse ble tatt pr. hjullasterskuff. Hver blandprøve som ble analysert bestod av masse fra 30-40 delprøver, og representerte ett sorteringslager.

6. Kjemiske analyser av blandprovene ble utført ved SINTEF, Teknisk kjemi ved hjelp av atomabsorbsjon (AAS) på elementene kobber, sink og bly. Resultatene forelå innen ca. to timer etter at prøven ankom analyselaboratoriet. Da kadmium kun var funnet i prøver med høyt innhold av de andre elementene ble det ikke analysert på dette under oppgraving.

7. På grunnlag av analyseresultatet ble massen disponert avhengig av det tungmetall som hadde høyest innhold i forhold til grenseverdier for kategori 1, 2 og 3 (se tabell 1).

Underliggende leir/silt-masse var antatt å være ren, og ble ikke siktet. Kontrollprøver av denne massen ble tatt i byggegropa før den ble kjørt bort. Kontrollprovene var av blandprøver fra overflaten (ca. 20 delprøver). Analysene viste at primært avsatt leire/silt utgjør rene masser. Kontrollprøver ble også tatt av gjenværende masse i byggegropa for å dokumentere evt. forurensing.

Trerester var antatt å tilhøre kategori 2, og ble sortert ut direkte av gravemaskinen.

Det var til sammen tre sorteringslager, i form av plasthaller. En av hallene rommet ca. 120 m^3 og de andre ca. 100 m^3 hver. Disse lagrene var plassert i enden av tomta mot spesialdeponiet, på tett betongdekke og antatt ren grunn, se figur 1. All siktet masse ble fraktet til sorteringslager. Hvert sorteringslager inneholdt bare masse med antatt lik forurensingsgrad. Ved overgang til masse av annen kategori, ble nytt sorteringslager tatt i bruk.

4.4 Disponering av forurenset masse

4.4.1 Forurenset masse, kategori 1

Ca. 3700 m^3 (løs) forurensede masser, kategori 1, er deponert i eget spesialdeponi som ble opprettet på nabotomta ca 200 m oppstøms ved Nidelva. Forurenset masse har innhold av tungmetall (for et eller flere elementer) mer enn 2000 mg/kg for sink, 400 mg/kg for bly og/eller 400 mg/kg for

kobber. Denne massen besto i hovedsak av morkebrune/ svarte koksaktige masser og brun/ svart/ rustfarget grus/ sand (< 50 mm).

Spesialdeponiet er utformet med tett bunn og topp av bentonittmembran, med avskjærende drenasje, se deponiprofil og detaljer figur 2. Over membranen er det en overdekning på 50 cm med jord som er tilsådd. Deponiet har også en lufteventil, for å ventilere ut evt. gass.

I perioden under innlasting i deponiet, ble massene tildekket av plast. Sigevann i deponiet ble samlet opp, pumpet til et sandfilter hvor det ble renset og derfra pumpet til tank hvor vannet ble prøvetatt før utslipp til Nidelva.

4.4.2 Lite forurenset masse, kategori 2

Ca. 2050 m^3 (los) lite forurensede masser, kategori 2, er disponert på tomta som tilbakefyllingsmasse, eller lagt i eget deponi for denne type masse på nabotomta. Lite forurenset masse har følgende innhold av tungmetaller (for et eller flere elementer); 200 - 500 mg/kg sink, 150 - 400 mg/kg bly, og/ eller 100 - 400 mg/kg kobber. Til denne kategorien tilhører rester av treverk og sand/ grus.

Deponerte masser er topptettet med bentonittmembran eller asfalt, for å hindre gjennomstrømning av vann. Der det ble benyttet membran er denne overdekket med ren jord. I deponiet på nabotomta ble det i tillegg til bentonittmembran med overdekning på toppen lagt ut fiberduk ut mot elva for å hindre utsig/ partikkeltransport ved utvasking av masse til elva.

4.4.3 «Ren» masse

Ca. 5700 m^3 (løs) «rene» masser, kategori 3, er disponert delvis på tomta, og delvis kjørt bort på fyllplass/ ikke sensitivt område. «Ren» masse er masse med tungmetallinnhold mindre enn 500 mg/kg sink, 150 mg/kg bly og 100 mg/kg kobber. Denne massen besto av siltig leire/ leire (naturlig grunn) som befant seg under fyllmassen, frasorterte masser (> 50 mm) og mur og betongrester fra fundamenter av den gamle industribygningen.

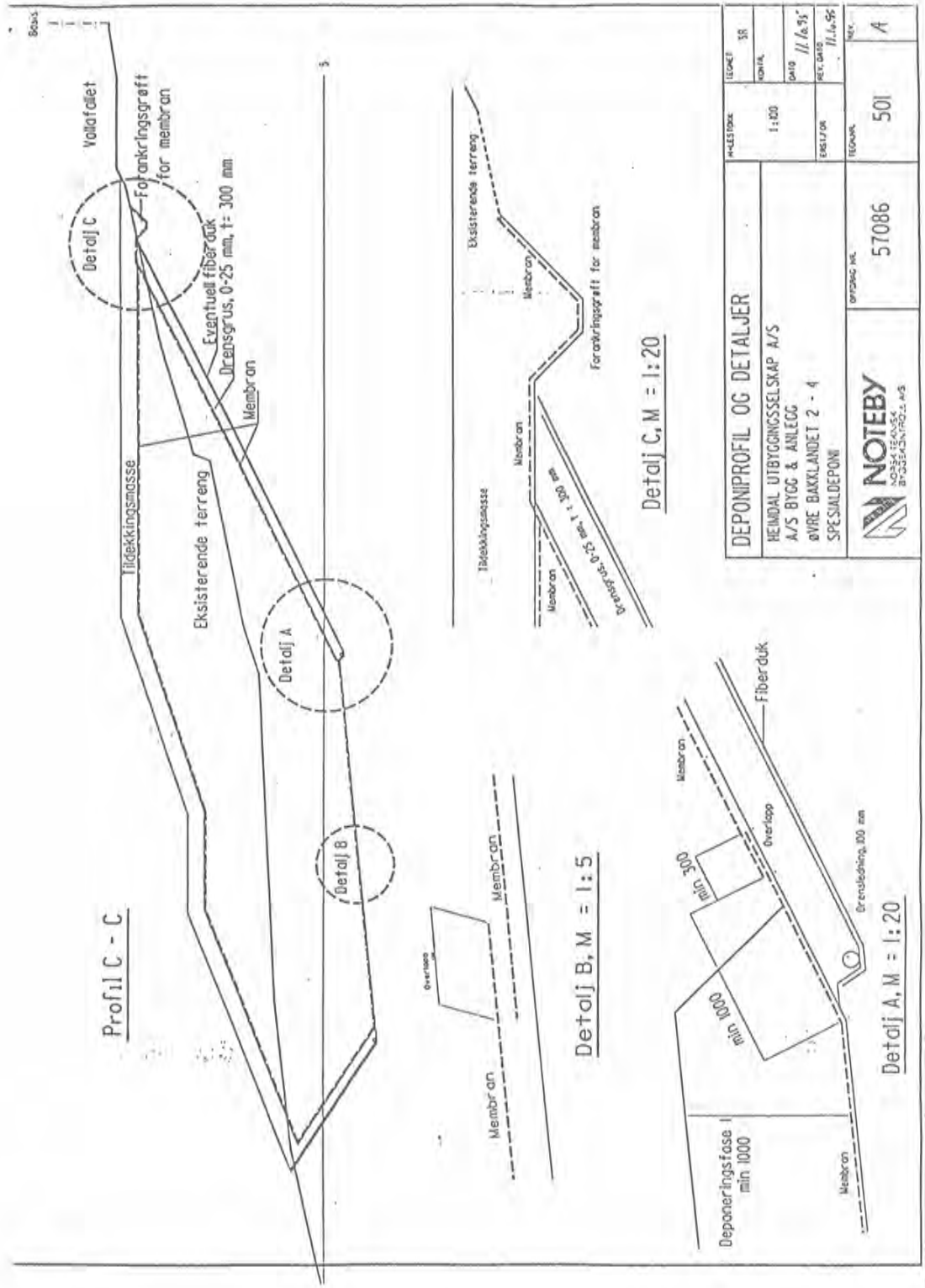
4.5 Mengde tungmetaller

Til sammen er det deponert ca. 4 tonn kobber, 17 tonn sink og 5 tonn bly. Tabell 2 viser total mengde sink, kobber og bly i spesialdeponiet (kategori 1 masse) og i kategori 2 masse på tomta/ nabotomta.

Tabell 2 : Total mengde tungmetaller i kategori 1 og 2 masse, verdier i kg.

	Kobber	Sink	Bly
Kategori 1	3327	16259	4163
Kategori 2	703	1569	685

Figur 2: Deponiprofil og detaljer (nedkopiert).



4.6 Håndtering av vann

4.6.1 Lensevann

Lensevannet ble pumpet opp og filtrert gjennom et sandfilter til tanker på 6000 og 12000 liter. En prøve av vannet i hver tank ble analysert mhp kobber, sink, bly og kadmium. Hvis verdiene var lavere enn «grenseverdi for filtrert vann» (se tabellen under) ble vannet pumpet til Nidelva. Ved overskridelse av grenseverdiene ble vannet filtrert på nytt igjennom sandfilteret og prøvetatt på nytt. Tabell 3 viser grenseverdien for filtrert vann i forhold til andre aktuelle grenseverdier og maksimalt innhold i grunnvann under graveperioden.

Tabell 3: Grenseverdier for vann, alle konsentrasjoner i µg/l.

Element	Grenseverdi for filtrert vann [1)]	Maks. påvist i grunnvann [4)]	Grenseverdi i drikkevannsforskrift [2)]	Grenseverdi «Ikke egnet for sportsfiske» [3)]
Sink	300	2120	300	110
Bly	50	2070	20	10
Kobber	300	400	300	50
Kadmium	5	6	5	0,5

1) Grenseverdi for når filtrert lensevann kan slippes til Nidelva.
2)Kfr. Forskrift om vannforsyning og drikkevann m.m. av 01.02.95 (største tillatte konsentrasjon)
3) Angitt grense for når ferskvann anses ikke egnet for sportsfiske, kfr SFT-veiledning 92:06
4) Fra brønner under utgraving

Totalt ble ca. 50 m^3 vann pumpet gjennom sandfilteret og sluppet ut i Nidelva, i tank (ca. 6,5 m^3) ble levert til Høvringen (kommunalt renseanlegg).

Sandfilteret ble bygd i en container, med innvendig isolering av veggene. Ved sterk kulde ble en «sandvarmer» satt ned i massen for å sikre frostfritt filter. Varmekabel ble lagt i pumpeledning (men ikke i alle ledninger).

4.6.2 Grunnvann

Da det var lite vann i byggegropa ble det ikke nødvendig å etablere pumpekummer der. Det ble imidlertid satt ned 3 grunnvannsbrønner (miljøbrønner) langs byggegropa mellom bygget og elva for å registrere tungmetallvariasjonene i grunnvannet ved utgraving. Plassering av brønnene merket A, B og C er vist på figur 1. Grunnvannsprøver ble tatt ca. en gang i uka i graveperioden.

Tungmetallinnholdet i grunnvannsprøvene varierte relativt mye. Innholdet i prøvene var tydelig påvirket av gravearbeidene ved brønn A og B, men noe mindre ved brønn C. Høye verdier ble funnet i enkeltperioder av kobber i brønn B (okt./nov.) samt bly og sink i brønn A (henholdsvis oktober og november). Disse maksimalverdiene er vist i tabell 3. Forurensingen i grunnvannet holdt seg ellers imidlertid lavt og stort sett under de nederlandske tiltaksverdiene for grunnvann.

For øvrig indikerte resultatene (som ventet) at nedbørsmengden og grunnens forurensingsgrad hadde betydning. Brønnene var mulig også påvirket av flo og fjære. Brønnene ble imidlertid ødelagt i løpet av grave-/byggeperioden.

5. Uforutsett forurensing, PAH forurensing

Under gravearbeidet ble det oppdaget en uforutsett forurensing; en trekum med 5 m diameter og en trekasse, på ca. 2 m^3 inneholdt tjæreforurensing, se figur 1, akse 16. Dette stammer fra et gassverk, fra forrige århundre, nevnt i SFTs kartlegging av spesialavfall og forurenset grunn. Ingen spor av dette ble imidlertid funnet under de innledende undersøkelsene og det var derfor ikke lagt opp til å behandle slik masse. SFT og Fylkesmannens Miljøvernavdeling i Sør-Trøndelag ble varslet i henhold til gjennomføringsplanen.

All aktivitet i byggegropa ble deretter stanset etter pålegg fra SFT. Prøver ble raskt tatt av den organisk forurensede massen. Analyse av disse viste < 100 mg/kg PAH og lite cyanid. For å tilpasse omfanget av forurensingen ble det så foretatt supplerende sjaktgravinger med prøvetaking. Det ble i denne forbindelse kun funnet organisk forurensing i umiddelbar nærhet av kummen og kassen. En prøve av et svart område viste høy verdi av PAH.

5.1.1 Utgravingsplan

Utgravingsplan for den organiske forurensingen ble utarbeidet og oversendt SFT for godkjenning. Denne innebar å disponere massen etter PAH-forurensingsgrad:

> 200 mg PAH/kg jord:	Behandles i egnet anlegg med konsesjon for destruksjon av PAH-forurenset masse.
20 - 200 mg PAH/kg jord:	Deponeres i spesialdeponiet, avgrenset fra den tungmetall-forurensede massen.
5 -20 mg PAH/kg jord:	Disponeres på egen tomt som fyllmasse i ikke sensitive områder og overdekkes med tilstrekkelig tykt lag av rene masser.
< 5 mg PAH/kg jord:	Disponeres fritt.

5.1.2 Utgraving og disponering

Utgraving av den organiske forurensingen ble utført med kontinuerlig tilsyn av kvalifisert kontrollør. Verneutstyr i form av engangsdresser, vernebriller/maske, hansker av olje/ kjemikalieresistent materiale og støvler ble benyttet.

Innholdet i trekassen og i kummen ble først fjernet. Mye av dette materiale hadde sterk tjærelukt og inneholdt > 200 mg PAH/kg jord. Dette gjaldt også under der trekassen hadde ligget og det svarte området funnet ved sjaktgravingen. De mest forurensede massene ble lagret i tønner og containere. Under utgravingen ble hver skuff nøye vurdert og sortert etter lukt og utseende.

Det ble gravd forsiktig ovenfra og utover til siden for kummen med liten gravemaskin. Nærmest kummen var det i hovedsak leire med svarte flekker, med mellom 20 og 200 mg PAH/kg jord. 20 - 30 cm under trekummen var det ren leire.

Områder med mindre flekker lenger ut fra kummen, med 5 - 20 mg PAH/kg jord ble mellomlageret i sorteringslager eller i containere.

Masse med innhold av PAH fra 20 - 200 mg/kg ble disponert i en avgrenset del av spesialdeponiet (omhyllet av fiberduk). Lite forurenset masse med 5 - 20 mg PAH /kg ble disponert i deponi for lite forurenset masse, mens masse med mindre innhold ble tillatt fritt disponert. Forurenset masse med PAH > 200 mg/kg behandles eksternt, men er foreløpig mellomlagret hos Bygg & Anlegg etter tillatelse fra Fylkesmannens Miljøvernavdeling.

6. Erfaringer

6.1 Generelt

Tidsforbruk ved utgraving av forurenset masse er betraktelig større enn ved utgraving av rene masser. Utgravingen krever nøye kontroll med rutiner for prøvetaking og analyser. Massen må mellomlagres inntil disponeringsmåte er avklart, og deretter kjøres til deponi eller fylling. Før arbeidet kan starte må det foreligge en gravetillatelse og gjennomføringsplan som må godkjennes av SFT (på lik linje med andre offentlige tillatelser for et byggeprosjekt).

Graving i forurenset grunn gir en betydelig større kostnad enn ved graving i rene masser. Beregnede utgravingskostnader ved Nidelven Terrasse ble overskredet betraktelig.

6.2 Framdrift

Utgravingen var anslått å ta ca. 3 til 4 uker med et daglig uttak på ca. 300 m^3 og totalt 6000 m^3, teoretisk fast, masse. Hele utgravingsperioden gikk imidlertid over 3 måneder. Dette skyldes blant annet problemer med sikteverket, ugunstige værforhold (utgravingen startet i slutten av oktober og pågikk utover vinteren) samt at større mengde masse enn antatt måtte taes ut og p.g.a. plassmangel. Videre medførte den uforutsette tjæreforurensingen forsinkelser.

Transportbåndet på sikten måtte skiftes flere ganger fordi skarpe gjenstander som armeringsjern o.l. ripet opp båndet (slik at det røyk). Ved væromslag fra vått vær til kulde dannet det seg islag på transportbåndet slik at all masse gled av og store frosne klumper av forurenset masse ble med over sikten. Det ble derfor besluttet å avslutte siktingen. Ved mye finstoff i govfraksjonen ble den siktet på nytt. Generelt fungerte sikteverket («Powerscreenet») dårlig ved rådende forhold.

P.g.a plassmangel måtte samme masse omlastes flere ganger. Dette gjorde det til tider også vanskelig å holde oversikten over massene.

Total utgravd mengde ble til slutt ca. 11500 m^3 løs masse. I tillegg til masse fra byggegropa, ble en del ekstra masse gravd opp i forbindelse med montering av stag-forankringer. All oppgravd masse ble håndtert i henhold til gjennomføringsplanen.

Utgravingstempoet var satt til 300 m^3 pr. dag. I gjennomsnitt ble denne på ca. 200 m^3 pr. dag. Det ble siktet i gjennomsnitt 100 m^3 masse hver dag. På ukebasis varierte siktekapasiteten fra 50 m^3 til 194 m^3 pr dag.

6.3 Uforutsett forurensing

Det ble under gravingen oppdaget organisk forurensing i form av rester etter et tidligere gassverk etter at betongarbeidet var igangsatt. SFT ble varslet i henhold til varslingsplanen, og problemet ble tatt hånd om med kontinuerlig kontakt med SFT. Dette fungerte bra. SFT stanset alle arbeider i byggegropa, men etter nærmere dialog ble det gitt klarsignal om å fortsette i en del av området. Utgravingen ble imidlertid forsinket 2 til 3 uker, da det måtte utarbeides prosedyrer for utgraving og disponering av denne typen masse. Ved en mer omfattende undersøkelse på forhånd kunne den organiske forurensingen vært oppdaget før gravestart og forberedt i gjennomføringsplanen.

6.4 Håndtering av lensevann

Vann fra deponiet ble pumpet opp og renset gjennom et sandfilter. Filterløsningen med «sandvarmer» og varmekabler i pumpeledning fungerte bra under de kalde vinterforholdene. Det burde imidlertid ha vært varmekabler i alle ledninger. Alle ledningene ble pakket inn i vintermatter men disse alene holdt ikke kulda ute i det lange løp. Generelt anses imidlertid sandfilterløsningen som en god løsning, spesielt ved håndtering av store vannmengder.

7. Konklusjon

Utslippstillatelsen omfattet disponering av 3900 m^3 (prosjektert anbrakt) kategori 1 masse i spesialdeponi og 2000 m^3 (prosjektert anbrakt) kategori 2 masse som fyllmasse på tomta/ nabotomta. Volum av utgravd og analysert masse ble for begge kategoriene godt under dette, da en kan anta 10% volum reduksjon av løs masse når den plasseres i fyllingene. Kravene i utslippstillatelsen ble dermed overholdt. Mengde «ren» masse og dermed total masse ble imidlertid større enn antatt.

Gjennomføringen skjedde i tråd med gjennomføringsplanen. Massedisponeringen og prøvetakingsrutinene fungerte bra. Analyseresultatene forelå etter ca. to timer slik det var planlagt.

Utgravingen tok mye lenger tid enn planlagt på grunn av komplikasjoner med sikteverket, perioder med ugunstige værforhold, større mengde masse enn antatt, uforutsett forurensing/ forsinkelser, mange omlastninger og plassmangel.

Analysene av grunnvannet viser at dette i noe grad var påvirket av utgravingsarbeidene. Sandfiltersystemet for lensevann fungerte bra, bortsett fra mindre vanskeligheter p.g.a. frost.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1996

EARTHQUAKE LOADING

Anders Dahle and Conrad D. Lindholm
NORSAR, POB 51, N-2007 Kjeller, Norway

ABSTRACT

The main earthquake activity occur at plate boundaries, often far from human settlements, but nevertheless earthquakes have caused more deaths and destructions than all other natural hazards together (storms, floods and volcanic eruptions). To reduce the risk of earthquake damage to lives and property, seismic codes (issued by legal authorities or civil engineering agencies) play an important role in structural design. A major step towards harmonizing national codes in Europe is currently taking place through the implementation of Eurocode 8, with national application documents.

Seismic codes may require that site specific earthquake hazard analyses are carried out to secure the survival and operational performance of structures. In seismic hazard calculations both deterministic and probabilistic methodologies may be followed in order to arrive at adequate loading measures for strong earthquake wave motion. Whereas the deterministic method is simple and hence transparent, the probabilistic method represents a more advanced technique that permits uncertainty measures to be properly accounted for. The requirement for earthquake design criteria development depend on the type of structural analysis to be performed. Simple static analysis require only a few parameters from the earthquake hazard computations, while dynamic analysis need spectra and time histories to be developed.

KEYWORDS

Global; Seismicity; Norway; Seismic; Codes; Earthquake; Wave; Soil; Amplification; Hazard; Design; Criteria.

INTRODUCTION

Earthquakes have caused tremendous catastrophes in the human history, and unless more focussed prevention measures are taken by decision-makers, we will continue to experience new catastrophes. On average around ten earthquakes large enough to cause destruction occur somewhere on the earth every day, but because nearly all occur in remote, inhabited areas the number of human disasters are luckily small. Nevertheless the earthquakes cause more casualties (on a global scale) than all other natural disasters together,

including floods, hurricanes and volcanic eruptions. The historical records from ancient cultural nations of Asia contain descriptions of earthquake catastrophes dating several thousand years back in time. Some of the most severe historical earthquakes measured by the number of deaths are listed in Table 1.

YEAR	DATE	REGION	DEATHS
1556	JANUARY 23	SHENSI, CHINA	830,000
1737	OCTOBER 11	CALCUTTA, INDIA	300,000
1908	DECEMBER 28	MESSINA, ITALY	120,000
1920	DECEMBER 16	KANSU, CHINA	180,000
1923	SEPTEMBER 1	KWANTO, JAPAN	143,000
1976	JULY 27	TANGSHAN, CHINA	250,000

Table 1. Historical earthquakes with more than 100,000 deaths. The number of injured may be several times higher than the number of deaths. After Bolt, 1988.

Even though the reduction of death tolls are of primary importance, the protection of environment and investments becomes increasingly important. An accelerating worldwide urbanization increases the portfolio of human installations at earthquake risk every year, and the economic losses due to earthquakes show a non-linear increase with time (Fig 1).

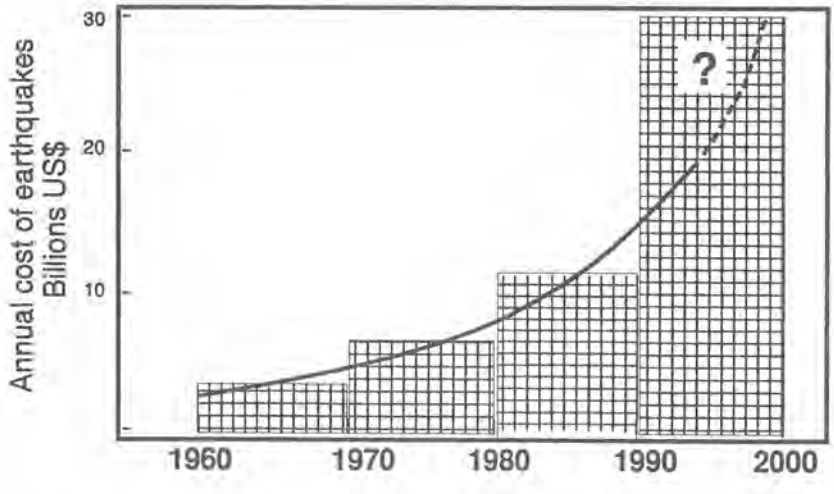


Fig. 1. Worldwide increase in economic loss due to earthquakes. (After Swiss Re insurance company for the data up to 1990).

Inspection of earthquake occurrences on a global scale (see Fig. 2) shows that earthquakes occur most frequently at plate boundaries such as the oceanic ridges where new crust is formed, at subduction zones where older crust is deformed and consumed (the rim of the Pacific Ocean), and at collision zones where folding and mountain building occur (Alpine-Himalayan mountain range). In these areas the crust is stressed more than in plate interiors.

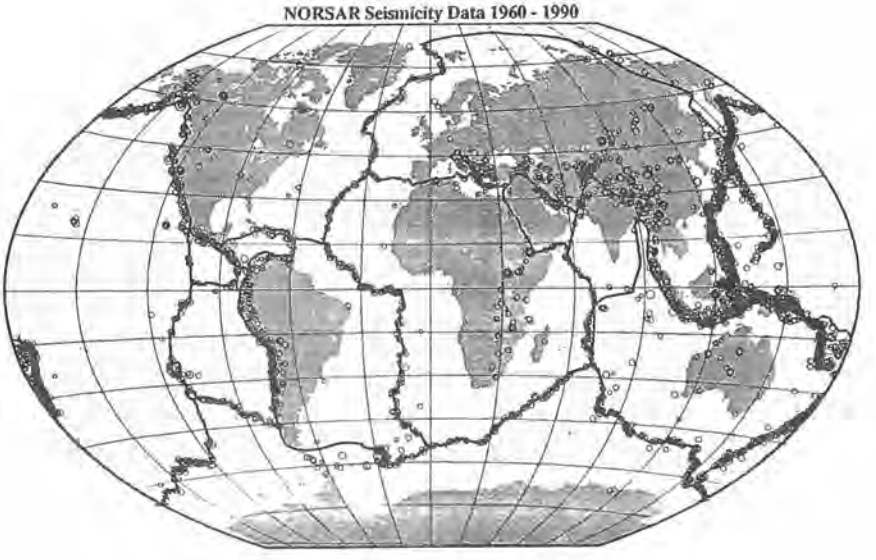


Fig.2. Global seismicity (M > 5) delineating the boundaries of the main crustal plates.

SEISMIC ACTIVITY IN NORWAY

Relative crustal plate motion varies globally from a few mm/year to 15 cm/year. The plate boundaries are characterized by frequent earthquake occurrence facilitating the study of earthquake generating processes and earthquake damage potential. Norway and Norwegian offshore areas are located relatively far from the nearest plate boundary, the Mid Atlantic Ridge, and is said to belong to an intraplate area of low to moderate seismicity (Bungum et al., 1991).

The earthquake activity, both historical and recent, is concentrated in relatively few areas offshore and on the mainland. Fig. 3 shows that much of the offshore seismicity, which is largely confined to the main sedimentary graben structures and the major fracture zones

(Bungum et al., 1991), where many of the oil fields are located. The stable platform areas are almost void of earthquakes. Onshore, the highest activity is found in the Oslo Graben area, in Southwest Norway and on the Helgeland coast. The most largest known historical earthquakes on the Norwegian mainland are the Oslofjord earthquake in 1904 (M 5.4) and the Lurøy, Nordland, earthquake in 1819 (M 5.8), which is also the largest historical earthquake in Norway.

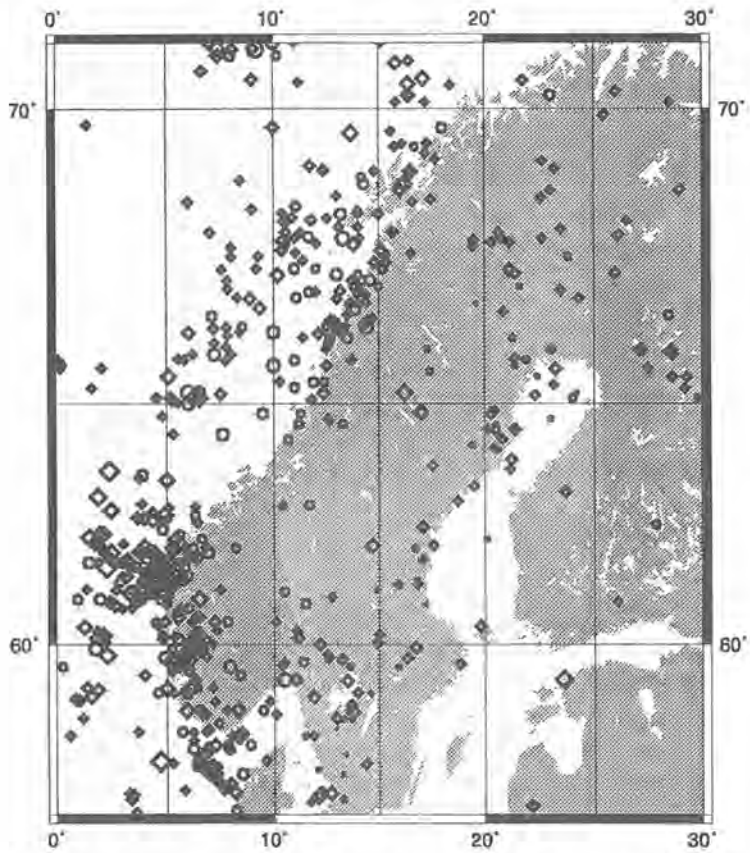


Fig. 3. Earthquakes above magnitude 3 on the Richter scale in Norway and surrounding areas. Diamonds represent earthquakes from before 1964, circles after 1964. Symbol size is proportional to magnitude

In the intraplate areas, the earthquake generating forces become more obscure, and mechanisms such as loading and unloading of ice, erosion and redeposition of rock masses, convection driven uplift and crustal thickness variations may interact to form a stress pattern more complex than at the plate boundaries (see Fig. 4).

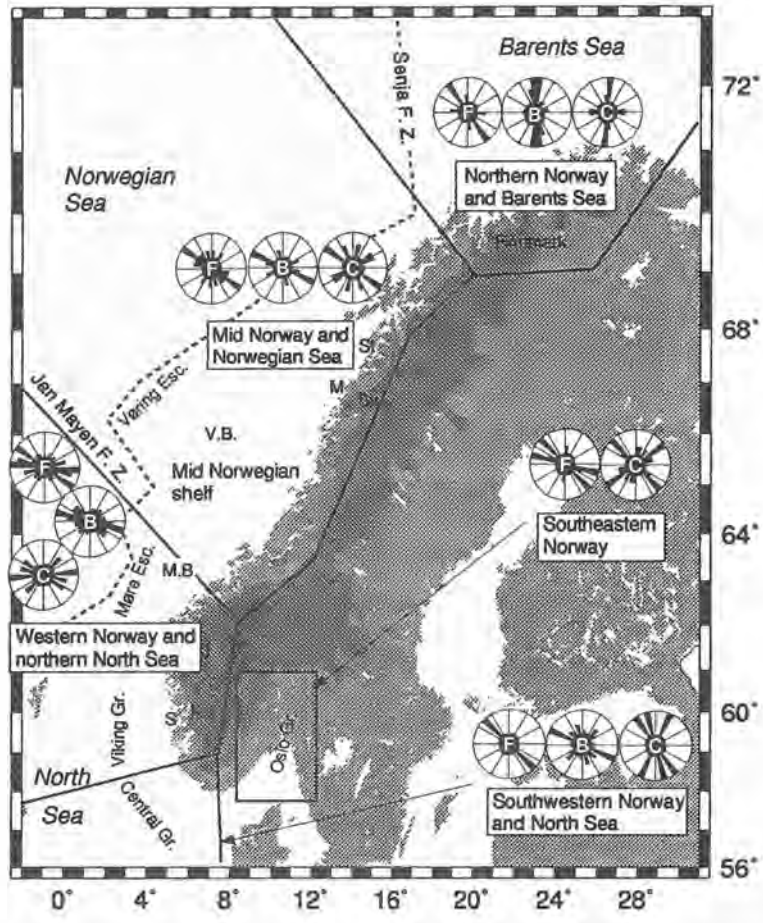


Fig. 4. Horizontal stress determined from earthquake focal mechanisms (F), bore hole breakouts (B) and overcoring (C) for different areas in Norway and the Norwegian continental Shelf. After Fejerskov and Lindholm (1996).

Fig. 5 highlights the main stress buildup processes that are responsible for crustal stresses in Fennoscandia: Ridge push, crustal density contrast at the continental margin, deglaciation effects and sediment loading in offshore basins.

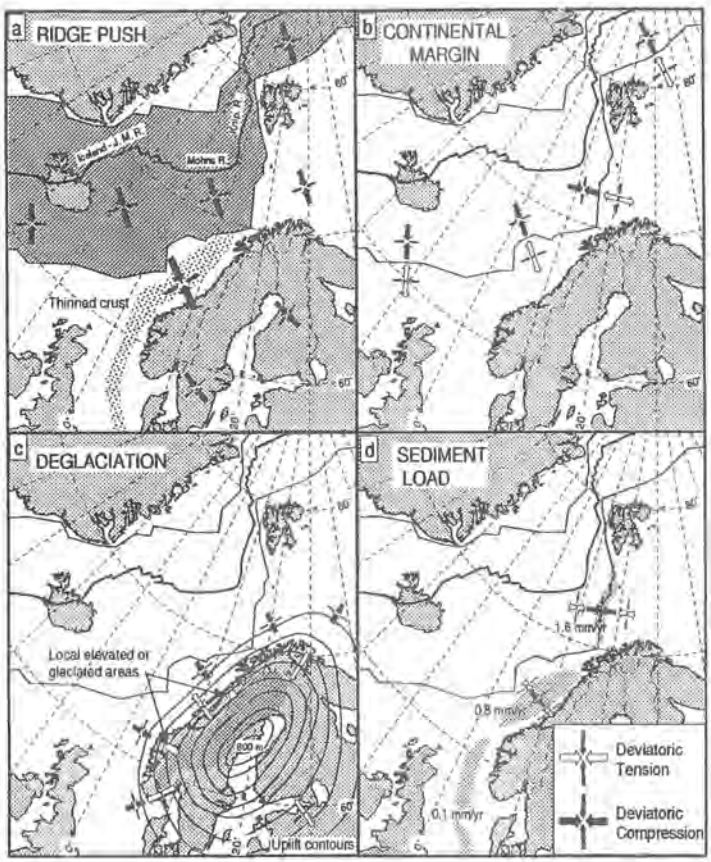


Fig. 5. Stress build-up factors contributing to the total stress pattern in Norwegian offshore areas. After Fejerskov and Lindholm, 1996.

CODES

More than 40 countries have developed codes for earthquake resistant design of structures. In countries where a national code does not exist, the Uniform Building Code of USA, the ISO-3010 "*Bases for design of structures - Seismic action on Structures*" or Eurocode 8 "*Design provisions for earthquake resistance of structures*" may be adapted for use.

Following the development of Eurocode 8, which is now in the process of being implemented for the EU member countries, the Norwegian Council for Building Standardization has initiated the required work to adapt Eurocode 8 to a national level. This work comprise the establishment of a Norwegian National Application Document (NAD), where different structures are classified in categories according to importance and consequence of failure during an earthquake (Gudmestad et al., 1996). The basis for determina-

tion of importance factors and thereby design return periods for the different classes of structures, is the commonly adapted 10% probability of being exceeded in 50 years, which corresponds to a return period of 475 years. This particular return period applies to structures of importance category III, while structures of importance category I and II require design criteria tied to longer return periods (Table 2). The Eurocode 8 and the NAD are expected to be recommended as a preliminary standard for a trial period of a few years, before it is eventually implemented as a national version of the EU earthquake design regulations.

CATEGORY	STRUCTURES	IMPORTANCE FACTOR	RETURN PERIOD (YEARS)
I OR STRICTER	NUCLEAR REACTORS, STORAGE FOR RADIOACTIVE WASTE, DAMS, ONSHORE OIL AND GAS FACILITIES		MORE THAN 2,000
I	HOSPITALS, FIRE STATIONS, POWER PLANTS, WATER SUPPLY, ESPECIALLY LARGE BRIDGES	1.8	2,000
II	RAILWAY AND ROAD BRIDGES, TOWERS, CHIMNEYS, MASTS, TANKS, SILOS, HARBOURS, CRANES, MAIN LIFELINES, BUILDINGS AND STRUCTURES FOR LARGE NUMBER OF PEOPLE	1.4	1,000
III	HOUSES UP TO TWO STORIES, QUAYS, AGRICULTURAL STRUCTURES, FISHERY HARBOURS, LOCAL LIFELINES, EXCAVATIONS AND EMBANKMENTS	1.0	475
IV	ONE STOREY STOREHOUSES, SMALL GARAGES, BOATHOUSES, FOUNDATIONS	0.7	200

Table 2. Proposed structural importance categories, importance factors and return periods for earthquake resistant design according to the draft for the Norwegian Application Document (NAD) for Eurocode 8, NS-ENV-1998.

Nuclear reactors and storage facilities for radioactive materials, dams, onshore oil and gas storage facilities, and oil and gas pipelines are not covered by Eurocode 8, but require special earthquake design criteria.

The 1904, Oslofjord earthquake caused cracking in brick walls and chimneys and roof stones to fall off buildings in Oslo, and is historically the most damaging earthquake reported in Norway. However, with background in the huge Norwegian offshore involvement, the development of regulations and guidelines for the protection of lives and invest-

ment against earthquake loads was initiated for the Norwegian offshore industry by the Norwegian Petroleum Directorate (NPD) in the 1970s, and has been followed up regularly afterwards, as knowledge and technology developed (NPD 1977; 1981; 1984; 1987; 1993 and 1995).

The NPD regulations and guidelines for earthquake resistant design prescribes two levels of loading to be considered as outlined in Table 3.

LEVEL	OBJECTIVE	ANNUAL PROBABILITY	RETURN PERIOD
ULS	AVOID STRUCTURAL COLLAPSE. ENSURE SAFE EVACUATION.	10^{-4}	10,000 YEARS
SLS	ABSORB SHAKING WITHOUT DESTRUCTION. MAINTAIN OPERATION OF FACILITY.	10^{-2}	100 YEARS

Table 3. Ultimate limit state (ULS) and serviceability limit state (SLS) safety definitions implicit in the Norwegian Petroleum Directorate (NPD) regulations for fixed offshore constructions.

The most frequently used offshore code is the American Petroleum Institute (API, 1993) recommended practice 2A-LRFD. Recently, however, the International Standards Organization (ISO) initiated the development of an ISO standard on fixed offshore constructions (Gudmestad, 1996). The Norwegian offshore industry is represented in the working group established to develop this new international standard.

AMPLIFICATION OF EARTHQUAKE GROUND MOTION

Basic wave theory predicts the largest wave motions at the free surface, and underground constructions may therefore be better protected against earthquake motions than surface constructions.

The passage of the earthquake wave from a high velocity medium like rock to a low velocity medium like soil, causes the wave motion to amplify significantly. The basic load of earthquake design is therefore most often referenced to an ideal site with no soil (Fig 6), denoted *bedrock outcrop*, where the wave motion is always larger than at the bedrock interface beneath a soil cover.

Norwegian offshore practice is to compute earthquake loads at bedrock outcrop as a first order approximation to the free field motion and thereafter estimate the amplification through the soil in a separate soil response analysis. Direct estimation of free field loads without a separate soil response study may also be possible, provided representative ground motion models incorporating soil amplification exist, but should not be regarded as standard Norwegian practice.

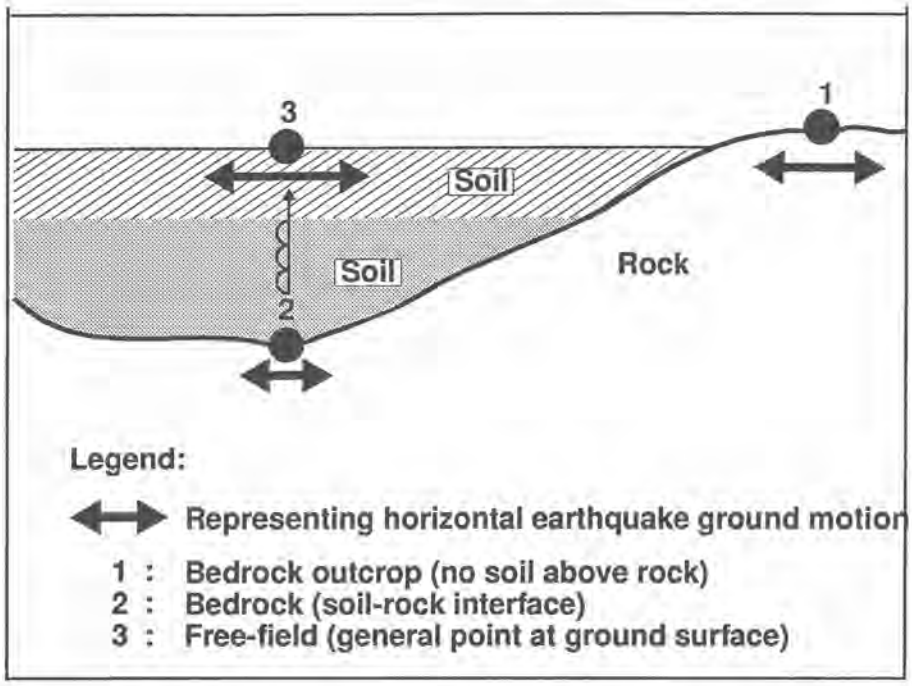


Fig 6. Schematic definition of earthquake wave motions used in earthquake loading assessment.

The amplification of wave motion depends on frequency and on the geometry and physical properties of the wave transmitting media, and spectacular examples of soil amplification are found in nearly all the famous earthquake disasters of the world. Soil amplification of earthquake ground motions for specific sites on the Norwegian Continental Shelf (NCS) was studied in the project Earthquake Loading on the Norwegian Continental Shelf (Bungum and Selnes, 1988). It was shown here (Fig. 7) that amplification factors in the range 2-5 may be expected. Non-linear soil behavior during strong earthquake motions may lead to differences in amplification at low and high motion intensities for a particular site.

A well known case study of soil amplification relates to the Mexican earthquake of September 19, 1985. The earthquake focus was located in the subduction zone beneath the Pacific coast of Mexico, around 400 km from Mexico City. The spectral ground accelerations at rock and stiff soil sites in the hills to the west of Mexico City were recorded from 0.03-0.1g and caused minor destruction there. In the central part of the city, however, located on an old lake bed with 30-60 m of soft, lacustrine sediments, earthquake ground motions were amplified 10 times, were recorded close to 1g for a wave period of 2 seconds and 0.3g for wave periods around 4 seconds (Fig 8).

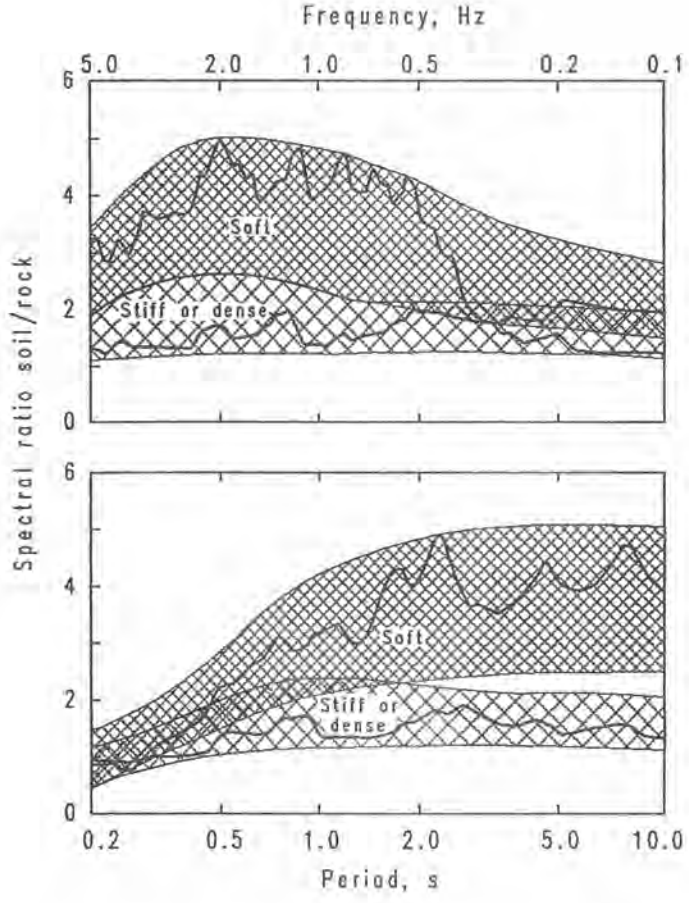


Fig. 7. Ratio between the shaking at bedrock and on the top of soil for return periods 10,000 (upper)and 100 years (lower) for sites on the NCS. The shaded area indicates the range of computed values while the continuous lines show the amplification for specific sites. After Bungum and Selnes (1988).

An additional cause of the severe, yet selective, destruction was that many buildings had a fundamental period of vibration near the 2 second peak. The simplest relationship between the height H and the fundamental period T for a building is approximately:

$$H(m) = 30 \cdot T(\text{sec}) \quad (1)$$

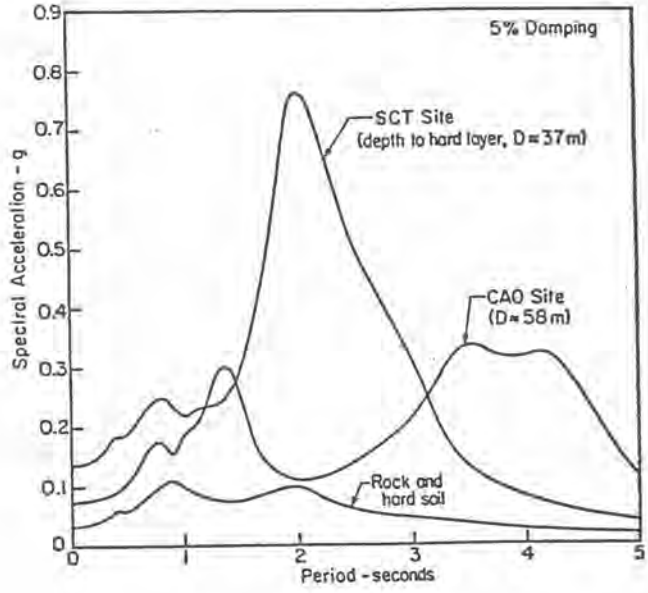


Fig. 8. Average acceleration response spectra for earthquake ground motions recorded on different soil conditions during the Mexico City earthquake disaster September 19, 1985 (from Seed et al., 1988).

EARTHQUAKE HAZARD ANALYSIS

Earthquake loading criteria may be developed according to two fundamentally different methodologies, deterministic or probabilistic. Both methodologies have their advantages, depending on the local situation, data background and intended use.

DETERMINISTIC ANALYSIS

In deterministic earthquake hazard analyses, single valued (discrete) events and wave propagation models are used to arrive at a scenario-like description of earthquake hazard, and for a given site, a deterministic earthquake hazard estimate may be reached through a four step process as shown in Table 4.

The earthquake sources are described by a controlling earthquake which most often is defined as a maximum earthquake, which could be the largest earthquake which is reasonably expected in a certain time or the maximum credible earthquake.

Normally the hazard is defined by the source, the controlling earthquake and the ground motion model which produces the highest ground motion at the site.

STEP	DESCRIPTION
1	IDENTIFICATION OF POTENTIAL EARTHQUAKE SOURCES WHICH MAY BE DEFINED AS POINTS, LINES (FAULTS), AREAS OR VOLUMES.
2	CHOICE OF MODELS DESCRIBING EARTHQUAKE GROUND MOTION AS FUNCTION OF EARTHQUAKE SIZE (MAGNITUDE) AND DISTANCE
3	DETERMINATION OF CONTROLLING EARTHQUAKE OF SPECIFIED MAGNITUDE
4	COMBINE STEP 1-3 TO ESTIMATE THE EARTHQUAKE GROUND MOTION AT THE SITE.

Table 4. Main steps in the deterministic earthquake hazard analysis methodology.

Hazard assessment by deterministic analysis is easy to apprehend and provide simple computational control, but lacks the possibility for estimating uncertainties. The deterministic method is therefore best suited in cases where earthquake sources and earthquake ground motion models are well established, i.e. in areas of considerable seismic activity where earthquake recording and development of ground motion models have been performed over some time.

PROBABILISTIC ANALYSIS

Probabilistic earthquake hazard analysis assumes that earthquakes occur independent of each other. This assumption (the Poisson model) is the basis for some useful approximations: The probability that a ground motion level z from an earthquake is exceeded at a site in a unit time (year) is expressed as:

$$P(Z > z) = 1 - e^{-\nu(z)} \tag{2}$$

where $\nu(z)$ is the mean number of events per unit time for which Z exceeds z.

Given that the mean number of events per unit time for which Z exceeds z is expressed for example as $1/T_R$, where T_R is the return period (approximately inverse of annual exceedance probability), then the number of events in a time period T (e.g. the life time of a certain construction) for which Z exceeds z is given by T/T_R and the probability for Z exceeding z during that life time T is given by:

$$P(Z > z) = 1 - e^{-T/T_R} \tag{3}$$

For a life time T of 100 years and a return period T_R of 1.000 years (annual probability of exceedance 10^{-3}) the probability for Z exceeding z becomes 0.1, corresponding to 90% probability that this size ground motion is *not* exceeded in 100 years.

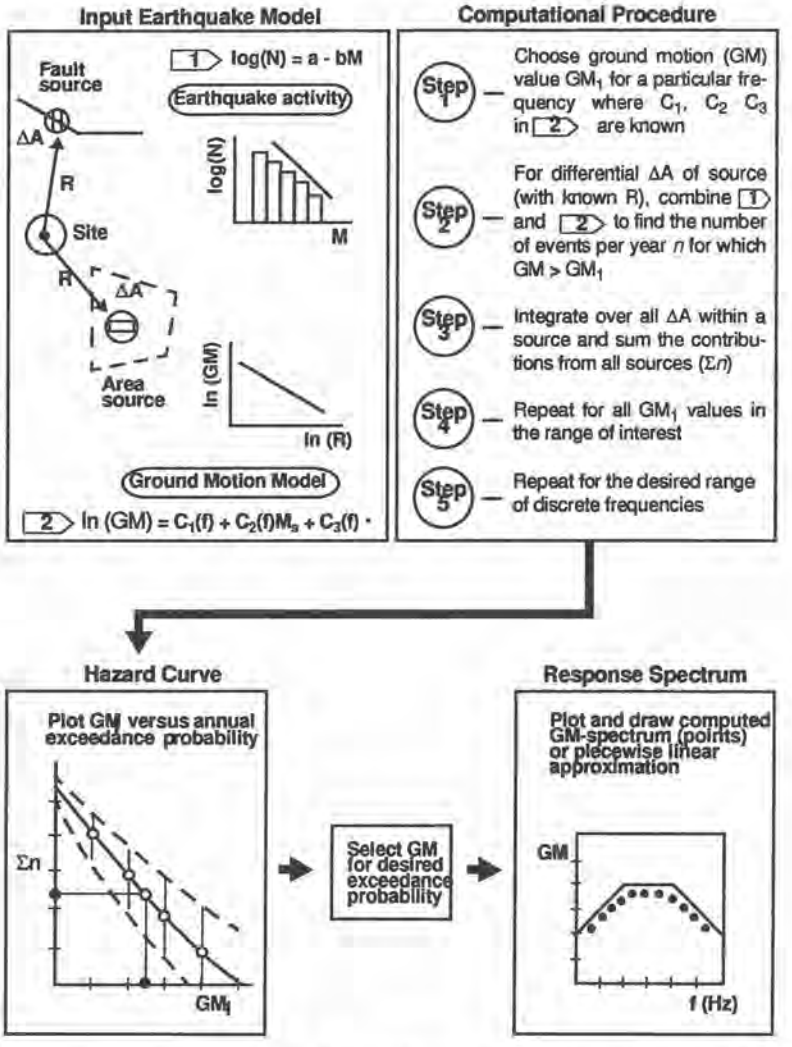


Fig. 9. Schematic layout of the earthquake activity model, ground motion model and computational procedure contained in the probabilistic earthquake hazard methodology. The main result of the input model and the computational procedure is the hazard curve, which gives the relationship between ground motion and return period (annual exceedance probability).

The above relationship of structural life time, return period and probability for a certain ground motion to be exceeded, represent one of the main strengths of the probabilistic methodology, which is schematically shown in Fig. 9. A second advantage of the probabilistic method is that a consistent evaluation of uncertainties of the input parameters and in the resulting hazard estimates is facilitated.

DESIGN CRITERIA

Earthquake design criteria must be based on some policy with respect to acceptable risk. For structures regulated by a national seismic code or by some other regulatory requirement, acceptable risk is implicit in the regulations. In particular high risk cases more than one risk level may be required, one for the survival performance and one for the operational performance of the structure, as found above in the NPD codes for the NCS. Ground motion for design criteria analysis may in these cases be specified in many different ways, of which the principal ones are given in Table 5.

	TYPE OF ANALYSIS	DESIGN CRITERIA
1	EQUIVALENT STATIC	PGA, PGV
2	RESPONSE SPECTRUM TECHNIQUE	STANDARD SPECTRUM ANCHORED TO PGA, PGV SPECTRA FROM DESIGN EARTHQUAKE (OBE, MDE, ETC.) UNIFORM RISK SPECTRUM
3	NORMAL MODE. DIRECT INTEGRATION.	TIME HISTORIES FROM RECORDS OF REAL EARTHQUAKES ARTIFICIALLY GENERATED TIME HISTORIES

Table 5. Main types of earthquake design criteria for different types of structural analysis.

The simplest form of design criteria are those given in terms of peak ground acceleration (PGA) or peak ground velocity (PGV), which are limited in use to static load analysis of small, simple structures. These criteria may be found by deterministic or probabilistic techniques.

The response spectrum technique represent a simplified case of the normal mode technique, where the actual response values are taken by reference to the given design spectrum. Design criteria for the response spectrum technique may be developed both by deterministic and probabilistic methodology, except for the uniform risk spectrum, which is a product of the probabilistic method.

Normal mode and direct integration analyses apply time histories where the response spectrum approximates a standard spectrum or a uniform risk spectrum, and applies to progressively more demanding structures. For important structures in high seismic risk areas, non-linear dynamic analysis is sometimes called for.

REFERENCES

API (1993): Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - load and resistance factor design. American Petroleum Institute, 1220 L Street, Northwest, Washington, DC 20005.

Bolt, B.A. (1988): Earthquakes, W.H. Freeman and Company. ISBN 0-7167-1874-X.

Bungum H. and P.B. Selnes (1988): Earthquake Loading on the Norwegian Continental Shelf - Summary Report. Norwegian Geotechnical Institute and NORSAR.

Bungum H., Alsaker A., Kvamme L.B. and Hansen R.A. (1991): Seismicity and seismotectonics of Norway and nearby continental shelf areas. J. Geophys. Res., 96, pp. 2249-2265.

Fejerskov M and C. Lindholm (1996): Crustal stresses in and around Norway; an evaluation of stress generating mechanisms. Submitted to Geol. Soc. London.

Gudmestad O. T. (1996): Review of parts of the draft version of the ISO standard "Fixed offshore structures" relevant to earthquake engineering. Proceedings of XXV ESC General Assembly, Sept. 1996, Reykjavik.

Gudmestad O. T., R. Sandvik, S. Remseth, H. Bungum, F. Nadim and T. Søreide (1996): Norwegian Application Code for Eurocode 8, NS-ENV-1998. Proceedings of XXV ESC General Assembly, Sept. 1996, Reykjavik.

NPD (1977): Regulation for the structural design of fixed structures on the Norwegian Continental Shelf. Norwegian Petroleum Directorate, Stavanger.

NPD (1981): Guidelines for safety evaluation of platform conceptual design. Norwegian Petroleum Directorate, Stavanger.

NPD (1984): Regulation for structural design of load bearing structures intended for exploitation of petroleum resources. Norwegian Petroleum Directorate, Stavanger.

NPD (1987): Guidelines for the determination of loads and load effects. Norwegian Petroleum Directorate, Stavanger (ISBN 82-7257-227-3).

NPD (1993): Regulations relating to load bearing structures in the petroleum activities. Guidelines relating to loads and load effects, etc. Norwegian Petroleum Directorate, Stavanger (ISBN 82-7257-355-5).

NPD (1995): Regulations for the structural design of fixed structures on the Norwegian Continental Shelf. Norwegian Petroleum Directorate, Stavanger.

Seed, H.B., M.P. Romo, J.I. Sun, A. Jaime, and J. Lysmer (1988): The Mexico Earthquake of september 19, 1985 - Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions. Earthquake Spectra, Vol. 4, No.4, pp 687-729.

Bergmekanikk - Geoteknikk 1996

Rommen avfallsfylling

Hvordan miljøfaglig ekspertise kan løse et kritisk forurensningsproblem i tettbebyggelse

Siviling. Audun Hauge - Norges Geotekniske Institutt
Siviling. Claus Heen - VBB-Samfunnsteknikk
Siviling. Vidar Ellefsen - ENCO a.s

Rommen avfallsfylling var Oslos hovedfylling fra 1960 til 1970, og alt avfall gikk hit. Det ble fylt 1,5 mill. m³ avfall uten sigevannsoppsamling eller andre tiltak ut over tildekking. Terrassering ble foretatt tidlig på 80-tallet.

Norges Geotekniske Institutt, med underleveranse fra VBB-Samfunnsteknikk og Värmekollektor AB, har på oppdrag fra Oslo kommune Renholdsverket, utført en totalleveranse bestående av miljøundersøkelser og bygging av anlegg for kontrollert gassuttak på Rommen. Arbeidene har hatt som mål å redusere miljøulempene ved avfallsfyllingen til et akseptabelt nivå.

Miljøkartlegging av fyllingen dannet grunnlaget for en risikovurdering som har konkludert med at det ligger mye miljøgifter i fyllingen, men at spredningen er liten. Nødvendige tiltak ut over installering av gassanlegget begrenser seg til bedre tildekking av deler av fyllingen, som i dag ikke er opparbeidet. Virkningen av tiltaket skal overvåkes første år etter installering.

Gassanlegget består av rammede brønner med separate gassledninger til reguleringsstasjoner. Det har vært viktig med minimale inngrep i overflaten og eksponering av avfall, da området hele tiden har vært i bruk som fotballbaner og friområde. Grøftene fra gassledningen skulle pløyes, men på grunn av mye stein i dekkmassen måtte alle graves. Anlegget har 90 brønner, to reguleringsstasjoner og en pumpestasjon.

Gassen leveres til Tokerud Varmesentral som tilskudd til energibehovet. Testing av anlegget før overlevering har vist at mulig uttak kan være 2-2,5 MW, eller 15-20 mill. kWh på årsbasis.

Arbeidet startet 10 april 1996, og anlegget ble åpnet 23 oktober 1996 innenfor et totalt budsjett på ca. kr 8 mill.

1 INNLEDNING

Rommen avfallsfylling, som var Oslos hovedfylling fra 1960 til 1970, ble til dels drevet som en ukontrollert fylling, og det er deponert store mengder spesialavfall der. Området er nå overdekket og benyttes til idrettsbane og noe industri.

I 1995 ble det avdekket uheldige miljøulemper ved Rommen avfallsfylling. Etat for Miljørettet helsevern (Miljøetaten) foretok, etter oppdrag fra bydelsoverlegen, foreløpige undersøkelser på avfallsfyllingen. Resultater er gitt i 2 rapporter.

Fylkesmannen i Oslo og Akershus påla høsten 1995 Oslo kommune å utarbeide en tiltaksvurdering for fyllplassen, og i byrådsmøte 1995-10-20 ble det vedtatt å bevilge midler til en kartlegging av området, samt installering av et anlegg for å pumpe ut metangass fra fyllingen.

Oslo kommune Renholdsverket (ORV) ble gitt byggherre-ansvaret, og firmaet ENCO a.s ble engasjert av ORV for utarbeidelse av anbudspapirer og utførelse av byggeledelse.

Norges Geotekniske Institutt med underleveranse fra VBB Samfunnsteknikk og Värmekollektor AB vant kontrakten, som besto av miljøkartlegging av fyllingen med en risikovurdering av forurensningssituasjonen, samt prosjektering, bygging og igangkjøring av et anlegg for kontrollert uttak av gass.

Arbeidene startet 1996-04-10, og leveringsdato for anlegget ble satt til 1996-10-04.

Anlegget ble overlevert 1996-10-17, og Tokerud Varmesentral vil ta i bruk gassen fra anlegget i løpet av høsten.

2 MILJØKARTLEGGING

Kartleggingen av Rommenfyllingen hadde som målsetting å anslå kilder og omfang av spredning slik at en kunne beslutte om tiltak var nødvendig.

I dette tilfellet var det påvist lekkasje av gass fra fyllingen, og en ville kartlegge sammensetningen og potensialet for gassuttak. Rommenfyllingen har ikke et system for avskjæring og oppsamling av sigevann, men ved et sigevannsutløp i sørenden pumpes i dag dette sigevannet til spillvannsledning. Det er tidvis problemer med anlegget, som fører til lekkasje til Fossumbekken/ Alna.

Strategi

Fyllingen ligger i et område med marin leire som må regnes som relativt tett. Drenasjesystemet i tildekningslaget hindrer i stor grad infiltrasjon av nedbør. Vann som infiltrerer fyllingen, kommer hovedsakelig enten som avrenning fra sidene eller fra grunnvannsutspring i de gamle ravinesidene. For å kartlegge fyllingen ble det plassert 10 undersøkelses-punkter i fyllingens største mektighet. Dette utgjør en strekning på ca. 1000 m gjennom fyllingen, og gir en avstand på 100-200 m mellom punktene.

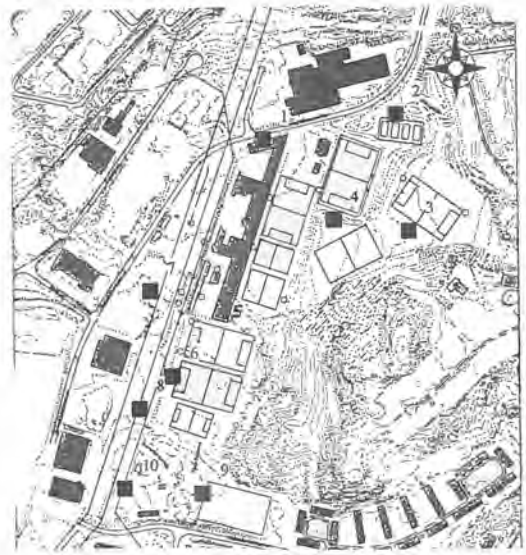


Fig. 1 Undersøkelsespunkter på Rommen

Det skal erkjennes at avfallsfyllinger er svært inhomogene, så en prøve er i utgangspunktet kun representativ for ett punkt i fyllingen. Men ved en slik undersøkelse oppnår en et snitt gjennom de mektigste delene av fyllingen, som en kan bruke som en beskrivelse av gjennomsnittlig sammensetning.

Når det gjelder mobilitet og tilstand av innholdet av fyllingen, ble det prøvetatt vann i brønnene og analysert med hensyn på organiske og uorganiske miljøgifter.

Prøvetaking og analyser

Det ble boret ned til underliggende terreng (ca. 20 m) ved hjelp av 114 mm stålrør som ble drevet ned med topphammer kombinert med forboring med auger og spyling med vann. Det ble brukt vann i dette tilfellet både på grunn av forventet vanskelige boreforhold og at vi her borer i konsentrert avfall, og faren for forstyrring av kjemisk sammensetning er liten.

Sandkastede PVC-brønner med 1 m sump ned i naturlig grunn og filter opp til ca. 3 m under terreng ble installert. Brønnene kunne med dette brukes både for vannprøvetaking og gasstesting.

Alle jord- og vannprøver er analysert med hensyn på følgende elementer:

* 8 tungmetaller As, Cd, Cr, Cu, Hg, Ni, Pb og Zn
* GC- skreening av følgende grupper organiske miljøgifter;
  - Alkaner (olje)
  - Aromater
  - PAH
  - Alifatiske klorerte forbindelser
  - Klorbensener
  - Klorpestisider
  - PCB

I tillegg ble vannprøvene analysert med hensyn på biologisk oksygenforbru og innhold av total nitrogen.

De innledende grunnvannspeilingene avdekket et behov for supplerende brønner for å gi et mer nøyaktig grunnlag for etablering av grunnvannskotekartet.

Grunnvannskotekartet slik det framstår august 1996 (se fig. 2), viser et vannskille i den sentrale delen av området slik at grunnvannet fra den øvre delen ledes nord-vestover ut mot Håvard Martinsensveg. Den andre grunnvannsstrømmen ledes i sør-østlig retning med en sterk gradient. Deretter stabiliseres nivået på den søndre delen av området og deler av grunnvannet antas å fanges opp av drenssystemet på nedsiden av Østre Akersveg.

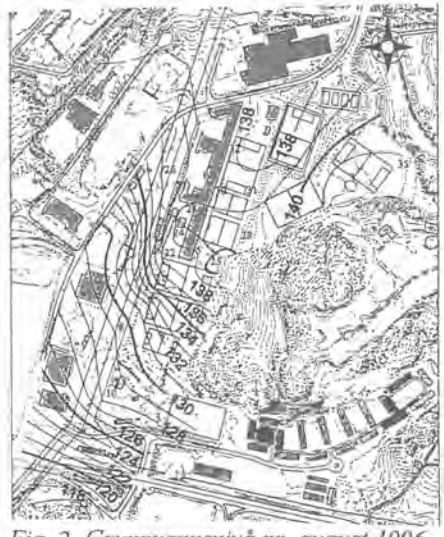


Fig. 2 Grunnvannsnivå pr. august 1996

Etter nærmere undersøkelser av det opprinnelige ravinelandskapet viser det seg at en ravinerygg har gått ut i området. Hovedvegen inn i området i driftsperioden har krysset området sør for ravinen og gått opp langs fjellkanten på den østre siden av området. En antar at vegfyllingen er etablert med velgradert materiale og blitt godt komprimert over tid med påfølgende senking av permeabiliteten.

Disse faktorene har derved bidratt til en lokal oppdemning av grunnvannet, og en har i dag en grunnvannsituasjon med en antatt terskel ca. midt i fyllingen.

3 RISIKOVURDERING

Risikovurderingen har følgende hensikt:

- Avklare spredningsveger og vurdere risikoen for spredning av forurensningen
- Vurdere miljømessige konsekvenser ved eventuell spredning
- Vurdere aktuelle tiltak for reduksjon av risiko

Forurensningssituasjonen

Prøvene av fyllingen viser forhøyede konsentrasjoner hovedsakelig av tungmetallene kobber og sink. Analyser på grupper av organiske forbindelser viser at alkaner (olje) finnes i mer enn halvparten av prøvene. I tre av ti borehull er det også funnet aromater, PAH og PCB. Totalt sett bekrefter dette at det finnes miljøgifter i fyllingen, men resultatene gir ikke grunn til å utpeke områder på fyllingen som mer belastet enn andre.

Det er påvist fri fase olje i et område i søndre del av fyllingen.

Innholdet av tungmetaller i *grunnvannet* er lavt og tilsvarer tilstandsklasse III "mindre god" i SFTs klassifiseringssystem for vannkvalitet. Analyser av de organiske forbindelsene i vannprøvene viser at det er påvist PAH-forbindelser i tre brønner og aromater i én brønn.

Fyllingen produserer *biogass*, og gassproduksjonen er påvirket av den høye grunnvannstanden i deler av fyllingen. Gassproduksjon og påvirkning av miljøet fra dette er ikke vurdert, da det var besluttet å bygge avgassingsanlegg.

Området brukes nå i stor grad til idrettsaktiviteter og annen type rekreasjon, og aktiviteten er relativt stor da det er store boligområder i nabolaget.

Det ble utført spredning- og effektberegninger basert på følgende eksponeringsruter:

- Forurenset sigevann og kildeoppkomme
  Belastning for dyr/mennesker ved direkte kontakt eller inntak
- Forurenset jord
  Belastning ved inhalasjon av støv eller direkte kontakt

For beregning av belastning på mennesker ved inntak av forurenset vann eller jord, er det nederlandske modellverktøyet CSOIL benyttet (van der Berg, 1991).

Modellen beregner daglig total eksponeringsdose for en bestemt situasjon. Denne dosen sammenlignes deretter med MTR-verdier (Maksimal Tillatt Risiko) for å gi et mål på risikoen ved den aktuelle belastningen.

Risiko-problemstillingene for Rommen avfallsfylling kan beskrives ved sammenstilling av følgende elementer:

Kilde → utløsningsmekanisme → spredningsmedia → opptak → resipient

Figur 3 viser kombinasjoner av spredningsveger og en gradering av hvorvidt disse kan medføre uakseptabel miljø- og helserisiko.

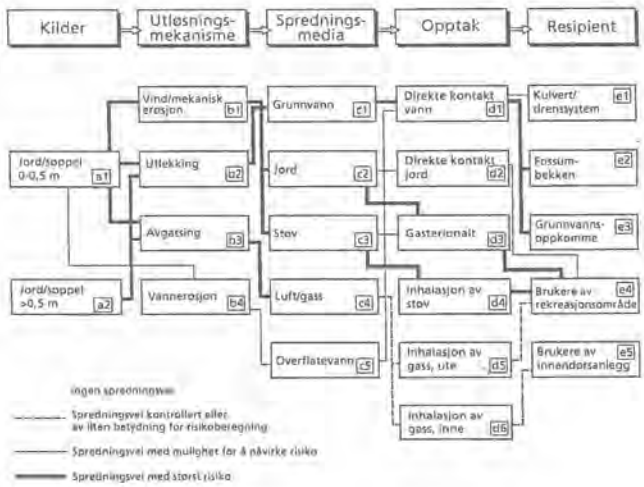


Fig. 3 Spredningsveger

Belastning

Kartleggingen, og særlig arbeidet med legging av gassledninger, har vist at fyllingen stedvis har liten overdekning. Der det er liten overdekning kan vind og mekanisk erosjon medføre at brukerne av området kan utsettes for forurenset

støv/ jord ved inhalasjon, ved direkte inntak av jord/ støv, eller ved direkte kontakt. Det er disse tre eksponeringsrutene som er modellert.

Beregninger

Utfra opptaksmekanismene inhalasjon, gasterionalt (fordøyelse) og dermalt (gjennom hud) er den totale belastningen ved gitt oppholdstid på lokaliteten beregnet. Resultatet uttrykkes som den totale eksponeringsdosen. Disse verdiene sammenlignes med MTR-verdiene..

Tabell 1 *Eksponering som følge av inntak og direkte kontakt med forurenset jord*

Komponent	Konsentrasjon mg/kg (tørr vekt)	Total eksponeringsdose µg/kg/d	MTR µg/kg/d
Krom, Cr	290	0,4	5
Nikkel, Ni	46	0,1	50
Kopper, Cu	520	0,8	140
Sink, Zn	4500	6,8	1000
Kadmium, Cd	3,8	0,01	1
Bly, Pb	400	0,6	3,6
Arsen, As	11	0,02	2,1
Kvikksølv, Hg	7,5	0,01	0,61

Tabell 1 viser at ingen av de totale eksponeringsdosene overstiger MTR-verdiene.

Med utgangspunkt i de modellerte jordprøvene foreligger det med andre ord ingen risiko for uønskede effekter, og det er ikke behov for avbøtende tiltak. Det må imidlertid understrekes at variasjonen i fyllingen er stor. For organiske miljøgifter i jord viser beregningene samme bilde.

På den annen side er det forbundet med fare at folk og dyr kan skades av avfall uten overdekning. Det anbefales derfor at områder med liten overdekning dekkes bedre med tette masser.

Ut fra betraktninger om maks- og min-grdienter, fyllingsmektigheter og hydraulisk ledningsevne, blir anslagene på sigevannsmengder usikre.

Beregning tilsier at store deler av sigevannet fra fyllingen ikke samles opp i pumpekummen nedstrøms fyllingsområdet, men slipper ut i tilstøtende elveløp og drenssystem fra naturlig grunnvannsig.

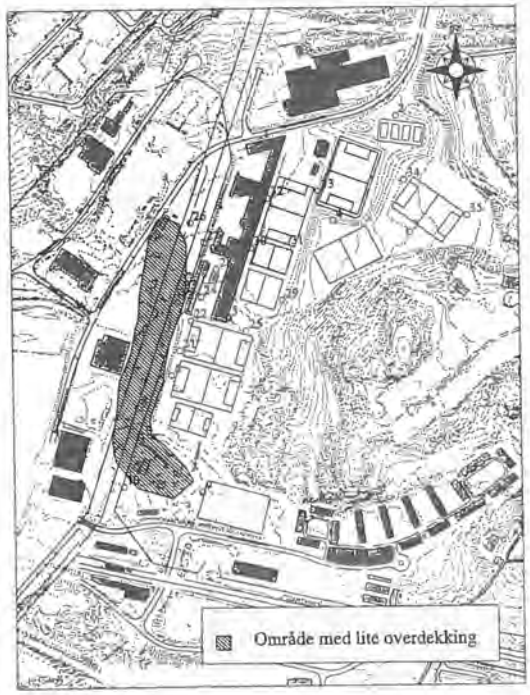


Fig. 4 Områder med liten overdekning

Da sigevannet kan utgjøre en miljørisiko, anbefales det derfor å installere et antall supplerende grunnvannsbrønner nedstrøms fyllingen for å kunne vurdere hvor de deler av sigevannet som ikke samles opp tar vegen og hvilken vannkvalitet dette vannet har.

4 UNDERSØKELSE AV GASSPRODUKSJONEN I FYLLINGEN

Prognoser for gasspotensialet i avfallsdeponier kan lages på grunnlag av oppgaver over deponerte avfallstyper og mengder, i tillegg til deponiets alder. En prognose basert på slike data alene vil være beheftet med usikkerhet, både fordi man sjelden vet nøyaktig hva som er deponert, og fordi man ikke vet hvor langt nedbrytningsprosessen er kommet i de ulike deler av deponiet. Usikkerheten øker med den tiden som har gått siden deponiet ble avsluttet.

For Rommen-fyllingen er det bl.a. angitt at det var daglige ulmebranner, i tillegg til åpne branner som kunne ta over en uke å slukke. En ukjent andel av de deponerte masser er dermed blitt ikke gassproduserende.

Det ble besluttet å gjennomføre prøvepumping av gass fra i alt 10 prøvebrønner jevnt fordelt over hele området med 2 mobile gassuttaksstasjoner.

Brønnene ble pumpet ca. 10 dager i gjennomsnitt. Driften av pumpestasjonene har blitt tilpasset de enkelte brønner ut fra hvor "produktive" de har vært.

Registrering av brønndata ble gjort i gjennomsnitt annen hver dag der utpumpet gass ble analysert med hensyn på volumandel CH_4 og O_2 , i tillegg til at brønntrykk, gasstemperatur og produsert mengde ble registrert. Minst én gang i prøveperioden ble CO_2, H_2, H_2S og N_2 målt. Ved slutten av hver prøveperiode ble det tatt prøver for analyser på forekomst av BTEX-forbindelser og klorerte løsemidler.

Erfaringsmessig kapasitet på en gassbrønn vil være i området 1-3 m^3/h gass pr. m perforert brønnrør. På Rommen er det registrert mengder varierende mellom 0,1 og 4 $m^3/h/m$. Basert på dette er en produksjon i området 1-1,5 m^3/h pr. m perforert brønnrør over grunnvannsnivået regnet som realistisk.

Gasspotensialet beregnes ut fra en perforert lengde på ca. 240 m, som med 1-1,5 $m^3/h/m$ tilsvarer et samlet gassuttak på mellom 240 og 360 m^3/h.

Det er mottatt ca. 1,9 mill. m^3 avfall på Rommen, hvorav ca. halvparten husholdningsavfall, ¼ industriavfall og ¼ septik.

Det er husholdningsavfallet som gir det vesentligste bidrag til gassproduksjonen. Resterende potensiale vurderes å være mellom 40 og 65 mill. m^3 deponigass. Årlig gassproduksjon er erfaringsmessig ca. 5 % av gjenværende potensiale, tilsvarende 235-365 m^3/h de nærmeste årene. Andelen nedbrytbart organisk produksjonsavfall vil kunne trekke anslagene noe opp.

Erfaringer fra flere deponigassanlegg i Norge viser en tendens til at utbygginger gir lavere gassmengder enn tilhørende prognoser.

Det er derfor sannsynlig at praktisk utvinnbar gassmengde på Rommen vil bli i området 235-300 m^3/h. Mengden vil kunne variere med årstid, og vil avta med anslagsvis 3-5% pr. år.

Gassen vil i hovedsak bestå av 45-60% metan (CH_4) og 40-55% karbondioksyd (CO_2). Gassens brennverdi vil være proposjonal med metaninnholdet med en nedre brennverdi på mellom 4,5 og 6 kWh/m^3.

5 GASSANLEGGET

Det planlagte anlegget er dimensjonert og bygget for å ta ut den gass som produseres i deponiet i den hensikt å redusere risikoen for skadelige utslipp av klimagassen CH_4 til ytre miljø. På grunn av usikkerhet omkring variasjoner i

influensområdene til hver brønn, vil det være en risiko for at det i deponiet er celler som ikke blir satt under undertrykk, men vi regner med at problemet vil være lite.

Anlegget tilpasses en kapasitet i henhold til reell gassproduksjon i deponiet. Fylkesmannens pålegg, som går på sikring mot utlekking av deponigass, synes derfor tilfredsstillende ivaretatt.

Gassuttaksanlegget er bygget i henhold til gjeldende forskrifter, bl.a. fra DBE.

Gassbrønnene består av 2" stålrør med perforeringer (20 stk. 8 mm hull pr. m brønnrør). De øverste 3 m av brønnene er uten perforeringer for å forhindre innsug av luft fra overflaten. Installasjonen av brønnene foregår ved at det først settes ned et styrerør, deretter slås brønnene ned i deponiet ved hjelp av en gravemaskin. Brønnrøret er utstyrt med en stålspiss på enden for å lette selve nedsettingen.

Konseptet innebærer at man unngår oppgraving av deponimasser, med de forstyrrelser av prosessene i deponiet - bl.a. tilførsel av oksygen - dette medfører. For både naboer til deponiet og for de som utfører arbeidene er det gunstig å unngå opptak av masser fra deponiet i størst mulig grad.

Brønnene ble avsluttet ca. 1 m under terrengoverflaten, der brønntoppen kobles til en gassledning.

Kontrollert avgassing av den antatt aktive delen av deponiet utføres med 90 brønner til gjennomsnittlig dybde 12 m, med midlere avstand mellom hver brønn på ca. 40 m.

For å unngå unødig oppgraving av deponiets overflate i forbindelse med oppsamlingssystemet, ble det planlagt i størst mulig grad å benytte pløying ved legging av gassledningene. Prosessen innebar at ledningene skulle legges ned umiddelbart bak en vibrerende plog som trekkes etter en hjulgående traktor. På grunn av store mengder stein i overdekningsmassene lot dette seg ikke gjøre, og konvensjonell graving ble brukt.

Ledningene fra hver enkelt gassbrønn føres inn til en reguleringsstasjon med en reguleringsventil og kontrolluttak. I stasjonen foretas det individuell regulering av hver enkelt brønn. Fra reguleringsstasjonen fører en samleledning til pumpestasjonen. På grunn av deponiets utstrekning er det bygget 2 reguleringsstasjoner. Pumpestasjonen er delt i to rom, et kompressorrom og et kontrollrom. Kompressor-rommet klassifiseres som Sone 1, der bl.a. all elektrisk utrustning er i Ex-utførelse, og inneholder kompressor, gassregulator, gasskjøler, sikkerhetsutrustning og gassvarsler/- måleutrustning.

I kontrollrommet er det installert el- og manøvreringsenheter for anlegget.

Fakkelstasjonen består av gassarmatur, fakkel (brenner og brennkammer), regulerings- og sikkerhetsutrustning, samt avstengningsanordning for brennkammeret.

Gassen føres fra pumpestasjonen i en 600 m lang ledning til Tokerud Varmesentral, der den inngår som energi til fjernvarmeanlegget til borettslagene i området, som består av ca. 600 leiligheter.

Prøvekjøring tilsier leveranse av ca. 2 MW. Dette er på årsbasis 15-20 mill. kWh, og vil utgjøre mer enn 50% av energibehovet til Tokerud.

6 OVERVÅKING

Alle brønnene som ble installert for prøvetaking skal overvåkes i ett år for å se eventuell påvirkning av gassanlegget.

Det skal også overvåkes om all gass fjernes fra overflaten.

Etter ett års drift vil videre overvåking og prinsipper for drift av anlegget avgjøres.

FELLESSESJON GEOTEKNIKK/
BERGMEKANIKK 1996

FRØYATUNNELEN - KREVENDE GRUNNUNDERSØKELSER AV BERG MED LØSMASSEKARAKTER.

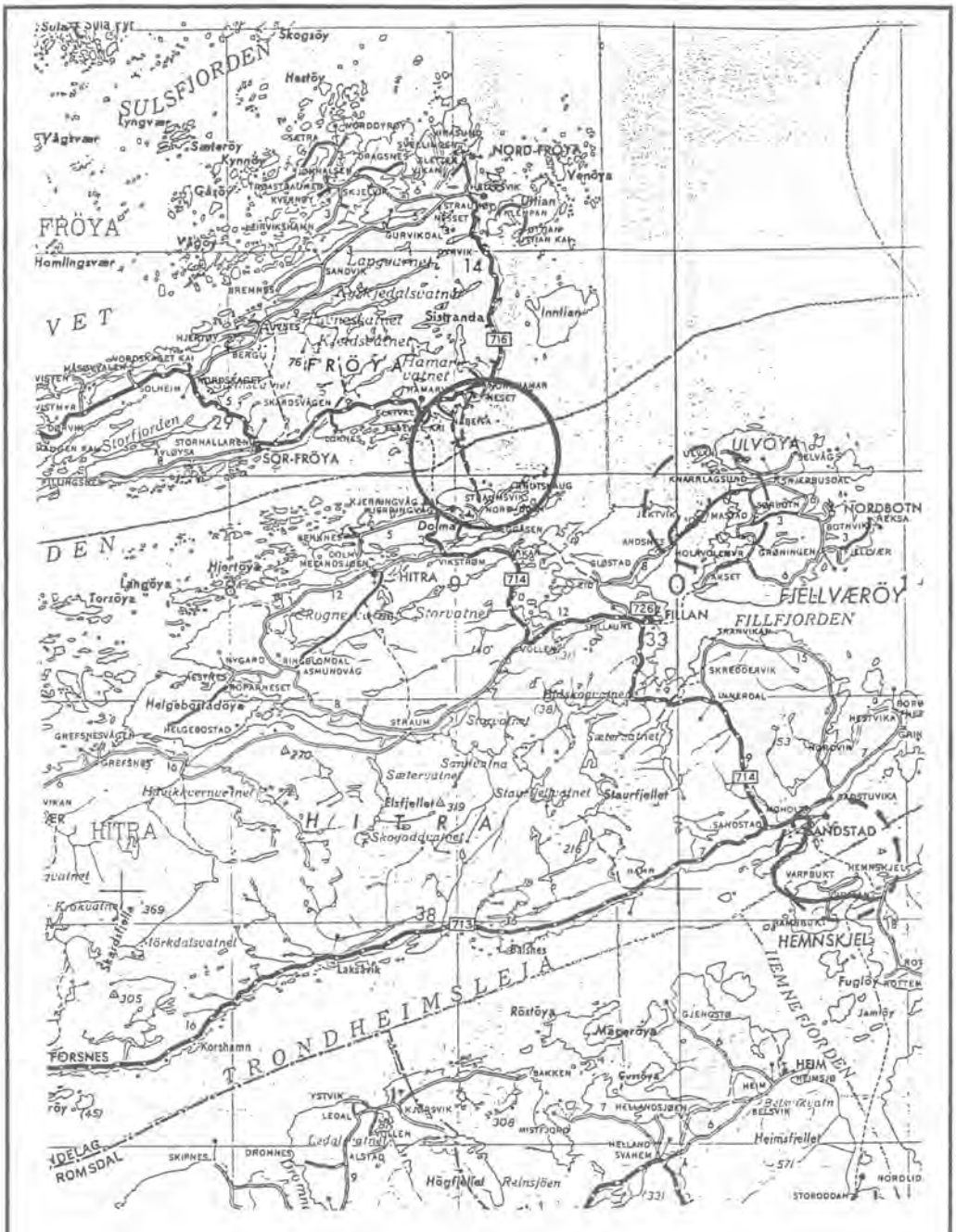
Foredragsholder: Stein Heggstad. Kummeneje AS
Medforfatter: Roar Nålsund, Statens vegvesen Sør-Trøndelag

SAMMENDRAG

Frøyatunnelen skal binde sammen øyene (og kommunene) Hitra og Frøya via en ca 5 km lang tunnel under Frøyfjorden. Undersøkelser har pågått siden 1982, men har vært intensivert i 1995 og 1996. Refraksjonsseismikk og kjerneboringer viser klart at de geologiske forhold for tunneldrift er kompliserte med berggrunnsforhold som varierer fra massiv pegmatittisk og migmatittisk gneis til brede soner på over 100 meter der berggrunnen er totalt kjemisk forvitret med en konsistens som stedvis har fasthet som en bløt til middels fast leire. Massene har som oftest en kohesiv konsistens (som marsipan). Det er også registrert mer porøse lag av sandige, grusige masser i tunnelnivå. Vannlekkasjer kan dramatisk forverre stabiliteten i slike masser. Aktiv svelleleire er utbredt både i sonene og i berg som delvis er kjemisk nedbrutt. Forundersøkelsene har vært mer omfattende enn vanlig for norske undersjøiske tunneler. Høye kostnader skyldes hovedsaklig store problemer med kjerneboring, men også mer omfattende kjerneboring og refraksjons-seismikk. Strukturgeologisk analyse av området Frøyfjorden er utført som et samarbeid mellom Norges geologiske undersøkelse (NGU) og IKU Petroleumsforskning (IKU). SINTEF Bygg og miljøteknikk har utført ingeniørgeologiske og geotekniske laboratorieundersøkelser av kjerneprøver for vurdering av stabilitetsforhold og for å få styrkeparametre på de forvitrede bergmassene.

SUMMARY

The Frøyatunnel shall link the islands of Hitra and Frøya through an approx. 5 km long subsea tunnel. Detailed investigations with refractional seismic and cores from boreholes clearly shows that the geological conditions for tunnelling is rather complicated with rock conditions varying from massive pegmatitic and migmatitic gneiss to totally chemically disintegrated rock masses that some places have a consistence like medium soft clay. The weakness zones can be as much as 100 metres wide and the contains of water will in an extensive way influence the stability conditions for tunnelling. It is also provided layers of silt and sand in the depth where the tunnel is planned. Swelling clay is found in the zones and in partly disintegrated rock.
The investigations have been more expensive than normal for Norwegian tunnelling projects mainly due to extremely complicated conditions for core boring, but also due to a larger amount of core boring and refractional seismic than usual. The preinvestigations have also included studies of structure geology worked out as a co-operation by IKU Petroleum Research and Geological Survey of Norway (NGU). Samples from the most disintegrated rock masses are examined by SINTEF Civil and Environmental Engineering, to find reasonable geotecnical parameters and contains of swelling clay.



Oversiktskart.

INNLEDNING.

Frøyatunnelen er siste etappe av utbyggingen som skal gi øyene Hitra, Frøya og Fjellværøya fergefri fastlandsforbindelse.
Helt siden de første forundersøkelser for Frøyatunnelen har det vært klart at tunnelen ville bli vesentlig mere komplisert enn Hitratunnelen. De seismiske forundersøkelsene påviser en mengde større og mindre svakhetssoner med til dels svært lav lydhastighet, ned til 2,1 km/sek.

De intense forundersøkelsene som har pågått i de siste 1 ½ år skyldes at det er påvist spesielle forhold ved kjerneboring gjennom flere av de mektige svakhetssonene.

I korte trekk går dette ut på at svakhetsonene i mindre grad enn det som er vanlig består av knuste masser, men derimot av kjemisk forvitret masse med konsistens som en kohesjonsjordart av sandige, siltige og leirige masser med svært lav fasthet (marsipankonsistens). Det er også påvist porøse lag av sandig og grusig materiale.

Det har derfor blitt utført supplerende refleksjons- og refraksjonsseismiske undersøkelser og omfattende kjerneboringer. Det er også utført studier ved IKU, NGU og SINTEF Bygg og miljøteknikk for på best mulig måte å få belyst de forhold som vil innvirke på tunneldriften.

Undersøkelsene understreker det faktum at prosjektet vil være svært komplisert og at det må legges opp til spesielle og strenge rutiner for løpende kontroll, fremdrift og sikring.

Slik situasjonen er pr. i dag (15.10.96) er kostnadsoverslaget for undersjøisk tunnel kommet opp på et nivå som tilsier at bru og fylling kan være konkurransedyktig ut fra pris.

HISTORIKK.

Forundersøkelser for prosjektet har blitt utført siden 1982. Nedenfor følger en kortfattet oppsummering av fasene fram til dagens situasjon der man vurderer om alternativet med bru og fylling skal utredes.

1. fase (1982 - 1986):

Studier av topografiske og hydrografiske kart pekte ut to områder for mer detaljert ingeniørgeologiske og seismiske undersøkelser.
Korridor fra Dolmøya til Nabeita valgt for nærmere undersøkelser..

Deretter:

- Ingeniørgeologisk kartlegging:
- Refleksjonsseismiske undersøkelser, bl.a med sidesøkende sonar.
- Refraksjonsseismiske "

Beslutning om trasevalg, kostnadsoverslag og byggeplan. (1992)

2.fase: (vår 1995)

Detaljundersøkelse:
Kjerneboring påviser eksepsjonelle forhold utenfor strandsonen av Nabeitaområdet på Frøya. En minimum 30 meter bred sone med siltige, sandige og grusige masser, lett eroderbare og med fri drenering ut fra borhullet.
Supplerende refraksjonsseismiske undersøkelser fører til at traseen flyttes ca 60 meter mot vest..

3. fase: (høst 95 - vår 96)

Supplerende detaljundersøkelser:
- Kjerneboring fra land.
- Kjerneboring fra skip, MS Bucentaur).
- Studier ved SINTEF Bygg og miljøteknikk
- Strukturgeologisk analyse utført som samarbeid mellom NGU og IKU.
- Meget detaljert kjernelogging av borekjerner fra boreskip utført ved IKU.

Signaler: kompliserte forhold langs hele traseen. «Nabeita» spesielt komplisert på grunn av konsentrasjon av strukturgeologiske fenomen fører til nye undersøkelser for alternativ trase øst for Nabeita.

4. fase: (sommer 96)

Undersøkelser:
- Refleksjonsseismikk for utvidelse av dybdekart. => detaljinformasjon om svakhetssoners forløp.=> bedre forståelse for potensielle områder med tensjon.
- Supplerende refraksjonsseismikk => forslag til trase for alternativ linje.
- Supplerende kjerneboring => detaljplassering av trase.

5. fase: (høst 96)

Gjennomgang for vurdering av kostnader og risiko/usikkerhet for begge alternativ.
for beslutning om tunnel skal bygges ut fra kostnader og usikkerhet. Alternativ: bru-fylling.

6. fase:

Forutsatt beslutning om bygging: Anbud og byggeplan vinter 96/97.

7. fase

Byggestart sommer 97. Ønsket åpning: sommer år 2000.

Alternativt kan det bli aktuelt å utrede løsning med bru / fylling.

OMFANG AV UTFØRTE FORUNDERSØKELSER.

Totalt har forundersøkelsene kostet ca 12 mill kr frem til i dag. Dette tilsvarer ca. 2400 kr/lm tunnel eller ca 3% av beregnete kostnader for tunnelen. Dette skyldes alt vesentlig omfanget av, og problemene forbundet med kjerneboringene.

Fig. 1. Situasjonsplan.
(Nedfotografert)

GJENNOMGANG AV VIKTIGE PÅVISTE FENOMEN

I dypålen utenfor Seiballskjera nord for Hitra (pr.4440 - 4570) påviser seismikken en bred forkastning med bredde på over 100 meter. Sonen har trolig fall mot sør. Seismisk hastighet varierer fra 2,5 - 3,2 km/sek. Kjerneboring (BH 2, fig 1 og fig 2) påviser sterk grad av kjemisk og mekanisk forvitring der berggrunnen er gått over til en kohesiv jordart med svært lav fasthet, anslått til ned mot 0,05 MPa. Faste, men forvitrede bergartsfragmenter finnes ``flytende`` i grunnmassen.

I dypålen nærmest Frøya (Pr. 6830 - 6930) står en ca. 100 m bred sone med seismisk hastighet på 2,4 og 3,4 km/sek. Seismikken tyder på oppsprukket sidefjell med lave seismiske hastigheter sør for hovedsonen. Sonen har form som en sadel. Hovedsonen synes å dreie mot nord inn Kjevika, mens den har flere utstikkere i mere Ø-V-lig retning. Disse utløperne kan være opprinnelig tensjonssoner (skjærbrudd). Det er foretatt vertikal kjerneboring i sonen ned til under tunnelnivå (BH1A, fig 1 og fig 2.). Mekanisk minner materialet i denne sonen om materialet i den andre store forkastningen (BH2) med stor grad av kjemisk dypforvitret materiale med plastisk konsistens og svært lav fasthet. Det er antatt at sonen har midlere fall mot nord, og inn under Nabeita.

Rett sør for Nabeita på Frøya (fig 1 og fig 2 ved BH 2 - 2 og 2 - 3) er det påvist en mektig sone med en sentral del med en mulig sedimentær struktur. Studier utført ved IKU og NGU understreker områdets kompleksitet med en konsentrasjon av geologiske fenomen. Det er derfor utført omfattende undersøkelser for å kartlegge grunnforholdene. Seismikken påviser flere soner med svært lav seismisk hastighet, fra 2,1 - 2,6 km/sek. Ett område på over 100 meters utstrekning syd for sonen kan bestå av flere smale soner eller kløfter med mellomliggende mere intakte «stabber». Borekjernene viser flere smale, forvitrede soner med plastisk konsistens også nord for hovedsonen. Hovedsonen består av en kløft med noe som likner sedimentære løsmasser med siltige, sandige og grusige masser som står med lagdeling på ca 45° vinkel til borekjernens lengdeakse.(Dvs. enten horisontalt eller vertikalt).

Ved kjerneboring av 4 hull ca 50 m øst for den inntegnede traseen ble det påvist en sone på min. 30m med løst konsoliderte masser med rundete korn. Hullene ble forsøkt stabilisert med aluminiumsement, men dette lot seg ikke gjøre. Stort sett ble derfor borestrengen spylt og trykket gjennom løsmassene der det kun ble tatt opp spredte fragmenter av grusige masser. Supplerende refraksjonsseismikk viser tydelig en åpning av kløften mot NØ, kfr fig.1. Ved kjerneboring ble det påvist nærmest fritt drenerende forhold i lavhastighetsområdet mot sør.

Spesielt området mellom de to store sonene rett sør for Nabeita er vurdert som krevende og usikkert. Det grunne området mellom de to sonene kan representere en løs blokk som er avgrenset av svakhetssoner på alle kanter, og kan være forkastet også langs mere horisontale plan.

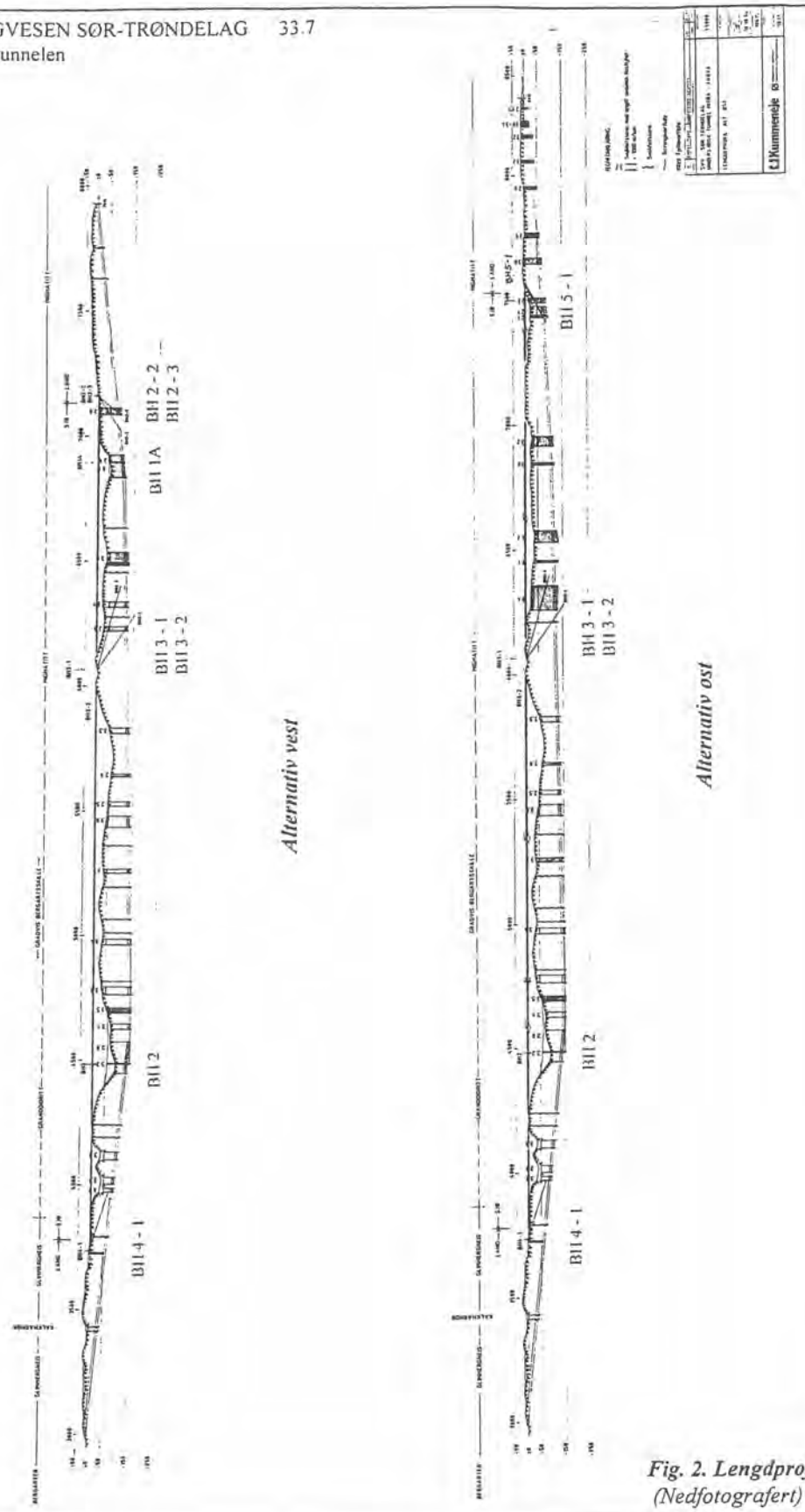


Fig. 2. Lengdprofil (Nedfotografert)

OPPSUMMERING AV UTFØRTE STUDIER OG FORUNDERSØKELSER.

Studier utført ved NGU og IKU.

I 1995/96 er det utført studier ved IKU og NGU med formål å klarlegge områdets geologi med hensyn til litologi, opptreden av svakhetssoner, type deformasjon, oppsprekning, forvitring og sementering. Disse arbeidene har vært utført i forlengelsen av detaljert tolking av de vertikale borekjernene fra BH 1A og BH 2.(Fig 5.1 og 5.2).

På kartskissen i figur 3 er det vist utsnitt av et strukturgeologisk kart over Frøyfjorden. Fjorden er gjennomsatt av soner som følge av forkastningsaktivitet i flere geologiske perioder. De største forkastningene strekker seg over fra Skottland, men dør ut mot nord (Namdalen). Møre - Trøndelag - forkastningen er orientert i det samme system av store regionale forkastninger som stryker opp langs kysten av Møre og Trøndelag. Hovedforkastningen går mellom Hitra og fastlandet, men med parallelle forkastninger inn over land og utover mot sokkelen.

Innskjøvne jurassiske kiler fra Froanbassenget i øst er sannsynlig. Nyere studier tyder på større utbredelse av disse bassengene enn tidligere antatt.

Arbeidene konkluderer entydig med at det er stor sannsynlighet for at sonene som må krysses mellom de store forkastningssonen kan være tensjonssprekker (soner) og derfor være meget permeable og sterkt vannførende. Bruddsonenes tektoniske historie indikerer en skjærmodell hvor jurassisk jordskorpebevegelse aktiviserte de fleste sonene, og hvor NØ - SV - gående soner antakelig ble reaktivert som tensjonssoner eller normalforkastninger, mens dagens stressfelt favoriserer åpne sprekker med en orientering NV - SØ. Det konkluderes med at soner i begge disse regimene har størst potensiale for å være åpne og vannførende.

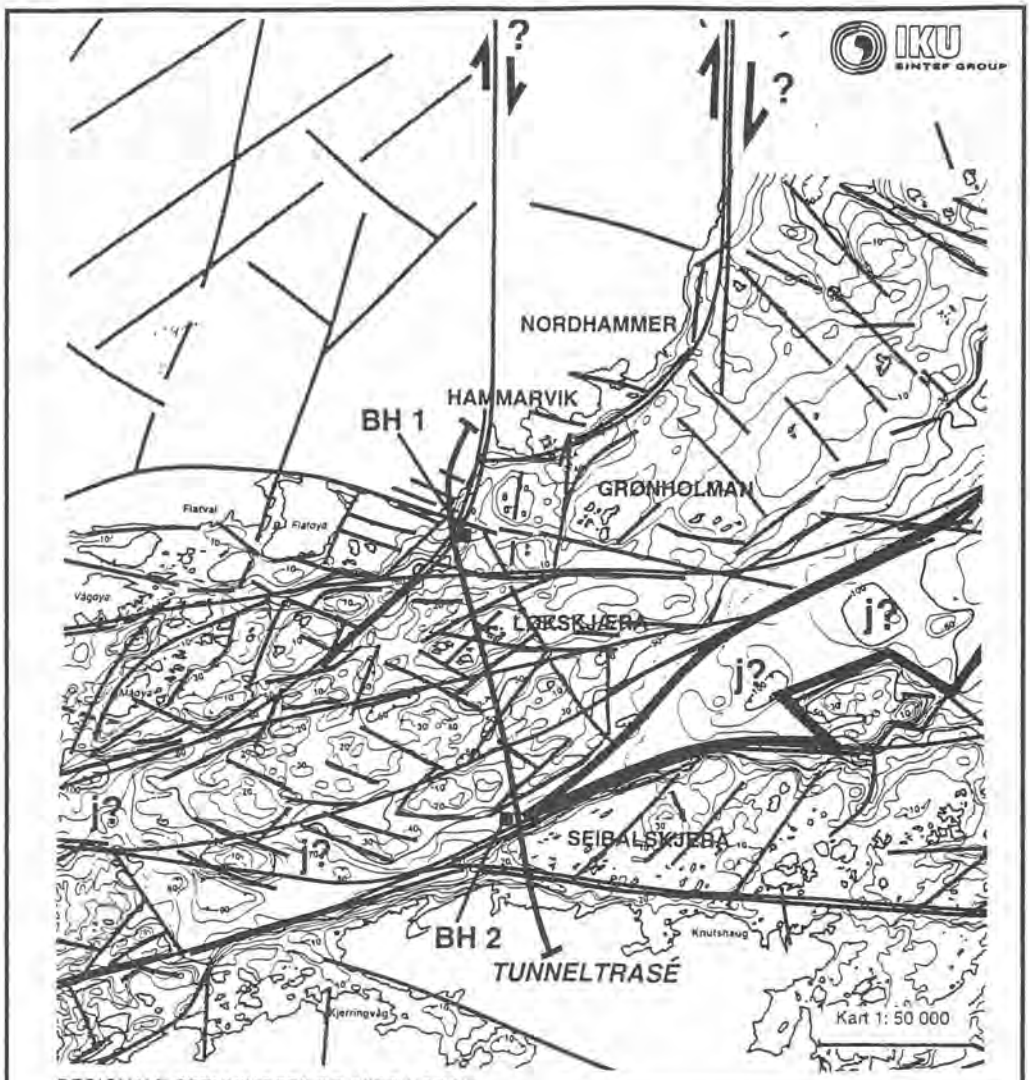
Området utenfor Nabeita på Frøya fremheves som spesielt komplisert med en konsentrasjon av geologiske fenomen.

IKU's vurdering etter tolking av borekjernene konkluderer med at berggrunnsforholdene i BH 1A og BH 2 har vidt forskjellig geologisk opprinnelse. Tross intens breksjering og forvitring i BH 1A, repeteres de samme magmatiske, feltspatrike dypbergartene gjennom hele kjerna. Nyere tolking daterer bergartene til ordovicisk alder. Planterester tyder på at prekvartære sedimenter er blandet inn i forkastningsmaterialet.

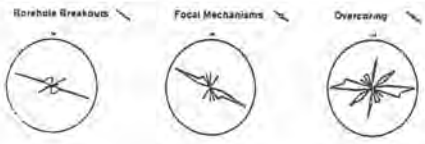
Bergartene i BH 2 har en mer variert sammensetning. Det er mulig at nedre del (under ca 76m) og øvre del tilhører ulike tektoniske enheter. Den nedre delen er dominert av høymetamorfe gneiser som sannsynligvis representerer de prekambriske grunnfjellsbergartene som er utbredt i gneisområdet på fastlandet i syd og i deler av Fosen. Øvre del av kjernen som består av vekslende foliert gneis og rødbrune knusningsbergarter (dårlig konsoliderte breksjer) kan være sterkt påvirket av mesozoiske bevegelser langs forkastningssonen.

Nytteverdi

Studiene som er utført ved IKU og NGU har gitt oss ingeniørgeologer større forståelse for viktige geologiske fenomen og har verifisert og utdypet de antagelser som tidligere var gjort. Det har ikke fremkommet helt nye momenter som har påvirket prosjektet. Konklusjonen er likevel klar: Dette er miljøer som kan bidra positivt i prosjekteringsfasen, med nyttig basiskunnskap som kan gi sikrere grunnlag for vurderinger av de tektoniske forhold som har påvirket berggrunnen, og derved bedre grunnlag for å trekke konklusjoner. Det er sannsynlig at man ved slike strukturgeologiske vurderinger i en tidlig fase kan legge opp forundersøkelsene mer optimalt, og at valg av trase og overdekning kan gjøres mer nyansert enn vi tradisjonelt gjør med en sterk fokusering på tunnellengde og dyp, og i mindre grad på spesielle geologiske fenomen.



REGIONALT SPENNINGSBILDE, MIDT-NORGE
(FEJERSKOV & MYRVANG 1995)



TEGNFORKLARING

/j? Jura sediment? (Antatt fragmentarisk forekomst i markerte svakhetssoner - påvist i BH 2.)

Tunneltrasé

BH 1 Vertikalboring fra Bucentaur

Lineament-segmenter (betydning ikke differensiert)

Antatt viktige bruddsoner for strekkbevegelses-lekkasjé

Målestokk 1: 50 000

Sjøbunnstopografi:
10 m ekvidistanse konturert fra sjøkartverkets originaler i målestokk 1: 20 00
(for internt bruk i Statens Vegvesen).

STATENS VEGVESEN SØR-TRØNDELAG
FRØYATUNNELEN,
FORSTUDIE BASERT PÅ VERTIKALBORINGER OG REGIONAL LINEAMENT-INFORMASJON

IKU Rapport 23.2574.00/01/96

Figur 3. Kart som viser lineamenter og bruddstrukturer i Frøyfjorden

Laboratorieanalyser utført ved SINTEF Bygg og miljøteknikk.

Som støtte for egne vurderinger ble det vinteren 1995/96 utført laboratorieanalyser ved SINTEF Bygg og miljøteknikk for å analysere enkelte prøver av kjernemateriale fra BH 1A og BH 2 med tanke på mineralogi, samt stabilitet og sikring under anleggsdriften. Vurderingene er utført som et samarbeid mellom Bergteknikk (T. Dahlø) og Geoteknikk (Kavli, Emdal). Problemet er analysert både fra en geoteknisk og fra en bergteknisk synsvinkel på grunn av sonenes spesielle karakter, med sterkt forvitret og plastisk materiale over strekninger på flere 10-talls meter

Nedenfor gjengis noen konklusjoner, mens det henvises til egne rapporter for fullstendig beskrivelse og vurdering.

På det antatt svakeste materialet fra de nevnte borhullene er det utført geotekniske analyser som ødometer og triaksialforsøk, samt permeabilitet. Kort oppsummeres at udrenert skjærstyrke i tunnelnivå er funnet til ca 200 kPa i sonen nærmest Frøya, ($S_u = 100 + 0{,}25\sigma_{v0}$) mens permeabiliteten av massene er funnet til 10^{-12} m/sek. Mineralogiske analyser viser at over 5% av materialet >20um består av montmorillonitt og opp mot 100% smektitt. Resultatene fra fri svelling (800%) og svelletrykk (1,55 Mpa) viser høye verdier i forhold til tidligere erfaringer.

Vurdering fra bergteknisk synsvinkel og ved hjelp av Q-metoden klassifiserer bergmassene som «eksepsjonelt dårlig» og «ekstremt dårlig», men med permeabilitet som intakt berg.
Ved liten vanntilgang forventes stabil stuff over tidsrom på noen timer eller døgn. Lekkasjer vil forverre situasjonen vesentlig. Med de antatte Q-verdier er det anslått nødvendig dimensjonerende sikringstrykk på ca 600 kPa. Dette tilsier sikring med armert sprøytebetong med tykkelse på ca 250 mm i tillegg til bolter og bånd, alternativt full utstøpning, også av sålen.

Vurdering fra geoteknisk synsvinkel underbygger konklusjonene og antyder dimensjonerende sikringstrykk på 350 - 700 kPa. Lekkasjer vil forverre stabiliteten vesentlig og føre til erosjon i de forvitrede massene. Omfattende forundersøkelser og vanntetting er derfor helt nødvendig.

Konklusjon:
Med analyser og vurderinger fra disse innfallsvinklene var konklusjonene relativt ensartet og tilsier at tunnelen skal kunne drives med konvensjonell metode, men med høy beredskap og omfattende sikring utført foran stuff for å stabilisere massene der de har minst fasthet, og tung sikring, også av sålen, for å sikre stabiliteten etter utsprengning. Dette forutsetter naturlig tette forhold, eller vellykket tetting med injeksjon. Forhold som ikke lar seg injisere eller masse-forsterke ved injeksjon kan kreve ekstraordinære tiltak, eks. frysing. Lekkasjer som ikke er injisert og som får utgang mot fri bergflate kan være dramatisk i de lett eroderbare massene. Det må derfor legges opp et omfattende system for undersøkelser foran stuff som forhindrer at man får uventede stabilitetsproblemer. Det må likevel legges opp strategier for også å kunne håndtere uventede problemstillinger raskt og sikkert.

SEISMIKK

Utført refraksjonsseismikk.
Refraksjonsseismikk er utført i 5 omganger med tilsammen 10.450 m hvorav 935 m på land for nytt alternativ øst.

Refraksjonsseismiske og refleksjonsseismiske undersøkelser. Bruk av data.

På grunn de spesielle forholdene utenfor Nabeita ble det våren 1996 bestemt å utrede en alternativ trase noe lenger øst. Denne traseen vil bli ca 500 meter lenger, men man vil unngå området ved Nabeita, og det vil medføre kryssing av forkastninger med mindre bredde enn hovedforkastninga sør for Nabeita. Det ble utført supplerende refleksjonsseismikk med NGU's fartøy "SEISMA" som grunnlag for å kunne plassere refraksjonsseismiske profiler. Supplerende refraksjonsseismikk ble utført våren 1996 av GEOMAP AS som også utvidet området med bunnkotekart. Profilene viste at man også for denne traseen må krysse mektige lavhastighetssoner. Ut fra profilene ble det bestemt plassering for ny kjerneboring BH 5 - 1.

Nye og tidligere refraksjonsseismiske data ble sammenstilt av Vegvesenet og eksempler på sammenstilling er vist øverst på figur 4. For sammenlikning av ulike delstrekninger er seismiske data sortert i blokker langs traseen. For sammenlikning av alternativ vest og øst er de refraksjonsseismiske dataene fordelt etter hastighet, også vist på figur 5. Det fremgår klart at man for det vestlige alternativet har en vesentlig tyngre andel på de svært lave hastighetene.

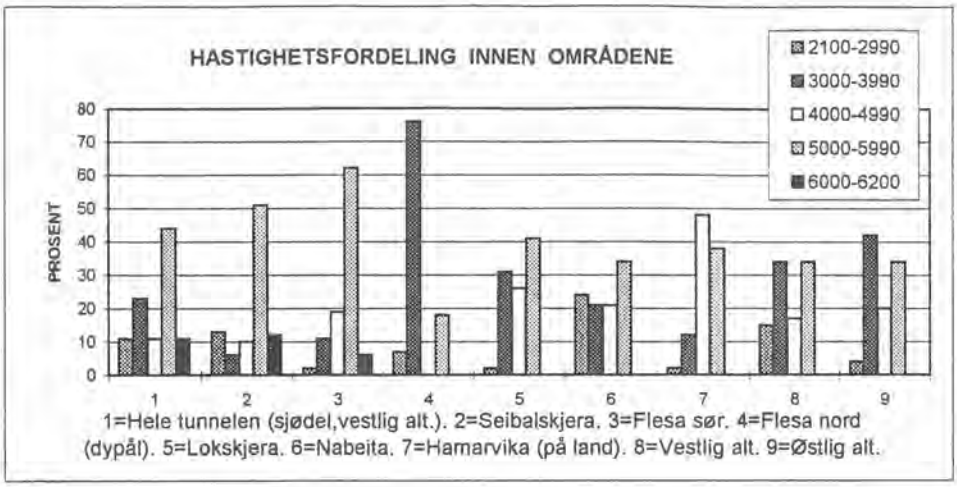
Ved å kombinere data fra refraksjonsseismikk og kjernelogging har vi foretatt en fordeling av bergmassene langs begge trasealternativene som grunnlag for beregning av kostnader og drivetid. Disse vurderingene er utført som samarbeide med O.T. Blindheim AS, Kummeneje AS og Statens vegvesen Sør-Trøndelag. Konklusjonen etter denne gjennomgangen er at alternativ øst, til tross for lengre tunnel, vil ha en lavere kostnad og en mindre kostnadsmessig usikkerhet. Gjennomgangen har munnet ut i kostnadskalkyler for tunnelalternativet som er så høye at det vurderes å utrede fastlandsforbindelse med bru - fylling over Frøyfjorden.

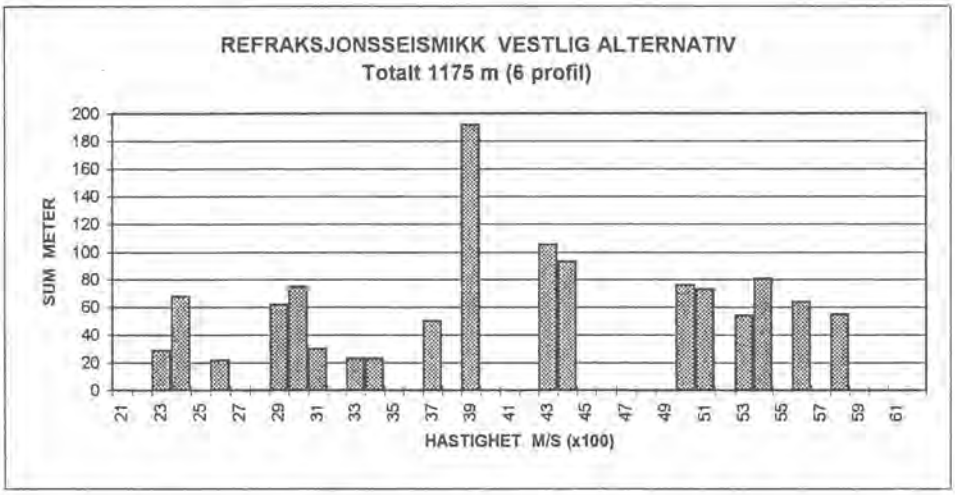
Kjerneboringer.

Det er boret 13 hull på tilsammen ca 1850 meter boret lengde i berg. Lengste hull: 268 meter. 2 hull på tilsammen 103 meter i berg er boret fra boreskip. (MS Bucentaur).

Kjerneboringer fra skip. (BH 1A og BH 2)

Generell informasjon.
I 1995 er det utført kjerneboringer med boreskipet "MS Bucentaur".
Plassering er vist på fig. 1 og 2. Boringene ble utført med to vertikale hull i de to store forkastningssonene som er registrert under fjorden.
I utgangspunktet er skipet bygget for boring i Nordsjøen, med en høy døgnleie som ikke står i stil til de forundersøkelsene man ellers utfører på slike prosjekter. Totalt ble det betalt 1,7 mill kr (som også innbefattet et 3. hull for kartlegging av evt. sedimentære bergarter.) Kjerneboring ble





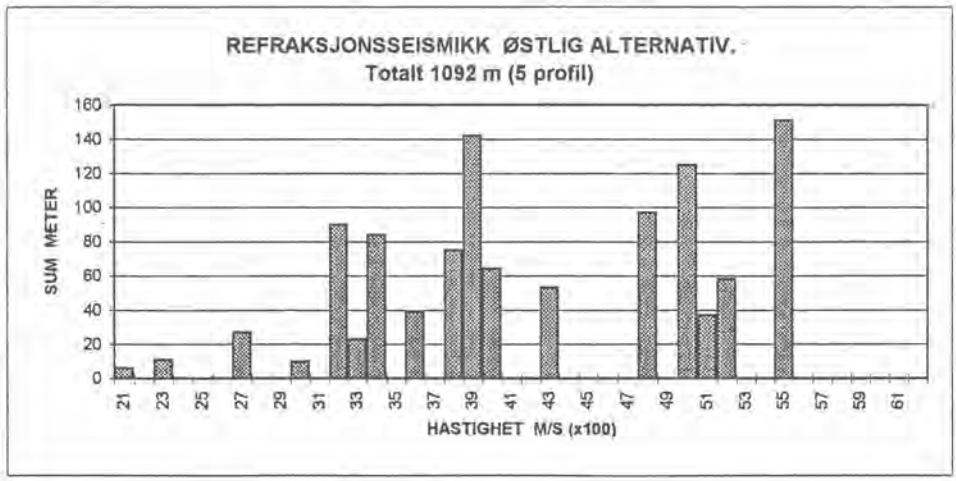


Fig. 4. Sammenstilling av refraksjonsseismiske data.

utført av spesialfirma. Geologer fra IKU og representanter for oppdragsgiver var på skipet under hele boreperioden. Et meget profesjonelt opplegg med høy produksjon gjør at de totale kostnadene for boring fra skip ikke nødvendigvis blir dyrere for dette opplegget enn for tradisjonell kjerneboring fra land. (Meterkostnaden var på ca 8700kr for ca 160m boring, derav 38 meter i løsmasser.) Fra land må det oftest bores lange hull for å komme ut til sonene, mens boring fra skip kan rettes direkte inn mot sonene. Begge borehullene ble boret i løpet av en uke (7 døgn). Totalt sett var derfor boring fra Bucentaur meget vellykket og ikke spesielt kostbar. Skipet har imidlertid en begrensning i at det må være over 40 meters dyp. (Det er nå utviklet et konsept for boring på grunnere farvann.)

I ettertid ville vi nok vært mindre skeptisk til bruk av boreskip når vi har erfart alle problemer ved tradisjonell kjerneboring.
Boringene ble utført med 56 mm kjernediameter på opptakene. Boring med tung mud ga god hullstabilitet og 100% kjernefangst. Kjernetap, selv i sandige, siltige soner ble helt eliminert. Kjernene er i (minste) detalj tolket av IKU og vertikalsnitt er vist på fig 5.1 og 5.2.

Kjerneboringer fra land:

Generell informasjon, tekniske løsninger.

I 1995 ble det utført kjerneboring i 4 hull fra land over traseen på Frøyasiden (Nabeita). Boreentreprenør var Terrabor AS fra Namsos. Boringene ble lagt opp på tradisjonelt vis med vannspyling og 56 mm kjernerør. (48 mm prøver).
Boringene ble utført for å klarlegge forholdene til side for, og i den store sonen som dreier inn Kjevika. Boringene påviste imidlertid en brei, løsmassefylt kløft helt inne under land på Nabeita som ikke tidligere var påvist ved de seismiske undersøkelsene. Boringene, sammen med tolkning av ny refraksjonsseismikk, påviste ekstremt vanskelige forhold og resulterte i at traseen ble justert ca 60 meter mot vest der seismikken antydet bedre forhold.

Høsten 1995 ble kjerneboringer startet opp igjen for den nye traseen.
Boreentreprenør var nå firma Tekobor AS fra Storås i Meldal kommune. I utgangspunkt ble kjerneboringene lagt opp på samme vis, men for å bedre hullstabiliteten i forhold til boring med vannspyling ble spylevannet tilsatt polymermud med en klebrig, kohesiv konsistens. Dette har også bedret muligheten for, og kvaliteten på kjerneopptak betraktelig. Polymerhinnen som legger seg på borekjerner og borhullsvegger hindrer erosjon og aktiviserer ikke svellende mineraler i samme grad som ren vannspyling. På grunn av høy pris på polymertilsetning føres spylevannet i lukket sløyfe via et sedimenteringsbasseng. Vanntapsmålinger under nedboring ble imidlertid vanskelig å gjennomføre, fordi gjennomborede leirrike soner raste igjen ved introduksjon av vann. Man kan heller ikke se bort fra at lekkasjemålinger etter boring med mud vil vise for lave innlekkasjer på grunn av at det avsettes en hinne med kohesive masser på hullveggen.

Det første hullet (BH 2 - 1) ble boret ned til ca 120 meter, men med store problemer fra ca 90 meter. Hullet lot seg ikke stabilisere og det var tilnærmet fri drenering ut fra hullet. Det ble forsøkt stabilisering med aluminiumsement i ulike varianter. Omganger på flere m^3 ble pumpet ned i hullet uten at det stabiliserte, og uten å bli gjenfunnet ved ny boring. Vanlig rapidsement

ble forsøkt, men raskt oppgitt. Med vesentlig kjernetap ble det boret ned til ca 120 meter uten å påvise fastere sideberg.

På grunn av disse komplikasjonene ble det besluttet å legge opp boringene med bruk av foringsrør gjennom de forvitrede sonene. For å bedre muligheten for å holde hull åpne ble det blitt benyttet foringsrør på 86, 76 og 66 mm. Kjerneboring ble utført med 76, 66 og 56mm kjernerør (dels også 38mm ved avviksboring). Foringsrør ble ført etter kjernestrengen. Dette var et opplegg som i utgangspunktet kostet mye mer, men som økte mulighetene for å komme gjennom sonene, og for å få opp intakte borkjerner. På grunn av de kompliserte forholdene ble arbeidene kjørt som regningsarbeider.

Til tross for disse tiltak, samt at det er benyttet store kjerneboringsrigger (Onram 1000) har det ikke lykkes å bore noe hull over 268 meter. Årsaken var delvis hullstabilitet, delvis stor friksjon på borestrengen som følge av svellende berg. 76 mm foringsrør er vridd av. Alle foringsrør har blitt boret fast og har hindret etterfølgende vanntapsmålinger og evt. tomografi.

Ved å benytte foringsrør har vi klart å bore lenger og fått opp vesentlig bedre kjerneprøver enn det vi ellers ville ha fått.

Tidsforbruk, kostnader, nytteverdi.
Det er klart at kjerneboringene har blitt meget kostbare og tidkrevende og har gitt både oppdragsgiver og boreentreprenør mye hodebry og mange nye erfaringer.
Problemene i forbindelse med kjerneboringene har medført at arbeidene har blitt utført som regningsarbeider. Oppdragsgiver har likevel ikke på noen måte følt at dette har blitt utnyttet av entreprenøren. Alle beslutninger er tatt etter felles vurderinger der problemene er forsøkt løst etter nøye gjennomgang av erfaringer og hvilke løsninger vi hadde best tro på. Det er ikke til å komme fra at en god del av løsningene som ble lansert for å stabilisere borehullene var improvisasjoner med moderat mulighet for å lykkes.

Etter oppstart med ny boring med Tekobor AS er det boret ca 1350 meter med 7 hull fra 4 oppstillingsplasser. Arbeidene ble startet opp i oktober 95 og avsluttet i september 96. Av disse 11 måneder gikk over 2 måneder med til forsøk på avviksboring.
Kostnadene (eks avviksboring) har kommet opp i ca. 6,7mill.kr som tilsier ca 4.900 kr/m hull.

En vesentlig del av hullene er boret i fast berg for å komme ut til problemsonene. Det kan derfor se ut som disse meterne er rene transportetapper. Disse delene av borhullene har imidlertid gitt nyttig informasjon for å kunne foreta en klassifisering av bergmassene langs traseen, og om lekkasjeforhold og forvitringsfenomen i relativt intakte områder.

For de spesielt interesserte følger nedenfor en oppsummert beskrivelse av hvert kjerneborhull.

Borehull 1A (Nærmest Frøya/boreskipet Bucentaur)
Sjødyp var ca 44 meter med ca 7 meter løsmasse i toppen. Gjennom løsmassene og ca 13 meter nedover i berget ble det boret med Odex og foringsrør for å hindre gjenrasing av hullet. Hullet har dyp på 63 meter i berg. Bergartene er sterkt forvitret i hele hullets lengde, med sterkt forvitret gneis, pegmatitt og hydrotermale breksjer i øverste del og granodiorittiske og diorittiske kataklastiske breksjer i sterkt deformert og forvitret grunnmasse som vanskeliggjør klassifikasjon. Svelleleire forekommer helt ned til bunn av hullet, både som sprekkebelegg og som forvitringskomponent i forvitret bergmasse. Selv de eruptivene som er lite deformert, er sterkt forvitret og inneholder svellende blandsjiktleir. Vedrester og kullfragmenter er påvist på ca 54 meters dyp og indikerer at sedimentært materiale er blandet inn i forkastningsmaterialet. Lydhastighetsmålinger på tilnærmet uforstyrret kjerne for hver 10. cm viser svakt fallende tendens mot dypet med en konsentrasjon av målinger på 2,0 - 2,3 km/sek i tunnelnivå. Prøver av bunnsedimentene tilsier stort innslag av grov sand, blokk og grus. Det ble ikke lagt vekt på å få opp prøver av bunnsedimentene.

Borhull 2 (Nærmest Hitra/boreskipet Bucentaur)
Sjødypet var her ca 58 meter og det ble boret med Odex gjennom 31 meter løsmasse ned til berg. Deretter ble det boret 58,5 meter i berg, totalt 94,4 meter under sjøbunnen. I likhet med BH 1A er bergartene sterkt deformert, oppsprukket og forvitret i soner ned til ca 76 meter. Prekvartært sedimentært materiale er sannsynligvis påvist ned til ca 75 meter og kan være en kile av jurabassenget i øst (Beistadfjorden - Frohavet) som kan ha rast ned og blitt tektonisk ført inn i forkastningssonen. Kvartært materiale er ikke påvist. Under dette nivå består berggrunnen av harde, krystallinske grunnfjellsbergarter. Mellom 62 og 69 meter er det registrert en sammenhengende sterkt forvitret og dårlig konsolidert kataklastisk breksje med en rekke glideplan, dels også bløt leire. Manglende sementering kan tyde på at knusningssonen er ung. Lydhastighetsmålinger på kjernene viser konsentrasjon mellom 2,5 og 3,5 km/sek fra ca 50 meters dyp ned mot ca 76 meter. Gjennomgående større spredning fra 2,0 - 5,0 km/sek over 50 m`s dyp og mellom 5,5 og 6,5 km/sek under ca 76 m`dyp. Dette indikerer at man her har boret gjennom sonens begrensning mot sideberget. Topografien indikerer at sonen har fall mot sør. Prøver av bunnsedimentene tilsier stort innslag av grov sand, grus og blokk.

Fra Nabeita på Frøya. (BH 2 - 1, BH 2-2 og BH 2-3, fig 1 og 2.)

Fra land på Nabeita ble det deretter planlagt to hull. Et hull (BH 2 - 3) parallelt med BH 2 - 1, men forskjøvet i forhold til dette og et hull (BH 2 - 2) som skulle bores ved hjelp av foringsrør gjennom knusningssonen for så å avviksbores ut langs tunneltraseen til skjæring med den store forkastningen lenger ut. Dette hullets lengde var beregnet til rundt 500m.

BH 2 - 3.
I den øvre del av hullet er det relativt massivt berg. Nedover i hullet registreres soner med tiltagende forvitring i form av kohesive nedbrutte bergmasser og oppsprukkede og breksjerte soner. I sonen utenfor Nabeita er det på ca 90 meters hulldyp registrert løsmasser med lagdelte grusige og sandige masser med porøs og åpen struktur. Massene minner om en strandavsetning. I disse massene finnes blokker (10 - 15 cm) med forvitret berg med intakt, men sterkt forvitret bergartsstruktur. Den løsmassefylte kløften kan være 2 - 3 meter brei, men begrenses mot syd av sidefjell som er svært oppknust og der det har vært vanskelig å få opp kjerneprøver. Det er ikke

sidefjell som er svært oppknust og der det har vært vanskelig å få opp kjerneprøver. Det er ikke registrert overgang mot massive forhold i borehullet, men boringene tyder på faste «stabber» eller blokker i sonen. Lekkasjetesting i hullet er ikke utført på grunn av dårlig hullstabilitet. Under boring ble det imidlertid registrert fallende trykk og tap av all mud ut i formasjonen, noe som tilsier nærmest fri drenering ut i sonen. Skum fra mudboringen ble registrert på sjøoverflaten under boring av begge hull. Dette indikerer åpne og drenerende forhold.

BH2 - 2.(Avviksboring)
Hull 2-2 var tenkt avviksboret for tilnærmet å følge tunneltraseen videre utover mot den store forkastningssonen sør for Nabeita.(Mot BH 1A). Formålet var å få bedre oversikt over de store forkastningssonenes kontaktflate mot fastere sidefjell. Boringene ble lagt opp med 86mm foringsrør for nedtrapping gjennom sonen slik at vi skulle kunne opprettholde god stabilitet i hullet ovenfor den delen som var tenkt avviksboret. Leverandørene (Devico AS fra Melhus og Lasse Liv, Sverige) var overbevist om at avviksboring skulle la seg gjennomføre, og det ble ikke stilt spørsmål med gjennomførbarheten i forkant av boringene. Tross omfattende forsøk med utstyr for avviksboring fra begge leverandørene, lyktes det ikke å få kontrollert avvik. Retningsavvikene ble tilfeldige og boringene førte til tap av flere boreutrustninger. Kjernegjenvinningen i de avviksborede områdene var tilnærmet lik 0. Forsøket ble derfor oppgitt. Boring av dette hullet viste imidlertid at forholdene også syd for den løsmassefylte kløften er kompliserte, med sterkt oppknuste masser til tross for seismisk hastighet på 3,9 km/sek.

Fra Dolmøya på Hitra. (BH 4-1, fig 1 og 2).
Boring fra land fra Dolmøya hadde som formål å få kartlagt forholdene i svakhetssonene mot nord, samt generell kartlegging av bergarter, oppsprekning og lekkasjeforhold. I IKU's rapport understrekes det at sonene kan være tensjonssoner og derved vannførende.
Planlagt lengde på hullet var ca 400 meter. På grunn av vanskelig tilgjengelighet ble det valgt en mindre elektrisk rigg for boring av dette hullet. 66 mm foringsrør ble benyttet øverst i hullet.(60 m). Borekjernen viser en stedvis tett oppsprukket glimmerrik gneis der den helt dominerende sprekkeretning følger foliasjonen og følgelig er gunstig orientert i forhold til tunnelaksen. Det er registrert marmorlag og granittiske intrusjoner i gneisen som gjennomgående er mer massiv enn de glimmerrike partiene. Som resementerte sprekkefyllinger i hele hullets lengde forefinnes kalsitt i lysegrå bånd. Lekkasjemålinger foretatt under nedboring viser små innganger. Hullet ble avsluttet (oppgitt) mot en sone som ikke lot seg stabilisere. Ved lekkasjetesting under nedboring inn i sonen ble det ikke registrert store lekkasjer. Det ble etterhvert spylt opp store mengder glimmerrik sand. Forsøk på stabilisering av sonen med polyurethan og bruk av tennere medførte store lekkasjer og det var ikke mulig å bygge opp trykk etterpå. Dette tolkes som en indikasjon på lave horisontalspenninger. Sonen er en av de som er avmerket på kartet mellom Dolmøya og Seiballskjera.

Fra Løkskjera midtfjords i Frøyfjorden. (BH 3-1 og BH 3 - 2, fig 1 og 2)

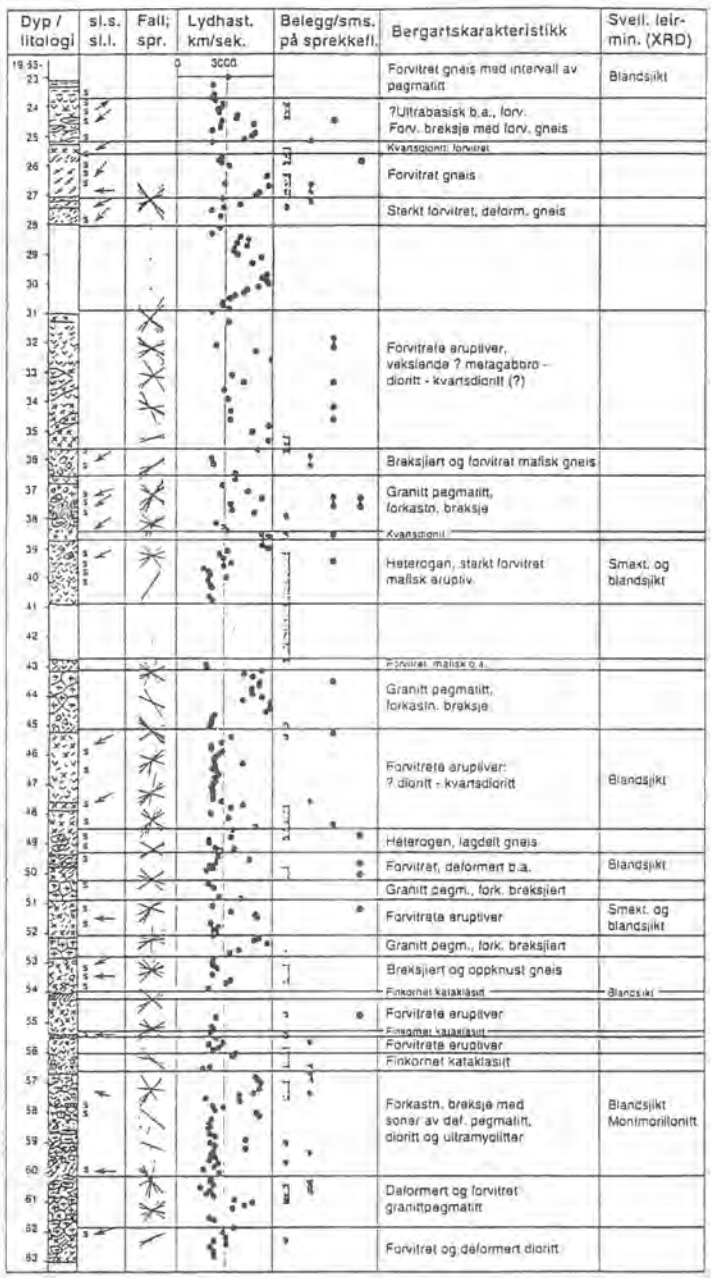
BH 3 - 1.
Fra Løkskjera er det boret to hull med retning mot nord. Formålet var å klarlegge forholdene ved kryssing av de to sonene nord for Løkskjera, hvor spesielt sonen nærmest Løkskjera har retning og seismisk hastighet som likner sonen utenfor Nabeita. Boret lengde er 267 meter.
Boringene viser jevnt over massive forhold i granittisk og pegmatittisk gneis med mer glimmerrike og oppsprukkede partier. Fra 190 - 200 meter er det registrert flere smale soner med opp til 0,3 - 1 meters mektighet. Mellomliggende berg er mindre forvitret, men stedvis sterkt oppknust. Massene i sonene har «morenekarakter» med jordaktig «feit» konsistens med kornstørrelse fra grus til silt/leir. Mot bunnen av hullet, fra ca 240 meters dyp blir bergarten mer og mer glimmerrik, oppknust og forvitret.
Lekkasjemålinger under nedboring viser små lekkasjer.

BH 3 - 2.
Hullet ble rettet parallelt med 3 - 1, men med flatere vinkel. hullets lengde var planlagt til 350 meter, men ble avsluttet etter 239 meters boring. Hullet ga derfor stort sett samme informasjon som BH 3 - 1, men gir mulighet for å bestemme fallet på sonene.
Årsaken til at hullet måtte oppgis er stopp i boringene i en vanskelig sone. Berget er klart forvitret med svelleleire selv i tilnærmet intakt berg. Retur av spylevann på yttersiden av borestrengen stanset nesten helt opp og friksjonen på foringsrør og borestreng ble meget stor. Driftstrykket på boreriggen økte til over 40 bar. Ved stopp ble det derfor besluttet å trekke tilbake foringsrøret for ikke å risikere at dette fastnet i hullet. Borestreng og foringsrør ble derfor trukket tilbake til ca 100 m. Ved ny oppstart hadde hullet rast igjen og man møtte innpresset leire langt opp i foringsrøret. Det var store problemer å få boret ut dette, og det viste seg at hele hullet videre nedover var leirfylt med oppspyling av store mengder leire som ikke lot seg stabilisere, men som ble mer og mer oppløst etterhvert som flere forsøk på oppboring ble forsøkt, både med borestreng og ved å sette borekrone på foringsrøret. Tross iherdige forsøk måtte derfor hullet oppgis.

Fra Håmårvika på Frøya, for alternativ øst. (BH 5 - 1, fig 1 og 2).

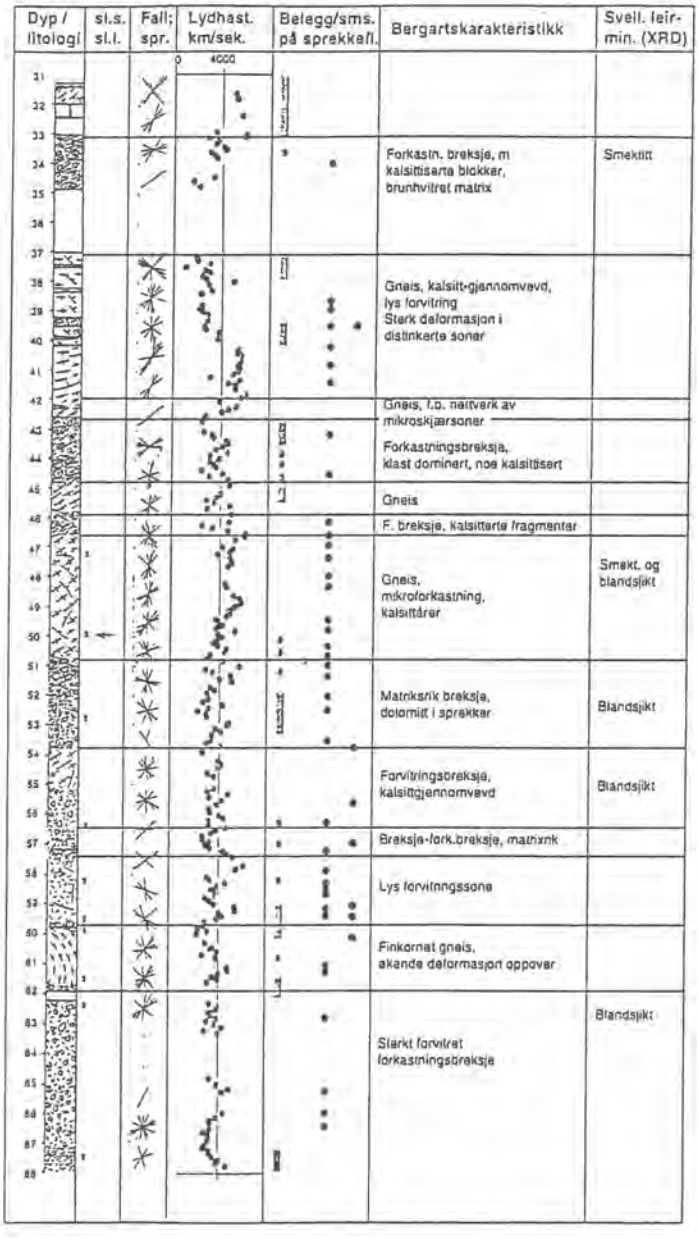
Kjerneboringen viste god, massiv migmattittisk og pegmatittisk gneis ned til 130meter med to unntak: fra 31 til 40 var det sterk oppsprekning mellom 31 og 34 og et forvitret område på ca 1 meter mellom 39 og 40. Mellom 98 og 108 er det også lokalisert en sone som korresponderer godt med seismisk hastighet på 2,3 km/sek.. Fra 98 - 99 er det kjemisk forvitring men med intakte fragmenter, mens sonen fra 99 - 108 fortoner seg som en regulær knusningssone.
Fra ca 132 - 220 er det sterk veksling mellom oppknuste områder i intakt fjell og partier som er fullstendig kjemisk nedbrutt.
Under boring var hullstabiliteten god og hullet var derfor vesentlig raskere å bore enn antatt. Dette tolkes som indikasjon på relativt god konsolidering. Ved stans i boringen sto det overtrykk i hullet som medførte tilbakeslag i hullet i lang tid etter avsluttet boring. Lekkasjemålinger under boring viste små lekkasjer (<1L). Ved boring ble det registrert økende lekkasje med tap av mud helt ned mot bunnen av hullet. Dette er trolig en mer oppknust overgangssone mot fastere berg. Fastheten på forvitret kjerne lå også her i størrelsesorden middels fast leire.

BH-1A



Figur 5.1 *Litologisk søyle og beskrivelse av kjerne BH-1A (tegnforklaring på neste side). Lydhastigheten (horisontalt) er målt fortløpende på frisk kjerne ombord i Bucentaur. sl.s = slickenside/glideplan (markert med "s" i loggen) sl.l. = slickenlinje/glidelinje/lineasjon (markert med pil i loggen)*

BH-2



Figur 5.2 *Litologisk søyle og beskrivelse av kjerne BH-2 (tegnforklaring på neste side). Lydhastigheten (horisontalt) er målt fortløpende på frisk kjerne ombord i Bucentaur. sl.s = slickenside/glideplan (markert med "s" i loggen) sl.l. = slickenlinje/glidelinje/lineasjon (markert med pil i loggen)*

Figur 5.2. forts.

BH-2 forts.

Dyp / litologi	sl.s. sl.l.	Fall; spr.	Lydhast. km/sek.	Belegg/sms. på sprekkefl.	Bergartskarakteristikk	Svell. leir-min. (XRD)	Kommentarer
68–71			0 4000		Heterogen sone med paragneis/kalsitt og polymikt. fork. breksje. Sterkt def.og forvitrat		
72					Deformert, foliert gneis	Blandsjikt	
73					Forkastningsbreksje		
74					Kaotisk forv. b.a.		
75					Forvitrat granitt		
75–77					Gneismylonitt Heterogen gneis, sterkt deformert	Blandsjikt	Grense for konsoli-dering av kalaklasitt
78–81					Pegmatittisk granitt		
82–86					Foliert, lys grå migmatittgneis, deformert, dels granulert		
87					Hydrotermalt omv. båndet gneis, sterkt deformert		
88–90					Massiv grå gneis, deformert Mylonitt		
91–92					Deformert gneis, dels pegmatittisk		
93					Pegm. breksje, kvartsårer		
94					Deformert gneis		

Tegnforklaring til BH-2

- Gneis
- Kalsittert gneis
- Kalsittårer
- Pegmatitt/pegm.breksje
- Migmatittgneis
- "Øyegneis"
- Sterkt def. øyegneis
- Gneismylonitt
- Dolomitt
- Breksje/kataklasitt
- Matrixdominert kataklasitt "gauge".Brun matrix
- Lys forvitring
- Rødbrun forvitring
- Gulgrønn smektitt
- Kalsitt
- Klorit/glimmer

Dr.scient. Arild Palmstrøm
Berdal Strømme A/S

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIK/GEOTEKNIK 1996

ERFARENHETER AV MÄTNINGAR MED TSP (TUNNEL SEISMIC PREDICTION) OCH LASERSCANNING

Docent Kennert Röshoff, BergByggKonsult AB (BBK AB), Stockholm.
Dipl. Geogr. Jörg Meixner, Amberg Group, Spacetec, Freiburg.

SAMMANFATTNING

Rapporten beskriver erfarenheter från mätningar med TSP (Tunnel Seismic Prediction) och laserscanning i Hallandsåsprojektet.
TSP är en teknik för att med hjälp av reflektionsseismik göra prognoser av bergmassans kvalitet framför tunnelfronten. Ett exempel från Hallandåsen beskrivs, där jämförelse görs med resultat från en kärnborrning framför tunnelfronten och uppföljningen från tunnelkarteringen i samband med utsprängningen.

Kontinuerlig laserscanning är en metod för mätning och dokumentation av bl.a. tunnlar. I rapporten presenteras en teknik där profilmätning kan kombineras med digital fotografering. Resultatet blir en digitaliserad fotografisk bild, i vilken objekt kan identifieras och inmätas.
Den kontinuerliga profilmätningen ger möjlighet att snabbt framställa kartor längs tunneln, där fria rummets utrymme beskrivs med stor noggrannhet.
Infraröd lasermätning ger möjlighet att undersöka och dokumentera vattenläckage och skador i betongkonstruktioner och i sprutbetongen.

SUMMARY

The report describes some of the experiences achieved from measuring with TSP - Tunnel Seismic Prediction and laser scanning at the Hallandåsen project.
TSP is a technique to perform prognocis of the rock mass using reflection seismics ahead of the tunnel face. One example from Hallandåsen is described, where comparison is made of the results from diamond core drilling ahead the tunnel face and tunnel mapping during the excavation.

Continuous laser scanning is a method used for measurements and documentation among other things in tunnels. In the article is presented a new technique where profile measurements are combined with digital images. The result is a visuel image in which objects can be identified och measured.
The continuous profile measurement gives the possibility to produce maps along the tunnel where clearances and obstructions are depicted with great accuracy.
Infrared laser documentation allows the possibility to investigate leakage of water and damages in construction of concrete and shotcrete.

1. INLEDNING

I denna rapport redovisas några erfarenheter från mätningar med två relativt nya mätmetoder utvecklade av AMBERG Group. Båda systemen har testats och använts vid byggandet av Banverkets järnvägstunnlar genom Hallandsåsen i södra Sverige. Vi kommer att presentera några av resultaten samt resultat från andra tunnelarbeten.

Tunnlarna genom Hallandsåsen består av två parallella enkelspårstunnlar med spännvidden ca 7 m och höjden ca 9 m. Tunnlarna är separerade av en drygt 20 m bred bergpelare. Vardera tunnel har en längd av ca 8600 m. Byggherre är Banverket, Södra Regionen, Malmö.

TSP- Tunnel Seismic Prediction är en reflektionsseismisk teknik utvecklad för noggrann och snabb prognos av bergmassans geologiska och bergmekaniska egenskaper framför en tunnelfront. Resultatet av en undersökning är bl.a. lokalisering av bergmassans svaghetszoner, ändringar i bergmassans egenskaper tex bergartsgränser, lokalisering av öppna sprickor som kan vara vattenförande, lokalisering av vittrat berg/leromvandling samt bestämning av bergmassans dynamiska elastiska parametrar.

Tiden för att utföra fältmätningar i bergtunnelsystem är vanligen begränsad och projekten har blivit mera komplexa. TS 360 BP laserscanner har utvecklats till ett proffesionnellt instrument för användning vid underhåll och byggande av tunnlar för att snabbt, noggrant och tillförlitligt ge sektionering och analysering av hela tunnelytan.
Systemet består i dag av tre laserscanners. En mäter avstånd (profilmätare), en andra ger en digital bild (dokumentation, avbildning) och en tredje är en infraröd scanner (temperaturmätning).

Tekniken ger möjlighet att samköra två scannertyper dvs profilmätningen kan utföras samtidigt som den digitala scannern gör en avbildning.

Systemet används för kartering av gjorda installationer, förstärkningskonstruktioner, beskrivning av tunnelstatus vid idrifttagandet, periodisk mätning för kontroll av förändringar i tunnelstatus, uppmätning av normalsektion och sprängd sektion, kontroll av fria rummet mm.

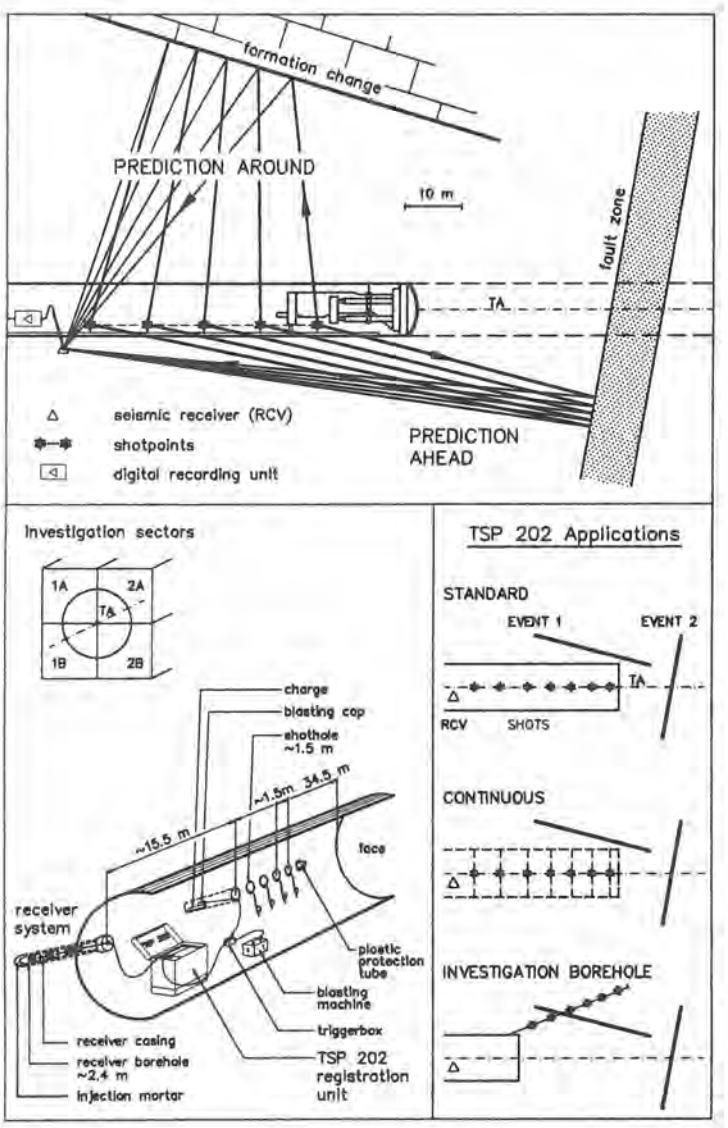
2. TSP-TUNNEL SEISMIC PREDICTION

2.1 Kort beskrivning av metod

Mätsystemet består av ett loggersystem för insamling av mätdata, ett eller flera paket av accelerometrar placerade på en 1,5 meter lång fyrkantsprofil samt skjutanordning med triggerbox.

Vid s.k. väggskjutning, vilket är den vanligaste uppställningen, alstras den seimiska vågen genom succesiv skjutning i 24 skjuthål placerade i linje längs ena bergväggen (Figur 1). Mottagarpaketet installeras i ett särskilt mottagarrör ingjutet i ett borrhål vinkelrätt mot tunnelaxeln. Vanligen används två mottagarpaket ett för vardera tunnelväggen.

Alternativa mätuppställningar för insamling av fältdata visas i Figur 1. Vid mätning i borrhål i tunnelfronten placeras mottagarpaketet 1-2 meter framför tunnelfronten. Alstring av den seismiska vågen görs i borrhålet genom successiva skjutningar med början i borrhålsbotten.



Figur.1 Principen för TSP-mätning.

Mottagarna består av en serie superkänsliga accelerometrar med komponenterna orienterade längs med och vinkelrätt mot tunnelaxeln.
Explosionen vid skjutningen alstrar en ljudvåg som sprids sfäriskt. När en ljudvåg når ett gränssnitt med signifikant förändring i bergmassans egenskaper tex fysikaliska egenskaper så som bergartstyp, svaghetszon, sprickzon, reflekteras en del av energin tillbaka och når mottagarpaketet. Gångtiden för den reflekterade ljudvågen är

proportionell mot avståndet till reflektionspunkten.
På detta sätt kan en gränsyta i bergmassan lokaliseras, dess bredd och orientering någorlunda väl bestämmas. Tekniken medför även att man erhåller en uppfattning om gränsytans egenskap.
Med analys och tolkning av P- och S-vågens karaktärer fås också en uppfattning om var tex vittring/lerzon kan förväntas liksom var eventuellt öppna sprickor är lokaliserade. De senare kan vara vattenförande.

Normalt presenteras en prognos som sträcker sig ca 250 m framför fronten. Om bergmassan är mycket komplex och de seismiska vågornas energi snabbt försvinner kan prognosticerat avstånd minska ner till ca 100 m. Under mycket gynnsamma förhållanden har TSP-tekniken medgett analyser upp till 1000 m, dock minskar prognossäkerheten med ökat avstånd.

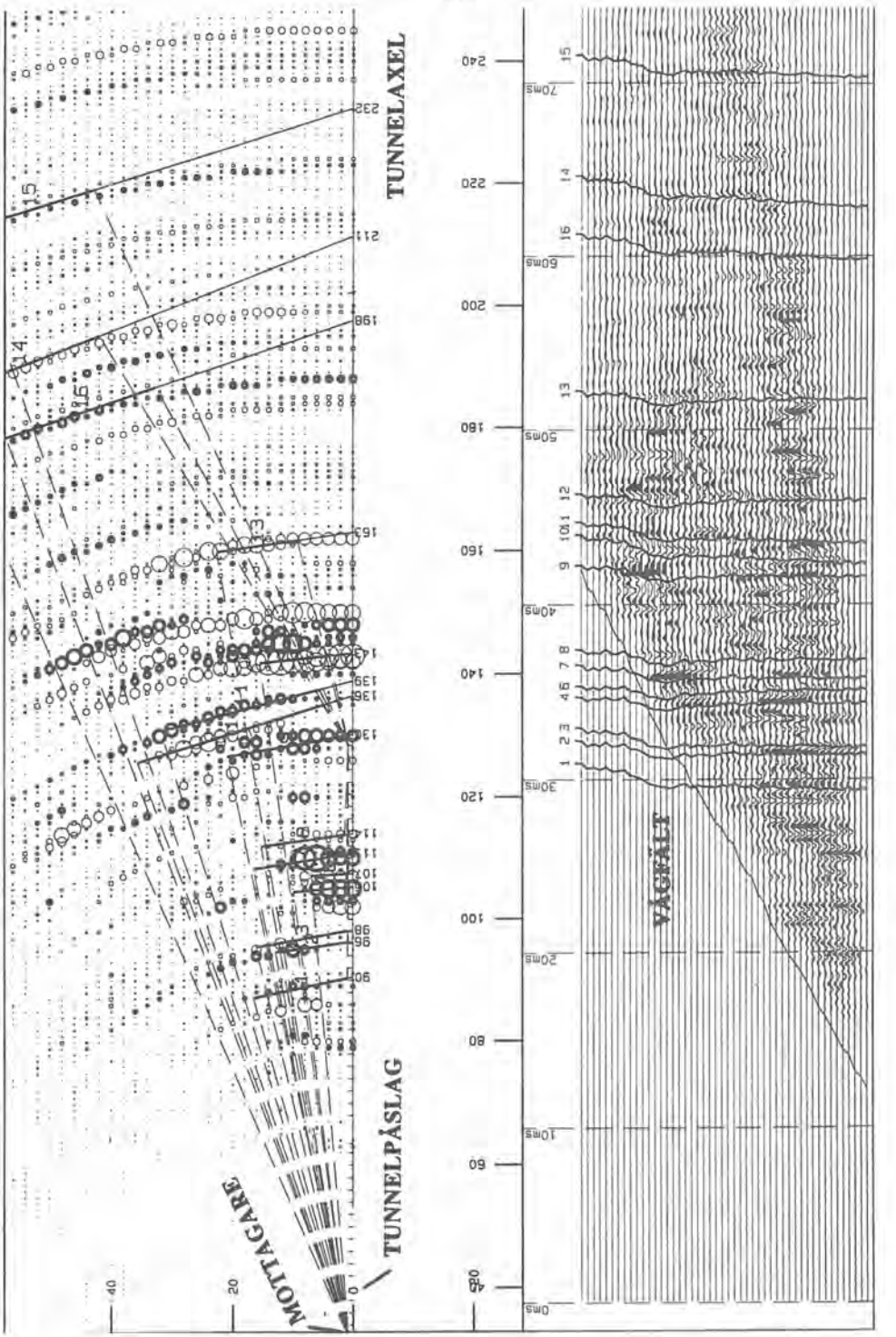
2.2 Utvärdering

För utvärdering av fältdata har ett särskilt avancerat dataprogram utvecklats. Detta kan köras på en vanlig PC, 486 eller snabbare. Dataprocesseringen kan därför utföras direkt efter mätningen på plats och en preliminär prognos kan föreligga 4-6 timmar efter avslutad fältmätning.

Dataprocesseringen görs i successiva steg för var och en av de fyra analyssektorerna enligt Figur 1 (1A, 1B, 2A och 2B).
I ett första steg av databehandlingen särskiljs det direkta vågfältet från det reflekterade för både P- och S-vågen.
I ett andra steg transformeras energin från den reflekterade vågen till ett analysplan sk DFS (Diffraction Stack Plane) genom metoden " diffraction stack migration" enligt Huyghens teori. Analysplanet är parallellt med tunnelaxeln och lutar 45^0 genom respektive analyssektor. På detta plan projiceras alla refekterande punkter i vald analyssektor (Figur 2). Den projiceringen bildar en cirkel, vars storlek återspeglar den reflekterande signalens energi. Denna antas vara en funktion av kontraststorleken mellan de bergmekaniska egenskaperna i gränsytan. Reflekterande cirklar från samma gränsyta bildar en bågformig ansamling på analysplanet.
Tekniken särskiljer förändringar i bergmassans egenskaper i gränsytan nämligen om egenskaperna blir bättre eller sämre i förhållande till tidigare registrerad egenskap. Detta presenteras med två olikfärgade cirklar. I Figur 2 anges egenskapsändringen med cirklar med fet penna (ökad bergkvalitet) respektive tunn penna (minskad bergkvalitet).

Den geologiska analysen och tolkningen utförs på analysplanet (DFS-plan). Genom att succesivt bearbeta anhopningarna av cirklarna växer den geologiska bilden fram.
Ett plan anpassas till en sådan anhopning av cirklar. Där detta plan skär tunnelaxeln erhålls skärningspunkten mellan gränsytan, svaghetszonen, och tunneln. Avståndet till mottagarpaketet anges vid skärningspunkten (Figur 2).

Varje analyssektor (1A, 1B, 2A och 2B) analyseras separat och en slutlig samlad tolkning ligger till grund för den ingenjörsgeologiska bedömningen och presentationen. Denna består normalt av ett vertikalt och ett horisontellt längssnitt. Förekommande huvudstrukturer anges liksom tolkade orienteringar. De geologiska egenskaperna beskrivs i prognosen som t.ex. förväntat bra berg, ökad sprickighet, svaghetszon med förmodad lera mm.
Kvaliteten på prognosen samt tolkningen förbättras naturligtvis väsentligt om huvuddragen i geologin i området är kända.



Figur 2. Princip för utvärdering på analysplanet (DFS-planet). Presenterad data från sammanställning från två mottagarpaket östra tunneln, Hallandsåsen. Beskrivning i texten. Fet cirkel= minskad bergkvalitet; tunn cirkel= ökad bergkvalite.

2.3 Metodens fördelar

Jämfört med andra metoder som används för prognosticering framför en tunnelfront har TSP följande fördelar

- Vid standarmätning från tunnelväggen är fältmätningen mycket snabb, 1-2 timmar. Pågående tunnelarbeten störs obetydligt.

- Genom mottagarpaketets montering i ingjutna rör placerade ca 2 m in i bergmassan erhålls en mycket god kontakt mot bergmassan, vilket medför mycket hög kvalitet på inkommande signaler. Detta är bl.a. viktigt för att erhålla god kvalitet på S-vågen.

- All skjutning i borrhålen görs under vattentryck, vilket medför att ljudvågen effektivt överförs till bergmassan.

- Utvärderingsprogrammet med succesiv processering ger mycket snabbt en preliminär prognos i 2D och 2,5D.

- Möjligheter att utföra 3D-modellering.

3. Mätningar på Hallandsåsen

I juli 1995 utfördes 4 mätningar med syfte att kontrollera metodens möjligheter i detta projekt. Dessa mätningar är tidigare rapporterade (1).

Hittills har ca 10 TSP-mätningar utförts både i Norra och Södra påslagen. De flesta mätningarna är gjorda i det Södra påslaget, där nu entreprenören kommit in i en mycket stor svaghetszon den s.k. Södra Randzonen.

3.1 Mätning utförd januari 1996

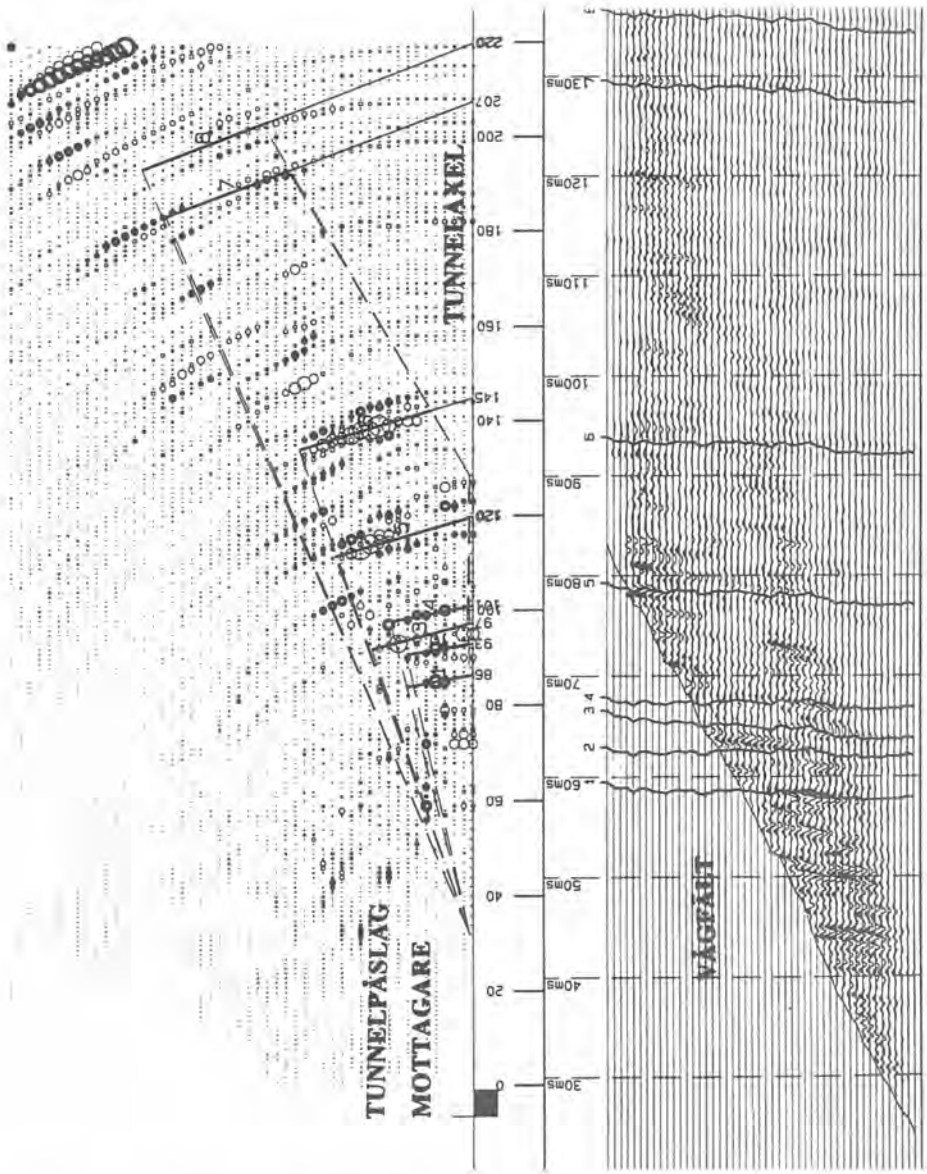
Ett undersökningsprogram för bestämning av bergmassans egenskaper och strukturer utarbetades för kontroll av Södra Randszonens södra kontakt i Södra påslaget. Programmet omfattade TSP-mätning, ett 218 m lång horisontellt kärnborrhål längs planerade tunnlar samt successiv uppmätning av vattenflödet i borrhålet. TSP-tekniken innefattade väggmätning och mätning i kärnborrhål från tunnelfronten.

TSP-mätningen, utförd i östra tunneln i vägg, är standardmässig med 24 skjuthål. I kärnborrhålet gjordes en mätserie bestående av 48 skjuthål med ett inbördes avstånd av 2 m. På grund av att vattenflödet var mycket stort gjordes en tätinjektering i borrhålet från ca 110 m till borrhålsbotten. Den fortsatta kärnborrningen efter injekteringen misslyckades, varför tillgänglig borrhålslängd för TSP-mätningen endast blev ca 110 m mot planerad ca 200 m.

Analys och tolkning av TSP-mätningarna utfördes utan kännedom av data från kärnborrningen, utom en svaghetszon ca 130 m från tunnelfronten.

Prognosticerat område baserad på TSP-mätningarna blev ca 230m från tunnelfronten.

Figur 2 visar sammanställning och tolkning av seismiska mätresultat där data från de två mottagarpaketen sammanlagts till ett analysplan (DFS-planet).



Figur 3. Anlysplanet för S-vågen. Data från borrhålsmätning, östra tunneln Hallandsåsen. Beskrivning i texten.

Siffrorna längs tunnelaxeln anger avståndet från tunnelfronten till tolkad struktur.
De feta cirklarna anger minskad bergkvalitet, d.v.s ökad sprickighet och/eller svaghetszoner. Starka reflektioner har erhållits vid 96 m, 106-110 m, 130-139 m och ca 160 m.
De tunna cirklarna anvisar ökad bergkvalitet bl.a. vid längdmätningarna 114 m, 143 m, 150 m och 163 m.

Efter ca 163 m ökar bergkvaliteten och endast mindre sprickzoner eller ökad sprickighet förväntas.

Figur 3 visar processerade mätresultat för reflektioner av S-vågen. Det antages att S-vågen i huvudsak ger ekon från öppna sprickor. På Hallandsåsen kan förväntas att dessa är vattenfyllda. Kraftiga reflektioner, feta cirklar, har erhållits från längdmätning 86 m, 93 m, 101 m, 207 m och ca 260 m.

3.2 Utvärdering

Figur 4 visar en sammanställning av geologin i kärnborrhålet, uppmätt vattenflöde, tunnelkartering, bergkvaliteter enligt Q-index samt TSP-data i form av basdata och tolkad ingengörsgeologi.
Det avsnitt av tunneln som omfattas av undersökningen har Q-värden mellan 0.04 till 5,3 d.v.s. bergmassan är generellt dålig till mycket dålig.

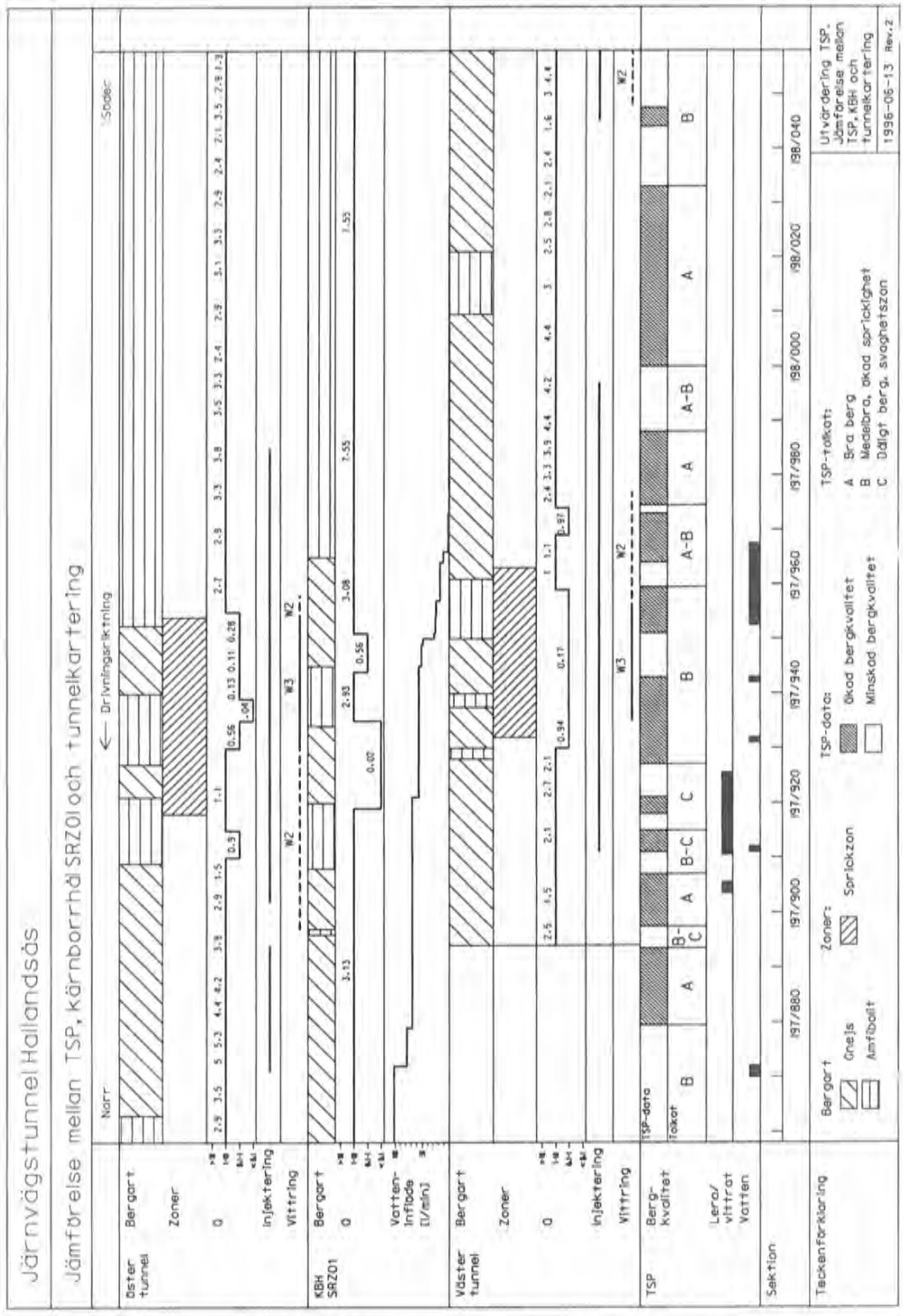
Från tunnelfronten vid längdmätning 198/063 till ca 197/960 består bergmassan av amfibolit i östra tunneln med ett karterat Q-värde i tunneln av ca 3. Bedömd bergkvalitet från TSP-mätningen är bra till medelbra berg med ökad sprickighet med början vid längdmätning ca 197/965 (Figur 2, 106m) samt vid ca 197/995. Vattenflödet var mycket litet längs samma sträcka.

Ett zonkomplex med lutning ca 30° mot norr påträffades ca 130 m från tunnelfronten. Zonen börjar vid längdmätning ca 197/955 och slutar vid ca 197/920 i östra tunneln. TSP-mätningen visar först ökad sprickighet, kvalitet B, för att vid längdmätning ca 197/925 tolkas till kvalitet C.
Öppna sprickor identifieras med hjälp av S-vågen i avsnittet 197/975 till 197/960 (Figur 3, 86-101m), där också vattenflödet snabbt ökar enligt flödesmätningen i borrhålet.

Starka reflektioner av P-vågen är erhållna vid längdmätning runt 197/922 (Figur 2, 144-145m), vilket tolkats att innebära lera/vittrat berg. Vittrat berg, W2-W3, är karterat i tunneln.
Enligt TSP-mätningen har bergmassan sämre kvalitet och ökad sprickighet fram till 197/908. Därefter ökar bergkvaliteten. I östra tunneln visar tunnelkarteringen ett ökat Q-värdet från ca 197/908, medan bergkvaliteten i den västra tunneln ökar något tidigare.

Orsak till olikheterna i zonkomplexet, dels mellan de två tunnlarna dels mot TSP-mätningen, är att zonen består av en växellagring mellan gnejs och amfibolit och fördelningen mellan bergartstyperna mellan tunnlarna. Karaktären på amfiboliten är ofta att den uppträder i linser och kan därför tunna ut eller försvinna relativt snabbt, varför man ej kan förvänta att den geologiska bilden är likartade i de båda tunnlarna.
Sannolikt har TSP-reflektionerna från zonen varit kraftigare från den norra kontakten mot gnejsen jämfört mot den södra samt från den östra tunneln som har bredare amfibolitlinser jämfört med den västra tunneln.

Tunnelkarteringen har påvisat flera lerzoner i zonkomplexet, dels i den södra och norra kontakten dels i skikt inom zonen.



Figur 4. Sammanställning av TSP-prognos, tolkad geologi och karteringsresultat östra och västra tunnlarna, Hallandsåsen.

3.3 RQD i jämförelse med TSP-data

En jämförelse mellan RQD och TSP-data är intressant eftersom ökad och minskad uppsprickning av bergmassan bör vara kritisk vid en jämförelse.

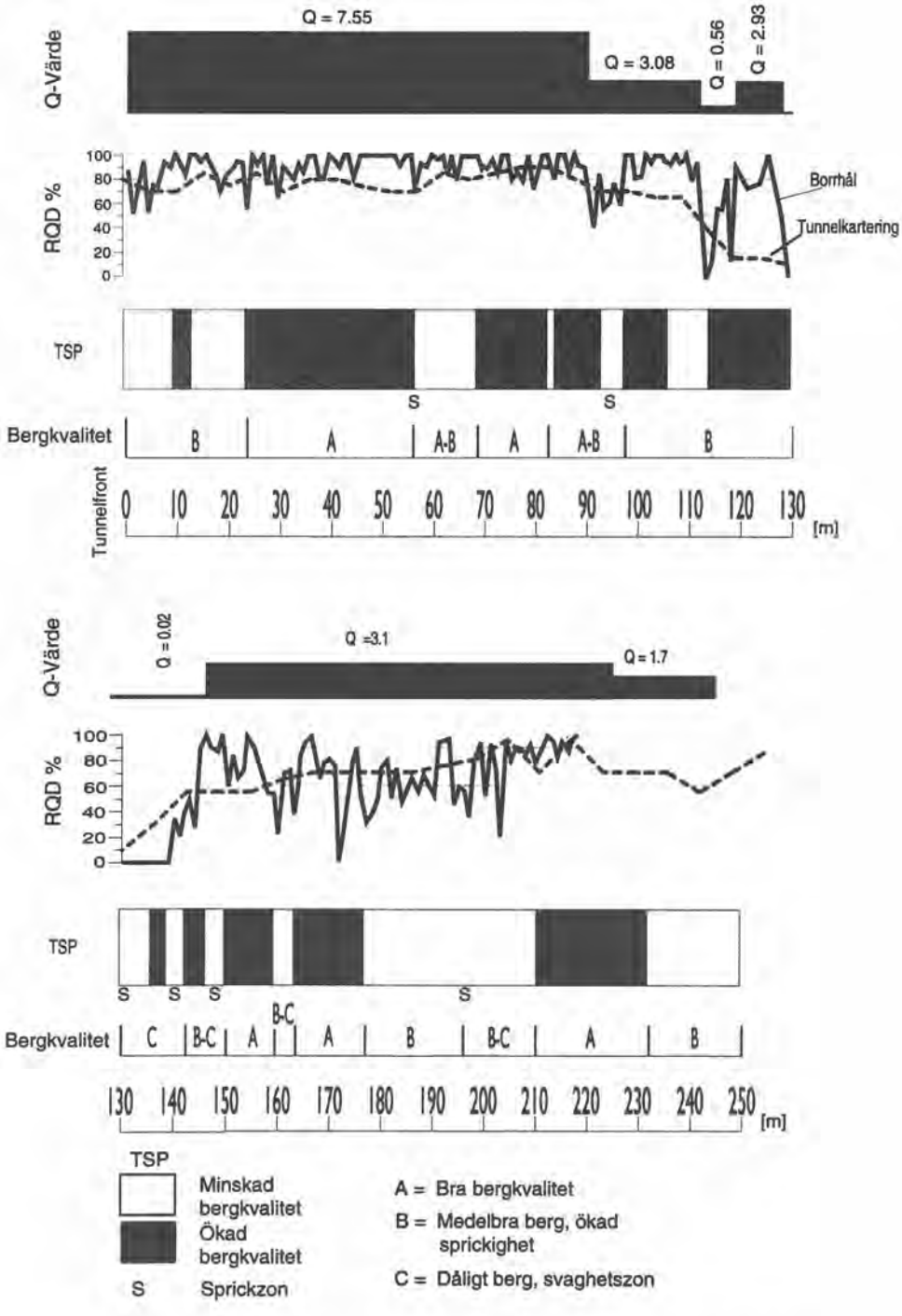
Figur 5 visar RQD-bestämningen från kärn- och tunnelkarteringen, Q-index samt TSP-data. TSP-data markeras med ökad eller minskad bergkvalitet, samt avsnitt med sprickzoner.
RQD-bestämningen i kärnborrhålet är utförd per meter medan karteringen i tunneln normalt omfattar 5-metersintervaller.

Generellt gäller att RQD-värden bestämda från kärn- och tunnelkarteringen ger en god överensstämmelse med TSP-data. Från tunnelfronten, 0 m,(198/063) till 112 m (197/950) är RQD-värdet relativt högt varierande mellan 70-100. Tre avsnitt visar lägre värden, RQD 40-50 i kärnkarteringen. Dessa områden har identifierats i TSP-mätningen och angetts med ökad sprickighet (S, B). I övrigt har bergkvaliteten bedömts vara bra.

RQD-värden mellan 0 till 10 är bestämda från 112 till 115 m (197/950) och i zonkomplexet 130 till 143 (197/933 till 197/920). Minskad bergkvalitet och ökad sprickighet bedöms i avsnittet ca 97 till 130 m i TSP-mätningen och dåligt berg från 130 till 143 m, ca 197/920.
I zonavsnittet 130-143 m ger tunnelkarteringen högre RQD-värde och värdet ökar snabbare jämfört med borrhålskarteringen. TSP-mätningen anger också att partier med bättre bergkvalitet förekommer inom zonkomplexet, vilket överensstämmer med kärnkarteringens RQD-värde.

I avsnittet 143 m till 210 m (197/920- 197/853) ökar RQD-värdet successivt från 55 till 100 enligt tunnelkarteringen. Data från kärnborrhålet ger större variationer.
TSP-data ger ökad bergkvalitet från 143 till 178 m, med ett kort avsnitt vid 160 m med dåligt berg. Från 178 m till 210 m (197/885 till 197/853) är bergkvaliteten tolkad att minska, vilket ej överensstämmer med det ökade RQD-värdet.

Från 210 m till 250 m prognosiceras ökad bergkvalitet och därefter minskad med TSP. Denna tolkning är i relativt god överensstämmelse med karterade RQD-värden.



Figur 5. Jämförelse mellan RQD och TSP-data, östra tunneln, Hallandsåsen.

4. LASERSCANNING

4.1 Metodik

AMBERGS laser är en optisk scanner med en teknik som innebär 360° täckning i mätsektionen. Data insamlas runt hela varvet varvid både tunnelns tak, väggar och sula samt förekommande installationer mäts in.
För att erhålla full täckning av ytan förflyttas scannern med en vald hastighet framåt i tunneln (Figur 6). Scannersvepet får därvid en spiralkaraktär. Den ytan som varje mätpunkt täcker vid reflektionsytan, tunnelväggen, är beroende av den hastighet som scannern förflyttas (Figur 6). Vid låg hastighetsförflyttning är denna ytan 10 x 10 mm. Typiskt för en mätning är att datainsamlingen i fält för en 1 km lång tunnel tar 5-15 minuter.

För närvarande används tre typer av laserscanners enligt Tabell 1.

Tabell 1. Scannermodeller

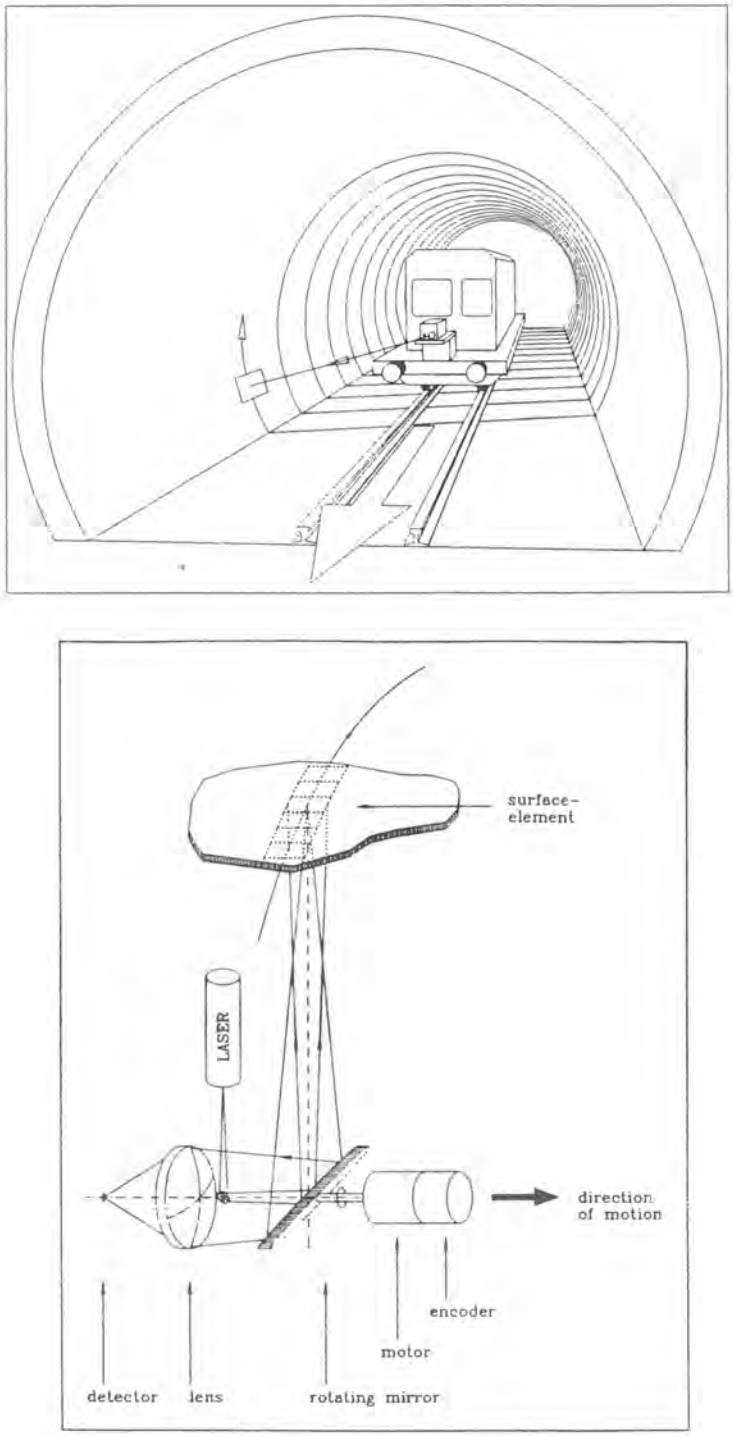
Scannertyp	**Användningsområde**
Profilscanner	Avståndsmätning
Visuell scanner	Digital bild - fotoanalys - objektidentifiering - sprickkartering
Termisk scanner	Lokalisering av termiska anomalier - vattenläckage, fukt - dålig betong/sprutbetong - lös sprutbetong

4.2 Tekniska data

Fältutrustningen omfattar scannerhuvud och kontroll- och operatörsenheter.
Scannerhuvudet monters på ett röligt fordon, bil eller järnvägsvagn, så att fri mätning kan utföras.
Scannersystemet är så utformat att två parametrar kan scannas samtidigt tex avståndsmätning och visuell bild eller visuell bild och termografi.

Den roterande scannerspegeln sänder laserstrålen mot bergytan och den reflekterande strålen från väggen fångas upp av samma scannerspegel. Ljusstrålen omvandlas till en elektrisk signal som digitaliseras och lagras (Figur 6). Scannerspegeln roterar 200 varv/sekund och vid varje varv mäts 2500 mätpunkter (Tabell 2).

Mätdata lagras i en fil i ett speciellt koordinatsystem sk. "scanner coordinate system", där varje enskilt uppmätt avstånd kopplas till dess pixelposition och scanlinjens nummer.



Figur 6. Principen för laserscanning med TS 360 BP.

Tabell 2. Tekniska data för laserscanner

Objekt	Teknisk data
Mätområde i mätplanet	0.5-10 m
Mätnoggrannhet	10 mm
Mäthastighet Järnväg Väg	 6-7 km/tim 3-4 km/tim
Profilintervall: Låg hastighet 7 km/tim Hög hastighet 70 km/tim	 1 cm; Pixelstorlek 1 x 1 cm 10 cm; Pixelstorlek 10 x 1 cm
Scannervinkel	360 grader
Antal mätpunkter/varv Normal mätning Hög upplösning	 2500 5000
Spegelns rotations- hastighet	 200 varv/sek

4.3 Referenssystem

För utvärdering i tre dimensioner av utförda mätningar måste scannerpositionen vara känd i varje mätpunkt. Vid avståndsmätning måste scannerpositionen dessutom relateras till mätobjektets koordinatsystem.

När mätningar utförs längs ett järnvägsspår kan man förutsätta att scannerpositionen är fixerad till spårmitt, vars koordinaterna är kända.

För en vägtunnel eller tunnel under byggande finns inget spårsystem som referens. I sådana fall placeras ett särskilt referenssystem bestående av referensplattor fixerade till tunnelväggen. Dessa plattor är inmätta till X-,Y- och Z-koordinater och kan avläsas och indentifieras på scannerns digitala bild. Scannern kan därmed positioneras i tunneln.

En annan metod som är under utveckling för dessa tunnlar är att använda ett externt automatiskt instrument. Problemet som skall lösas är att instrumentet måste vara helt synkroniserat med scannersystemet.

För de flesta tillämpningar måste avståndsmätningen, tex för fria rumsanalysen, kopplas till mätobjektets koordinatsystem. Detta benäms " higher order coordinate system". För vägtunnlar används vanligen X-,Y- och Z koordinaterna för tunnelcentrum. För järnvägstunnlar nyttjas koordinaterna för spårmitt.

4.4 Fördelar med scannerteknologi

- Helt yttäckande mätning
- Fältmätningen är snabb och ger noggranna resultat
- Digital data som ger stora möjligheter till efterbearbetning
- Kan kombineras med digitalt foto för avbildning och termisk analys
- Presenterad data är skalriktig
- Data och resultat kan överföras till CAD-system

4.5 Mätningar på Hallandåsen

4.5.1 Syfte och förberedande arbeten

Under juli månad 1996 gjordes en scannermätning på Hallandsåsen. Mätningen utfördes längs fyra mätsträckor nämligen i östra och västra tunnlarna vid det Norra påslaget samt i förskärningarna till Södra påslaget. Mätningen omfattade ca 1,4 km tunnel och ca 0,3 km förskärning.
Syftet med mätningen var att klarlägga fria rumsprofilen för bergtunnlar och tillkommande betongtunnlar i förskärningarna.

Scannervalet blev därför kombinationen profilmätare och visuell scanner. Till kunden skulle levereras en sammanhängande visuell längsprofil av fria rumsutrymmet s.k. Clearence map i färg, samt all mätdata på en CD-ROM skiva. Beställaren kan därefter själv utföra val av sektioner för utplottning samt visuellt analysera den digitala bilden på dataskärm.

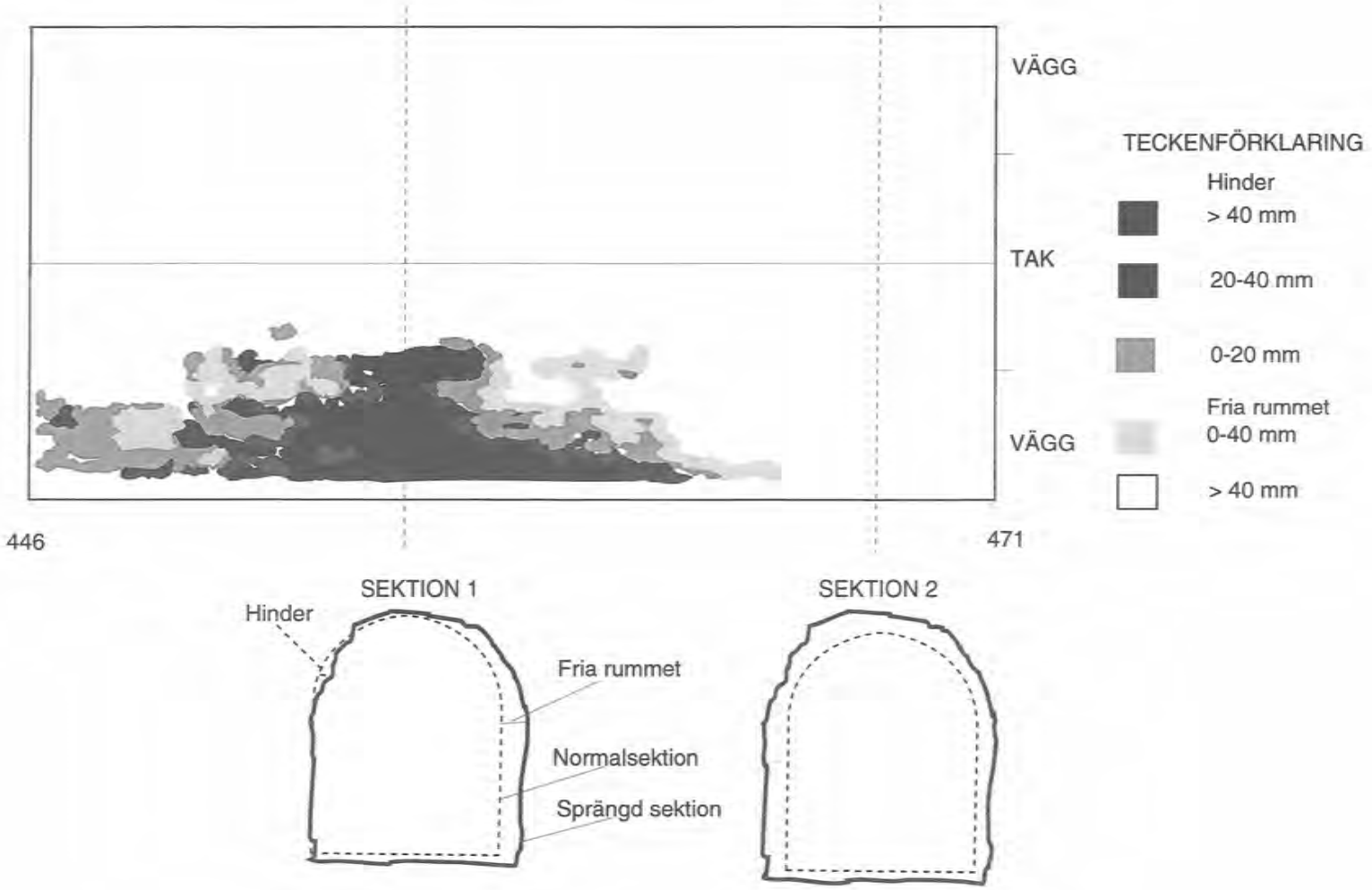
Förberendande arbeten omfattade uppsättning av referensplattorna var 50:e meter längs mätsträckorna samt inmäta dessa i X-,Y- och Z koordinater. Plattorna är 200 x 200 mm i storlek och färgade i schackrutsmönster med ej reflekterande färg.Vägbanan avjämnades.

Fältmätningen utfördes med en minibuss, där scannern var monterad baktill. Teknisk utrustning och operatör placerades i bilen.

Vid mätningen kördes bilen i tunnelcentrum med en hastighet av ca 4 km/tim. Hela mätningen utfördes inom 4 timmar inklusive transporter mellan mätlinjerna.
Samtidigt med mätningen utfördes en längdmätning som kopplats till scannersystemet.

4.5.2 Fria rumskartan

Ett av systemets viktigaste mätningar är bestämning av fria rummets storlek eller minsta sektionen för att tillåta passage med en viss given form och/eller storlek. Gemensamt för dessa mätningar är att bestämma avståndet mellan en given kravsektion (teoretisk sektion/normalsektion) och uppmätt sektion (sprängd sektion/färdig sektion). Avståndsskillnaden mellan de två benäms fria rummet, " clearance" (Figur 7).
Eftersom uppmätta avstånd med laserscannern är tillgängliga för nästan alla mätpunkter på tunnelytan kan resultatet presenteras som en tematisk karta. Storleken av fria rumsavstånden kan därför indelas i klasser och presenteras i olika färger för snabb och tydlig observation.



Figur 7. Friarumskarta för 25 meter tunnel. Två utvalda sektioner uppritade.

Där krävd sektion ej kan passera given sektion uppkommer ett hinder (obstraction). Hindrets storlek till krävd sektion kan bestämmas och klassas längs tunnelprofilen.

Fördelarna med en scannerbaserad beskriven metod för framställning av friarums-profilen är:

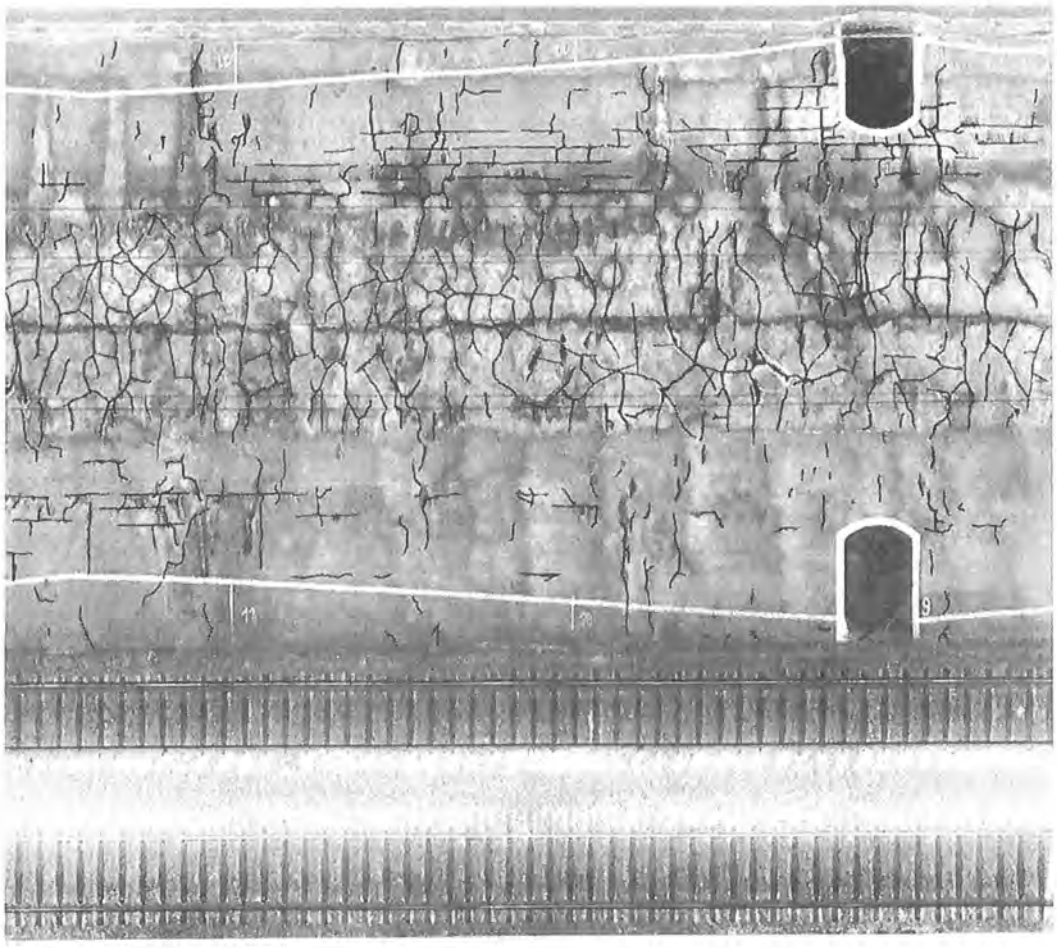
- Stora volymer kan snabbt undersökas

- Kartan ger omedelbart läget och skalriktig dimension av problemet

- Den stora noggrannheten i uppmätning och klassningen ger snabbt en bild av storleken på problemet

- Genom identifiering på den visuella bilden kan området med problem inspekteras, identifieras och klassas.

- Volymen över- och underberg kan lätt beräknas.



Figur 8. Sprickkarta baserad på uppmätning med visuell och profilscanner. Rattenbergtunneln.

5. Erfarenheter från andra tillämpningar

5.1 Visuell och termisk scanner

Kombinationen visuell och termisk scanner ger möjlighet till att identifiera och kartlägga strukturella defekter även om dessa inte är synliga på ytan. Dessa mätningar görs normalt periodiskt för att identifiera förändringar, men görs numera även på nya konstruktioner t.ex. för att visa att en konstruktion erhållit krävd kvalitet och jämnhet.
Hittills gjorda tillämpningar omfattar bl.a. sprickkarteringar i betong och sprutbetong (Figur 8), lokalisering av fukt och vatten i lining och sprutbetong, lokalisering av dålig betong och avlossnande sprutbetong.

5.2 Scannermätning med hög upplösning

Med hög upplösning av scannerbilden kan en mycket noggrann sprickkartering utföras (Tabell 2). Sprickor ner till 0,3 mm storlek kan identifieras och karteras. En objektiv bedömning av spricktillväxt och utbredning av en spricka kan göras om mätningen upprepas regelbundet.

6. Referencer

1. G. Sattel, K. Röshoff and A. Björner; 1996: Investigation of rock mass structure and characteristics in front of the face using TSP, Tunnel Seismic Prediction, at Hallandsåsen project. SveBeFo Bergmekanikdagen 1996, Stockholm.

Lyd i stein.

Dr.ing. Rune M. Holt, NTNU & IKU Petroleumsforskning

SAMMENDRAG

Lydbølger i bergarter forsinkes og / eller reflekteres fra sprekker. Dette gjør at seismo-akustiske målemetoder har stor potensiell betydning i kvantifisering av steinkvalitet. Her presenteres to eksempler: I det ene tilfellet ser vi på hvordan lydhastigheter reduseres med økende forvitringsgrad i kleberstein fra Nidarosdomen, og hvordan slike målinger kan tenkes benyttet i mer generell kvalitetskontroll av naturstein og bygningsmaterialer. I det andre tilfellet ser vi på hvordan overflatebølger kan benyttes til å karakterisere skjærfastheten i feltskala. Eksemplet belyser målinger av geotekniske parametere i de øverste 5-10 meter av havbunnen. Foredraget er inspirert av den aktive bruk som gjøres av seismiske / akustiske bølger i bergartskarakterisering innenfor petroleumsindustrien, og håpet er en gjensidig videreutvikling av måleteknikker og tolkningsmetoder for utaskjærs såvel som landbasert virksomhet.

INNLEDNING

Det er velkjent barnelærdom at lyd bruker ca. 3 sekunder på å forplante seg 1 km i luft, altså med en hastighet på omtrent 340 m/s. I vann er lydhastigheten 1500 m/s, mens den i stål er nesten 6000 m/s. Intuitivt kan en altså relatere lydhastigheten til materialfasthet, og dermed - fortsatt intuitivt - også til styrke.

Analogt kan en si at lyd i bergarter også beveger seg fortere jo stivere og sterkere bergarten er. Dette gir muligheter til å bruke lydhastigheter til en klassifisering av steinkvalitet. Innenfor oljeindustrien gjøres dette f.eks. v.hj.a. måledata fra borehull (logger), jfr. Fjær (1995) og Raaen (1996). Undertegnede har primært arbeidet med bergmekanikk og bergartsakustikk i tilknytning til oljevirksomhet, dvs. med eksperimentell og teoretisk modellering av egenskaper til sedimentære bergarter som sandstein, kalkstein og leirskifer. Her skal vi forsøke å trekke lærdom fra arbeidet med disse bergartene og se hvordan resultater fra petroleumsforskning kan brukes innenfor mer tradisjonell bergmekanikk.

P- OG S-BØLGER

Det vi vanligvis oppfatter som lyd er kompresjonsbølger i lufta omkring oss, i et frekvensområde fra 20 Hz til 20 kHz. Hastigheten til lyden er da bestemt av kompressibiliteten C (for luft, også for væsker) og tettheten ρ v.hj.a. den enkle formelen:

$$v = \sqrt{\frac{1}{\rho C}} = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \qquad (1)$$

K=1/C er bulk modulus. Et fast stoff - eller en stein - har i tillegg til en kompresjonsstivhet (bulk modulus) også en skjærstivhet G. Dette gir rom for to ulike bølger, en kompresjonsbølge (kalt P-bølge) som beskrevet ovenfor, der partiklene i mediet beveger seg parallelt med bølgebevegelsen, og en skjærbølge (S-bølge) der partiklene beveger seg normalt til bølgeforplantningsretningen. Dette er illustrert i Figur 1. Hastighetene til de to bølgene er:

$$v_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}}$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad (2)$$

Siden bulk modulus K>0, vil P-bølgehastigheten v_p alltid være større enn S-bølgehastigheten v_s. Andre elastisitetsparametere som Young's modulus E og Poisson's tall ν lar seg lett beregne dersom vi kjenner de to hastighetene v_p og v_s:

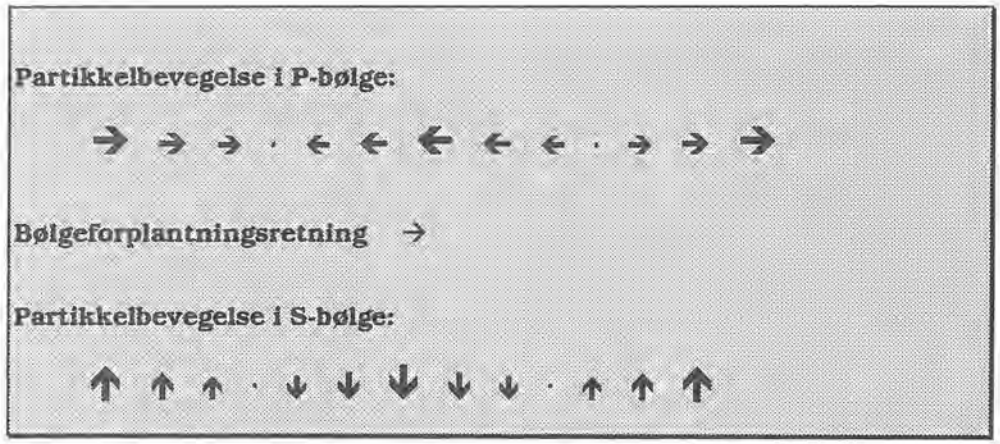
$$E = \frac{\rho v_s^2 (3v_p^2 - 4v_s^2)}{v_p^2 - v_s^2}$$

$$\nu = \frac{v_p^2 - 2v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)} \qquad (3)$$

Det understrekes at disse relasjonene forutsetter materialer som er homogene, isotrope og lineært elastiske.

Når vi snakker om lyd i stein, inkluderer vi altså begge disse bølgetypene. I tillegg, fordi vi har måleinstrumenter som er i stand til å registrere disse bølgene i et frekvensområde langt ut over det hørbare, vil vi også inkludere i betegnelsen "lyd" bølger fra det dypseismiske området (typisk 10 -100 Hz), via det soniske (brukt i borehullslogging, typisk 1-10 kHz), til det ultrasoniske (brukt i laboratorieundersøkelser, typisk 100 kHz til 10 MHz). Oversatt til

bølgelengder, betyr dette typisk ~100 m i seismikk, ~ 0.1-1 m i borehulls-målinger, og ~ 1 mm - 1 cm i laboratoriet.



Figur 1: Partikkelbevegelse i forhold til bølgebevegelse for P- og S-bølger.

LYDHASTIGHETER I BERGARTER: EN ENKEL MODELL

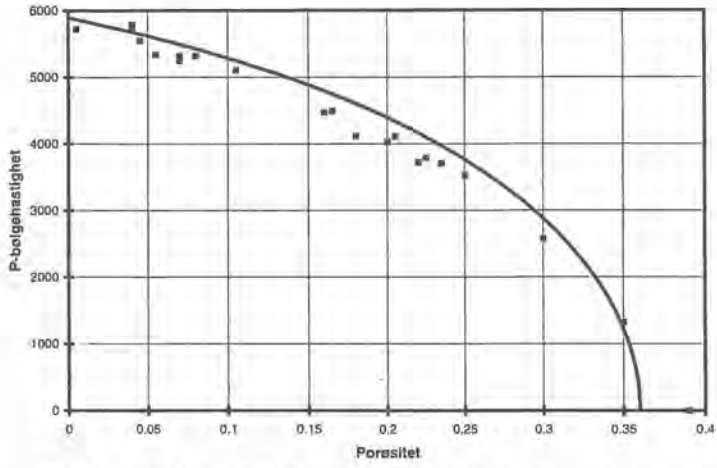
Bergarter er porøse media. Intuitivt er det naturlig å tro at jo mer porøst et material er, jo lavere er materialets stivhet. For en bergart som f.eks. sandstein er det imidlertid en øvre grense for hvor porøst mediet kan bli. Det er ikke mulig å pakke sandkorn med en høyere porøsitet enn 35-45% (48% hvis alle kornene er like store kuler) uten at kornene mister kontakten med hverandre. Ut fra dette kan en postulere at stivheten til et porøst medium må være 0 hvis porøsiteten ϕ er større enn den kritiske øvre grensen ϕ_c. For null porøsitet, må stivhetsparametrene ha verdiene (K_{gr}, G_{gr}) som for kornmaterialet (primært kvarts i tilfellet sandstein). Den enkleste sammenhengen mellom materialstivhet og porøsitet kan da skrives (for luftfylte porer; altså for en tørr bergart) (Chen & Nur, 1994):

$$K = K_{gr}(1-\frac{\phi}{\phi_c})$$

$$G = G_{gr}(1-\frac{\phi}{\phi_c}) \qquad (4)$$

Med materialtetthet $\rho=\rho_{gr}(1-\phi)$, kan en i dette tilfellet lett beregne forventede P- og S-bølgehastigheter som funksjon av porøsitet, dersom kornmaterialets eegenskaper og den kritiske porøsiteten er kjent. Figur 2 viser et eksempel, sammen med målte data (Murphy,

Reischer & Hsu, 1993) for rene (dvs. ~ 100% kvarts) sandsteiner. I eksemplet er benyttet en kritisk porøsitet på 36%, mens kornmaterialets egenskaper er tabulerte verdier for kvarts (dvs. K_{gr}=37.5 GPa; G_{gr}=41 GPa).



Figur 2: *P-bølgehastighet som funksjon av porøsitet for rene sandsteiner. Måledataene er hentet fra Murphy et al. (1993). Kurven er modellert v.hj.a. en kritisk porøsitetsmodell som beskrevet over.*

Den kritiske porøsiteten vil være avhengig av bergartsstruktur. For kalkstein vil den være 55-65 %, for sandstein som nevnt 35-45%, mens den for f.eks. basalt vil være 5-15%.

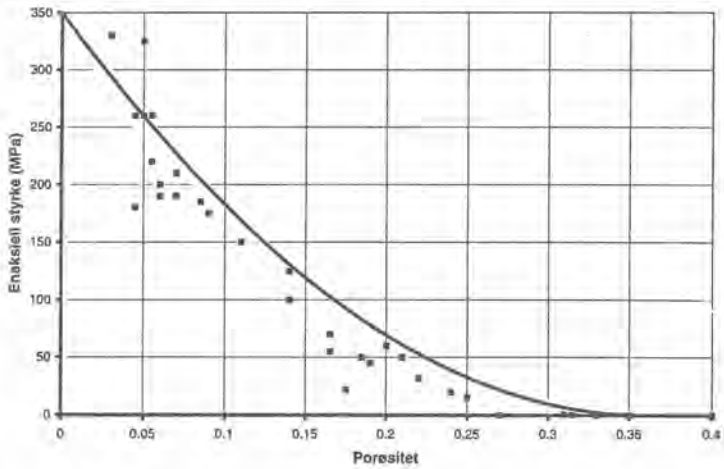
En interessant konsekvens av likningene (4) er at forholdet mellom K og G, og dermed også v_p/v_s (samt Poisson's tall) vil være bestemt ut fra kornmaterialets egenskaper alene. En kan dermed tenke seg å benytte målinger av v_p/v_s til å bestemme bergartstype. Dette gjøres idag, bl.a. for å skille mellom leirskifer og sandstein fra seismiske data.

En annen interessant mulighet er å relatere også bergartsstyrke til den kritiske porøsiteten. Chen & Nur (1994) foreslo

$$C_0 = C_{0gr}(1-\frac{\phi}{\phi_c})^2 \qquad (5)$$

der C_0 er enaksiell kompresjonsstyrke og C_{0gr} angir kornmaterialets styrke. Likningene (2), (4) og (5) gir altså en enkel metode for å relatere styrke til lydhastigheter. Problemet er at relasjonen i hovedsak er empirisk (eksponenten 2 er f.eks. diskuterbar), samt at styrken til det rene kornmaterialet ikke er lett å bestemme for bergarter med sammensatt mineralogi. Det er imidlertid interessant å se at denne funksjonen lett lar seg tilpasse til målte data på rene sandsteiner. Dette er vist i Figur 3, der målepunktene er hentet fra Plumb (1994). I modelleringen er benyttet C_{0gr} =350 MPa, og fortsatt en kritisk porøsitet på 36%. Plumb selv foretok en kurvetilpasning til sine data og kom opp med et uttrykk identisk med likning

(5). Bemerk at dette ser ut til å gi en øvre grense for styrken i sandstein. Tilstedeværelse av leire osv. reduserer styrken; til dels betydelig.



Figur 3: *Enaksiell kompresjonsstyrke som funksjon av porøsitet for rene sandsteiner. Måledataene er hentet fra Plumb (1994). Kurven er modellert v.hj.a. en kritisk porøsitetsmodell som beskrevet over.*

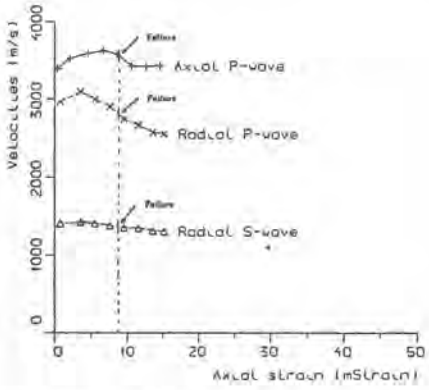
LYDHASTIGHETER I BERGARTER: DEN GRUFNE VIRKELIGHET

Modellen ovenfor er selvsagt for enkel til å beskrive bergarters hverdagsoppførsel: Bergarter er heterogene på en eller flere lengdeskalaer. Mineralsammensetning kan variere sterkt innenfor en og samme bergartstype (en sandstein innholder ofte glimmer, feltspat og leirmineraler i ulike mengder). Ulike grader av lagdeling (forårsaket av avsetningsprosessen) forekommer, og i tillegg er bergartene nede i jorda påvirket av et spenningsfelt med 3 ulike hovedspenninger. Dette medfører anisotropi i de akustiske egenskapene. I tillegg oppfører bergarter seg som regel både ikke-lineært elastisk og ikke-elastisk (plastisk). En konsekvens av dette er at de "dynamiske" elastiske stivhetsparametrene som kan beregnes fra likn. (3) er (tildels mye) større enn de statiske som en måler i et gitt eksperiment eller som karakteriserer bergartens oppførsel i jorda (for videre analyse av dette, se Fjær, 1995; Fjær & Holt, 1994).

BETYDNING AV SPREKKER

La oss se nærmere på et enkelt eksperiment. En sylindrisk sandsteinprøve plasseres i en bergmekanisk apparatur, og en gjennomfører en såkalt "triaksialtest"; dvs. prøven belastes aksielt med konstant omslutningstrykk til den går i brudd (skjærbrudd). Undervegs måles hastighetene til P-bølger, langs så vel som på tvers av prøven. Figur 4 viser hva som måles. En merker seg at hastigheten til den aksielle P-bølgen øker under første del av opplastningen,

mens det er et dramatisk fall i hastigheten til den diametrale P-bølgen idet vi nærmer oss og passerer bruddtilstanden. De endringene i hastigheter som skjer her, og utviklingen av en betydelig akustisk anisotropi, lar seg ikke forklare ut fra en modell der hastigheten kun avhenger av porøsitet (som ovenfor). Nøkkelen til å forstå dette eksperimentet, er sprekker. Når vi gjennomfører en slik test, vil den første delen av belastningen (aksielt) medføre at vi lukker mikrosprekker (primært normalt på prøvens akse). Når bergarten passerer flytgrensen og nærmer seg brudd, vil det utvikle seg nye mikrosprekker, primært langs retningen til største hovedspenning, altså med sprekkåpning i det diametrale planet. En akustisk bølge som beveger seg i et medium med sprekker, vil forsinkes av sprekkene, rett og slett fordi de er "myke inklusjoner" i mediet, og dermed bidrar sterkt til å redusere materialets stivhetsparametere. En tynn sprekk vil redusere stivheten betydelig mer enn en sfærisk pore - altså er ikke bare



Figur 4: *Måling av P- og S-bølgehastighet langs ("axial") og på tvers av ("radial") retningen for største hovedspenning under en triaksialtest med en sandstein (porøsitet ca. 30%; omslutningstrykk 5 MPa). Hastighetene er plottet mot aksiell deformasjon av prøven. Bruddpunktet (ved maksimum aksiell spenning) er indikert ved en stiplet linje.*

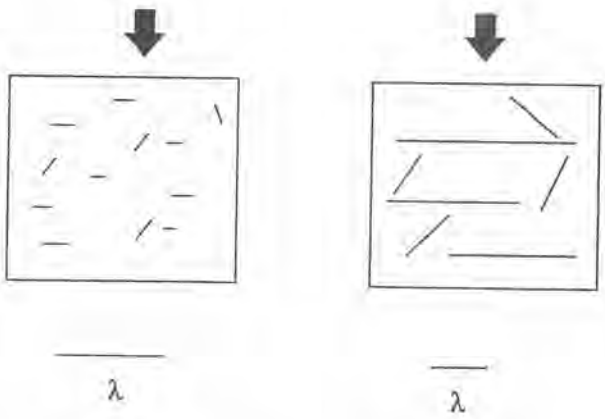
porøsiteten viktig, men også poreformspekteret i materialet. F.eks. for en isotrop romlig fordeling av mikrosprekker med aspektforhold (=tykkelse/diameter) α, vil en lav sprekkporøsitet ϕ_{crack} medføre en reduksjon i bulk modulus som følger:

$$K \approx K_{gr}\left(1-\frac{4}{3\pi\alpha}\frac{1-\nu_{gr}^2}{1-2\nu_{gr}}\phi_{crack}\right)$$

$$G \approx G_{gr}\left(1-\frac{8}{15\pi\alpha}\frac{(1-\nu_{gr})(5-\nu_{gr})}{2-\nu_{gr}}\phi_{crack}\right) \qquad (6)$$

Dette medfører at en sprekkporøsitet på 0.1% der sprekkene har et aspektforhold 10^{-3} vil redusere bergartens P- bølgehastighet med ca. 35%. Altså: Det skal lite sprekker til for å ha en betydelig effekt på akustisk bølgeforplantning. Dermed: Akustiske bølger er svært velegnet til å karakterisere sprekker i bergarter. Chen & Nur (1994) antyder at kritisk porøsitet i bergarter der porøsiteten primært utgjøres av sprekker kan være mindre enn 1 %. Uttrykkene i likning (6) er for øvrig matematisk av samme form som i kritisk porøsitets-modellen (likning 4).

Nå skal vi ikke henge oss for mye opp i alle koeffisientene i likningene (6). Som sagt, forutsetningen for at disse uttrykkene er gyldige er at sprekkene er få, og at de er tilfeldig orientert. Siden sprekker normalt oppstår som et resultat av spenninger, forventer vi at sprekkfordelingen blir anisotrop, og dermed - som nevnt foran - at de akustiske egenskapene også oppviser anisotropi. Dessuten: Betingelsen for at sprekkene skal redusere materialstivhetene slik som her, er at sprekkene er mye mindre enn bølgelengden. Hvis sprekkene er store, vil de i stedet spre lydbølger. Det betyr at en lydbølge som treffer en sprekk blir reflektert fra sprekken. I ikke-destruktiv materialprøving arbeider en primært med å detektere sprekker v.hj.a. bølger som blir kastet tilbake fra sprekkene på denne måten. Forutsetningen for dette er altså at sprekkene er store i forhold til bølgelengden. Selv små sprekker lar seg imidlertid detektere akustisk, siden de fører til en reduksjon i hastighet, og normalt, i alle fall dersom de er spenningsinduserte, til en økning i anisotropi sammenliknet med en intakt bergart. Figur 5 illustrerer disse to situasjonene.



Figur 5: *Illustrasjon av sprekker som er mindre enn bølgelengden λ, og som vil bidra primært til å forsinke en innkommende bølge (til venstre); og sprekker som er større enn bølgelengden, som vil bidra til refleksjon og spredning av en innkommende bølge (til høyre).*

I sedimentære bergarter er sprekkbegrepet noe diffust. En kontakt mellom to irregulære sandkorn vil ofte inneholde elementer som i matematisk såvel som fysisk forstand påvirker materialoppførselen som sprekker. I tillegg vil en selvsagt ha sprekker som går gjennom et større antall kornkontakter, eller gjennom de enkelte korn. Bruk av sprekkteori til å forutsi materialegenskaper er derfor vanskelig, men begrepet er viktig, fordi det knytter målte lydhastigheter til et mål for materialkvalitet. Og for bergarter som granitt, gneiss osv, hvor porøsiteeten i utgangspunktet er lav og for det meste forekommer som sprekkporøsitet, har sprekkbegrepet en mer intuitiv fysisk betydning.

LYDHASTIGHETER OG STEINKVALITET - EKSEMPEL: NIDAROSDOMEN

Som et eksempel på bruk av akustiske målinger til kartlegging av steinkvalitet skal vi her nevne en undersøkelse av kleberstein fra Nidaros Domkirke (se for øvrig Holt, Skjærstein & Storemyr,1993). I dette tilfellet var en opptatt av å finne en objektiv metode for å vurdere steinkvalitet som grunnlag for restaurering: En del av klebersteinen var såvidt sterkt forvitret at det var nødvendig å erstatte den med ny stein. Ut fra en ren visuell vurdering kan en ikke kvantifisere skadens omfang, og en har heller ikke mulighet til å vurdere steinens indre skader. V.hj.a. akustiske bølger er det imidlertid mulig å finne en sammenheng mellom forvitringsgrad og hastigheter, samt å benytte akustisk måleteknikk slik at en kan se bak fasaden.

Undersøkelsen viste at klebersteinen var ekstremt anisotrop, særlig gjaldt dette de mest forvitrede prøvestykkene som ble undersøkt. Intakt kleberstein er i seg selv anisotrop pga. en foliert struktur. I tillegg inneholder steinen amfiboler, som er nålformede partikler i folieringsplanet. Forvitringen hadde ført til bl.a. en betydelig oppsprekking av disse amfibolene. Dette medførte en spesielt stor hastighetsreduksjon for bølger i folieringsplanet, på langs av nålpartikkelorienteringen. For P-bølger fant vi en slik reduksjon i hastighet fra ca. 4700 til ca. 3600 m/s når prøvenes porøsitet (målt ved vannabsorpsjon) økte (primært pga forvitring) fra 0.7 til 2.1%. Anisotropien i bølgehastighetene økte også gradvis som funksjon av økende forvitring. Interressant nok observerte vi for de mest forvitrede prøvene at anisotropien i S-bølgehastighet var 50-100%, og at S-bølgen i den svakeste retningen gikk fortere enn P-bølgen! En slik effekt har aldri tidligere vært observert, men for den graden av anisotropi det er snakk om her, er det fullt mulig (som nevnt i forbindelse med likning (2) er det ikke mulig for isotrope materialer!

Selv om dette var et spesielt eksempel, vil vi tro at bruk av lydhastighetsmålinger til kvalitetskontroll av naturstein kan være et interressant og uutprøvd anvendelsesområde. Ved å måle bølgehastigheter i ulike retninger og ulike snitt på steinprøver kan en få en ikke-destruktiv bestemmelse av steinkvaliteten, direkte koplet til innholdet av sprekker / mikrosprekker i prøven. Sammenlikning med en kjent referanseprøve av god kvalitet fra samme bergart er nødvendig som kalibrering.

LYDHASTIGHETSMÅLINGER TIL FELTBRUK - EKSEMPEL: OVERFLATEBØLGER

Naturligvis er en interessert i å bruke lyd direkte i ulike feltsammenhenger. F.eks. for overvåkning av forvitringsskader på bygninger (som Nidarosdomen, eller andre kulturminner) er det nødvendig å kunne utføre målingene på stedet - uten å ta prøver. Også ved grunnundersøkelser ønsker en å vurdere geoteknisk / bergmekanisk stabilitet ut fra enkle og pålitelige målinger.

Det er flere akustiske målemetoder som lar seg benytte i feltsammenheng. En kan tenke seg ulike målinger med basis i borehull, f.eks. mellomhullseismikk, der en lydbølge transmitteres gjennom bergmassen fra et hull til et annet. Ved å posisjonere sender og mottaker på samme dyp, kan en kartlegge hastigheter som funksjon av dyp. Ved å sende og motta på ulike dyp i de to hullene, kan en generere et akustisk tomogram (By, 1987). En kan også tenke seg å benytte mer tradisjonell seismikk.

En annen måleteknikk er å bruke bølger som forplanter seg i et overflatesjikt. Ved å plassere en vibrator på overflata, vil en dominerende del (ca. 2/3) av energien konverteres til overflatebølger (såkalte Rayleigh-bølger). Disse har en hastighet som er gitt av S-bølgehastigheten og Poisson's tall som følger (Rayleigh, 1885):

$$v_R = \frac{0.87 + 1.12\nu}{1+\nu} v_s \qquad (7)$$

I praksis vil altså overflatebølgen gå med en hastighet som er ca. 90 - 95% av S-bølgehastigheten. Bølgen følger overflata i den forstand at energien primært forplanter seg i den øverste bølgelengden. Ved å anvende en lydkilde (eksempelvis en vibrator) der en kan styre frekvensen, vil en kunne generere bølger som er følsomme for egenskapene til overflatesjikt av varierende dyp - altså vil en være i stand til å bygge opp en profil av dynamisk skjærmodulus som funksjon av dyp ut fra en enkelt måleserie (en matematisk inversjonsprosedyre er nødvendig).

Som eksempel på en slik undersøkelse nevnes feltforsøk utført for noen år siden på havbunnen like ved Hitra i Sør-Trøndelag (Holt, Hovem & Syrstad, 1983). Vanndypet var noen få meter, og bunnen bestod av 5-10 meter løsmasse sediment på et grunnfjell substrat. Vannet vil i noen grad påvirke bølgeforplantningen, og likning (7) kan modifiseres for å ta hensyn til dette. Vibratoren leverte pulser med variabel frekvens. Overflatebølgene ble detektert v.hj.a. 3-komponent geofoner, 10-15 meter fra vibratoren. Vi målte ved frekvenser fra 10 til 60 Hz. Resultatet viste relativt konstant overflatebølgehastighet ved frekvenser over 30 Hz, med en stadig sterkere økning i hastighet nedover mot lavere hastighet. Modellering antydet en mulig tolkning av data som en S-bølgehastighet i løsmasselaget der hastigheten (i m/s) avhang av dyp z (i m) som v_S=135 + 15z. Dataene indikerte at grensen mellom løsmasse og grunnfjell lå ved ca. 4.5 m dyp under havbunnen.

I dette eksemplet arbeidet vi med å kartlegge egenskapene til løs sand. Samme type måleteknikk (med frekvenser i 50 kHz-området) ble også brukt på Nidarosdomen. En kan lett tenke seg målemetoden tilpasset grunnundersøkelser mer generelt. Dersom en ønsker å se ned til dyp på ca. 100 m i en hard bergart med en S-bølgehastighet på ca. 2000 m/s, vil dette kunne gjøres ved vibratorfrekvenser i området 15-20 Hz. I hardere bergarter vil sprekker kunne detekteres enten via lave hastigheter og anisotropi (som nevnt foran), eller de vil kunne dempe overflatebølgen betydelig dersom de er av samme størrelse eller større enn bølgelengden. Liknende teknikker benyttes for øvrig i borehullsdeteksjon av sprekker innen petroleumsindustrien.

ANDRE MULIGE BRUKSOMRÅDER AV LYDBØLGEMÅLINGER

En kan finne mange eksempler på mulige anvendelsesområder for lydbølger i karakterisering av stein og steinmasser. Vi har her valgt å fokusere på to eksempler, men la oss kort liste noen flere idéer, med basis i erfaringer fra petroleumsvirksomhet:

- Relasjoner mellom styrkeegenskaper og akustiske egenskaper kan benyttes til å prediktere borbarhet, og stabilitet av undergrunnsåpninger og tunneller.

- I tilfeller der en forventer at bergartsegenskapene kan endres over tid vil gjentatte seismiske / akustiske målinger kunne danne et bilde av endringene. Innen oljevirksomhet brukes dette til reservoarmonitorering; dvs. at en overvåker hvordan en injeksjonsfront beveger seg gjennom et reservoar for å øke utvinningen.

- Siden lydhastigheter og hastighetsanisotropi induseres av spenninger, kan målinger av dette (f.eks. på bergartsprøver fra undergrunnen) brukes til å identifisere spenningsretninger, og kanskje også til mer nøyaktig spenningsbestemmelse.

KONKLUSJONER

Vi har sett at lydbølger i stein er svært følsomme for tilstedeværelse av porer og spesielt sprekker. Dette gjør akustiske målemetoder svært attraktive for å karakterisere bergarter med hensyn til mekanisk styrke og stivhet. Deteksjon av sprekker på ulike lengdeskalaer er mulig. Lydhastigheter og hastighetsanisotropi kan også tenkes benyttet i spenningsbestemmelser. Som eksempler har vi vist hvordan lydhastighetsmålinger kan brukes i kvalitetskontroll av naturstein, og hvordan de kan brukes til å kartlegge dynamisk skjærstivhet som funksjon av dyp ut fra målinger på overflata. Ved gjensidig utnytting av erfaringer mellom landbasert og petroleumsrelatert virksomhet kan seismo-akustiske metoder videreutvikles til felles beste.

REFERANSER

By, T.L., 1987: Geotomography for rock mass characterization and prediction of seepage problems for two main road tunnels under the city of Oslo. I Proc. 6th Int. Congress on Rock Mechanics, Montreal; s. 37-40.

Chen, Q. & Nur, A. 1994: Critical concentration models for porous materials.I "Advances in Porous Media"; red. M.Y.Corapcioglu, Elsevier; s. 169-308.

Fjær, E., 1995: Logging av mekaniske egenskaper. Fjellsprengningsteknikk; Bergmekanikk/Geoteknikk, red. A.Myrvang et al., Art. 49; 6s.

Fjær, E. & Holt, R.M., 1994: Rock acoustics and rock mechanics: Their link in petroleum engineering.The Leading Edge; s.255-258.

Holt, R.M., Hovem, J.M. & Syrstad, J., 1983: Shear modulus profiling of near bottom sediments using boundary waves. I "Acoustics and the Sea-Bed", red. N.G. Pace, s. 317-326.

Holt, R.M., Skjærstein, A., & Storemyr, P., 1993: Acoustic anisotropy of deteriorated soapstone from the Nidaros Cathedral, Trondheim, Norway. Can. J. Explor. Geophysics **29**, s. 266-275.

Lord Rayleigh; 1885: On waves propagated along the plane surface of an elastic solid. Proc. London Math. Soc. **17**, s. 4-11.

Murphy, W., Reischer, A., & Hsu, K., 1993: Modulus decomposition of compressional and shear velocities in sand bodies. Geophysics **58**, s. 227-239.

Plumb, R., 1994: Influence of composition and texture on the failure properties of clastic rocks. SPE/ISRM EUROCK'p2; A.A.Balkema; s. 13-20.

Raaen A.M., 1996. Logging av mekaniske egenskaper. Fjellsprengningsteknikk; Petroleumsdagen, Art. 24.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1996

Gjennomføring av frontstyrt 760 m langt borehull med opprømming til 30" fra land til 315 m vanndyp ved Mongstad for ilandføring av Troll Oljerør

Overingeniør Magne Kr. Dørheim, Statoil

1 Innledning

Prosjektet "Troll oljerør ilandføring til Mongstad" ble til og ble vellykket gjennomført av Statoil etter at det ble besluttet å ilandføre oljen fra Troll Vest - som Norsk Hydro står som operatør for - gjennom rørledning direkte til Statoils oljeraffineri på Mongstad. De topografiske og geologiske forholdene i den norske kystsonen varierer sterkt. Dette har ført til at ilandføringsløsninger for rørledninger til norskekysten har hatt en tendens til å bli helt spesielle for hvert prosjekt. Dette gjelder også borehullet for ilandføring av Troll oljerør til Mongstad

Ulike ilandføringsalternativer ble vurdert med bl. a. konvensjonell tunnel som i så fall måtte gå i spiral ned til nødvendig dyp for gjennomføring til fjorden. Andre steder for ilandføring i rimelig nærhet av Mongstad ble sett på, men var vanskelig bl. a. på grunn av ustabile geotekniske forhold på fjordbunnen og / eller vanskelig fremkommelighet for rørledningen på land. Fjellveggen ved Mongstad ble derfor utfordringen som skulle gjøre ilandføringen mulig.

Metoden som ble brukt til ilandføringen er på en rekke områder enestående:

- 760 m styrt retningsboring med diameter 76 cm i harde norske bergarter
- Utslag på 315 m vanndyp uten ytre undervannsoperasjoner.
- Inntrekking av oljerøret fra leggefartøy uten bruk av slusearrangement eller dykkere.
- Landbasert entreprenør i arbeidsfellesskap med oljeboreentreprenør.

2 Planlegging

Meget nøyaktig sjøbunnkartlegging i målestokk ned til 1: 200 ved hjelp av ekkolyd-teknologi, ble utført i det aktuelle utslagsområdet. Geologiske forundersøkelser ble gjennomført med kartlegging og kjerneboring. Seismikk ble brukt fra land og så langt ut som sjøbunnen var noenlunde horisontal. I det bratte - nærmest loddrette - partiet ned mot fjordbunnen, ble det seismiske profil lagt slik at dette kunne prosesseres som tomografi.

2.1 Geoundersøkelser og kartlegging

Som grunnlag for valg av rørtrasé inn mot landfallet og utslagspunkt for borehullet ble det gjennomført en omfattende og meget nøyaktig topografisk kartlegging (målestokk 1:200) av sjøbunnen med bruk av:

- Ekkolodd
- Analog refleksjonseismikk
- Sidesøkende sonar
- Video

Videre ble det gjort ingeniørgeologiske undersøkelser av løsmassemektighet og fjellkvalitet i/nær borehulltraséen med bruk av:

- Refraksjonsseismikk
- Seismisk tomografi
- Georadar
- Retningsstyrt kjerneboring som grunnlag for sprekkekartlegging, bergartsbestemmelse og undersøkelse av borbarhet og borslitasje
- Måling av vanntap og magnetisk susceptibilitet i borehullet

Undersøkelsene viste generelt:

- lite løsmasser
- godt fjell med liten oppsprekking og få svakhetssoner
- magnetiske anomalier i fjellet i visse områder

2.2 Prosjektering

Forprosjektering fram til konseptrapport ble foretatt i 1993 i felleskap av firmaene:

- Entreprenørservice A/S
- Visser & Smit Hanab b.v.
- Baker Huges Inteq

Entreprenørservice A/S var hovedleverandør med godt kjennskap til norsk entreprenørpraksis i sin alminnelighet og til arbeid med norsk fjell i særdeleshet.
Visser & Smit Hanab b.v, et nederlandsk entreprenørfirma, hadde stått for det inntil da eneste sammenlignbare prosjekt med en tilsvarende ilandføring på Vancover Island i Vest Canada.
Baker Huges Inteq representerte oljerelatert boreteknologi med erfaring om utstyr og gjennomføring med retningsstyring av borehull.

Firma "Universale-Bau" fra Østerrike fikk i mars 1994 kontrakten med både detaljprosjektering og senere utførelse av borehullet. Det har en egen avdeling for "raise-boring" og har utført betydelige arbeider både i sitt hjemland, men også internasjonalt.

Borebanen som skulle følges startet med 30° helning i forhold til horisontalt. Denne skulle så avbøyes med en planlagt radius 1000 m, slik at borebanen ved utløpet hadde fått en helning på 19°, tilsvarende den utenforliggende fjordbunnen. Figur 1 viser planlagt borebane
Kravet til å treffe riktig posisjon var satt til +/- 2,5 m vertikalt og +/- 6 m horisontalt.
For retningen på borehullet var kravet satt til +/- 1,0° vertikalvinkel og +/- 2,0° horisontalvinkel
Lengden på borehullet var 760 m med start 4 m o.h. og utløp 315 m u.h.

3 Gjennomføring

Til boringen ble det benyttet en hydraulisk borerigg type "Indau 250-H" med følgene data:

- Dreiemoment: 250 / 300 kNm
- Motorytelse: 250 kW
- Skyvekraft: 1840 kN
- Trekkraft: 3300 kN
- Borestreng: 286 mm (11 1/4") i lengder på 1520 mm (60").

Til pilotboringen ble i alt benyttet 8 stk. 12 1/4" borekroner.

3.1 Pilothull

Boringen mot fjordbunnen startet fra et egnet sted på raffineriområdet og foregikk i to trinn. Først som et retningsstyrt pilothull med 12 1/4" diameter, deretter med utvidelse av dette pilothull til 30" diameter. Borekakset ble i første trinn transportert som slam tilbake til overflaten med returvannet fra boringen til en grop for sedimentering. I andre trinn ble borekakset spylt ut på fjordbunnen med pumping av opptil 4000 l sjøvann pr. min gjennom pilothullet.

Boringen foregikk de første 300 m med roterende borestreng med fast borekrone i front. Umiddelbart bak denne ble det benyttet et selvkorrigerende styresystem som hadde dokumentert fremragende karakteristikk for nøyaktighet. Leverandør og operatør av dette utstyr var Deutsche Montagne Technique (DMT). Imidlertid viste dette utstyr seg i praksis ikke tilstrekkelig mekanisk pålitelig, men måtte så ofte opp til overflaten for vedlikehold at framdriften i prosjektet ikke kunne opprettholdes. Samtidig viste uavhengige gyromålinger av borehullsposisjonen uakseptabelt horisontalt avvik fra planlagt hullbane. Figur 2 viser målt avvik fra planlagt borebane

Netto inndrift under boring i denne første fasen av pilothullet var omlag 1,0 m pr. time.

Etter overenskomst med Statoil, kom Halliburton inn som underleverandør og operatør av et annet bore- og styringssystem for de gjenstående 460 m. Dette besto av en borekrone drevet med en nedihull vanndrevet turbinmotor. I bakkant av dette utstyr var det en måleenhet som ved stopp i boringen hver gang borestrengen ble forlenget, ga informasjon til operatøren om posisjon. Ved avvik fra planlagt posisjon foregikk styringen ved å korrigere med den stillestående borestrengen. Borekronen var for enden av den rette borestrengen montert med en liten vinkel (i størrelsesorden 1°) i forhold til senterlinjen slik at f. eks. en 180° dreining kunne forandre borebanen fra en mer østlig til en mer vestlig retning. Begge styringssystemene sendte sine måledata fra borehullet som pulser i spylevannet til mottakerenhet og registrering hos operatøren.

Under arbeidets gang ble det i tillegg regelmessig kjørt uavhengig kontrollmåling med gyro for å bestemme den oppnådde borebanen med større nøyaktighet enn måleenheten montert på borestrengen hadde mulighet til. Dette utstyr var dessuten uavhengig av magnetiske forstyrrelser fra bergartene.

Omlag 70 m før gjennombrudd gikk pilothullet inn i en sleppe i fjellet slik at returvannet med slam til overflaten forsvant. Etter gjentatte forsøk med ulike metoder og materialer som benyttes for tilsvarende situasjoner under oljeboring oppnådde man fortsatt ingen trykkoppbygging i borehullet. Det ble så foretatt full gjenstøping av de nederste 70m av borehullet med undervannsbetong UVT 50 tilført gjennom eget rør. Deretter ble betongpluggen gjennomboret, og boringen i fjell kunne fortsette 3 uker forsinket.

Netto inndrift under boring i denne andre fasen av pilothullet var omlag 2,0 m pr. time.

Gjennombrudd for pilothullet skjedde etter 150 dager den 23. okt. 1994 i forutsatt målområde og med horisontal- og vertikalvinkler som planlagt.

Målt dreiemoment under pilotboring var:

Minimum:	20 kNm
Middel:	65 kNm
Maksimum	100 kNm

Figur 3 viser samlet tid for boring og stopp av ulike årsaker for pilothullboring og for hullåpningen.

Figur 4 viser daglig framdrift for pilothullet med boretid og lengde akkumulert.

Figur 5 viser timeforbruk på ulike aktiviteter under boring av pilothullet

3.2 Hullåpning

Opprømmingskronen eller hullåpneren, som var fast montert på den roterende borestrengen, hadde en frontmontert sentreringsstabilisator inn i pilothullet slik at kronen kunne følge i borebanen til pilothullet. Ved hullåpningen ble det benyttet samme borestreng som til pilothullet. Borestrengen bak hullåpneren ble til å begynne med stabilisert og holdt sentrisk i borehullet ved hjelp av sentreringsutstyr. Slitasjen på sentreringsutstyret var stor og forårsaket stadige avbrudd i arbeidet. Etterhvert ble det oppnådd god erfaring for å redusere til bare å bruke sentrering på nederste del av borestrengen nærmest kronen.

To ganger brakk hullåpneren slik at deler av denne ble stående igjen i borehullet. Begge gangene ble fisking og gjennomboring av stålrester gjennomført, og hullåpningen kunne fortsette etter omlag en ukes avbrudd.

Uheldigvis skjedde gjennombruddet av pilothullet til fjordbunnen i en kløft / hylle med overheng som forundersøkelsene ikke hadde påvist og som vanskeliggjorde utspylingen av borekakset i opprømmingsfasen.

Tre tiltak ble iverksatt for å løse det oppståtte problemet:

- Å plassere et utspylingsrør fra munningen på pilothullet ut til fritt utløp.
- Å benytte bentonitt i spylevannet to ganger pr. døgn for å rense pilothullet
- Å endre spyleprosedyre slik at spylingen fortsatte etter borestopp under forlengelse av borestreng til alt borekakset var ute av pilothullet.

Gjennombrudd for opprømmingen skjedde etter 141 dager den 23. mars 1995.

Figur 6 viser daglig framdrift for hullåpning med boretid og lengde akkumulert.

Figur 7 viser timeforbruk på ulike aktiviteter under hullåpning

Den rene boretiden var 1514 timer eller 45% av tilgjengelig tid, noe som gir en inndrift under boring på 0,5 m/t.

Målt dreiemoment under hullåpning var:

Minimum:	70 kNm
Middel:	195 kNm
Maksimum	240 kNm

Både pilothull og ferdig opprømmet hull ble etter gjennomslag inspisert med videokamera plassert på spesialbygd vogn. Videoinspeksjonene viste at selv med gode fjellforhold som på Mongstad, var det flere ujevnheter og sprekker i borehullsveggen med mulighet for utfall av stein som kunne føre til problemer under inntrekking.

3.3 Foringsrør

Etter at borehullet hadde fått sin endelige diameter 30", ble det satt inn 24" stålforing av rør med muffer og gjenger og med godstykkelse 19 mm.

Begrunnelsen for installering av foringsrør lå i forhold under inntrekkingen av røret fra leggefartøyet:

- oppnå kontrollerte friksjonsparametre
- unngå skader på korrosjonsbeskyttelse og anoder.
- sikre mot løsriving av fjell under inntrekking

Underleverandør for innsetting av foringsrøret var Weatherford.

Samme maskin ble benyttet til innsettingen, men med ny oppsetting for å kunne håndtere inntil 14 m lange rør. Tilpassingen til den nye operasjon og innkjøring tok naturlig nok noe tid, men inndriften på foringsrøret ble omlag 150 m pr. døgn. De øverste 50m av stålforingen ble støpt fast når den var kommet på plass.

En støtforsterkning ble satt i front for å beskytte rørenden under innsettingen. Etter at foringen var satt på plass, ble støtforsterkningen fjernet og rørenden påsatt en inntrekningstrakt som ble festet med samme låseinnretning som støtforsterkningen.

4 Rørinstallasjonen

For tilpassing til fjordbunnen utenfor borehullåpningen ble det plassert en kontrollert steinfylling (38000 m^3) av firma Jebsen ACZ, etter at et 1 m tykt lag av bløte sedimenter (6300 m^3) var spylt bort.

For inntrekking av Troll oljerør (16" utv.), ble det trukket wire gjennom stålforingen fra en vinsj plassert på land. Wiren ble hentet opp av undervannsfarkost og brakt ombord på leggefartøyet "Castoro Sei" fra EMC som så startet produksjonen av rørledningen. Det hører med til historien at et uhell ombord førte til at leggefartøyet mistet rørledningen etter at den vel var trukket inn i borehullet. Inntrekking ble derfor gjentatt omlag 14 dager senere etter at det første røret var trukket ut.

Tross alle forsinkelser mottok Statoils oljeraffineri på Mongstad den første leveranse gjennom Troll oljerør den 19. september 1995 mer enn tre måneder før opprinnelig planlagt.

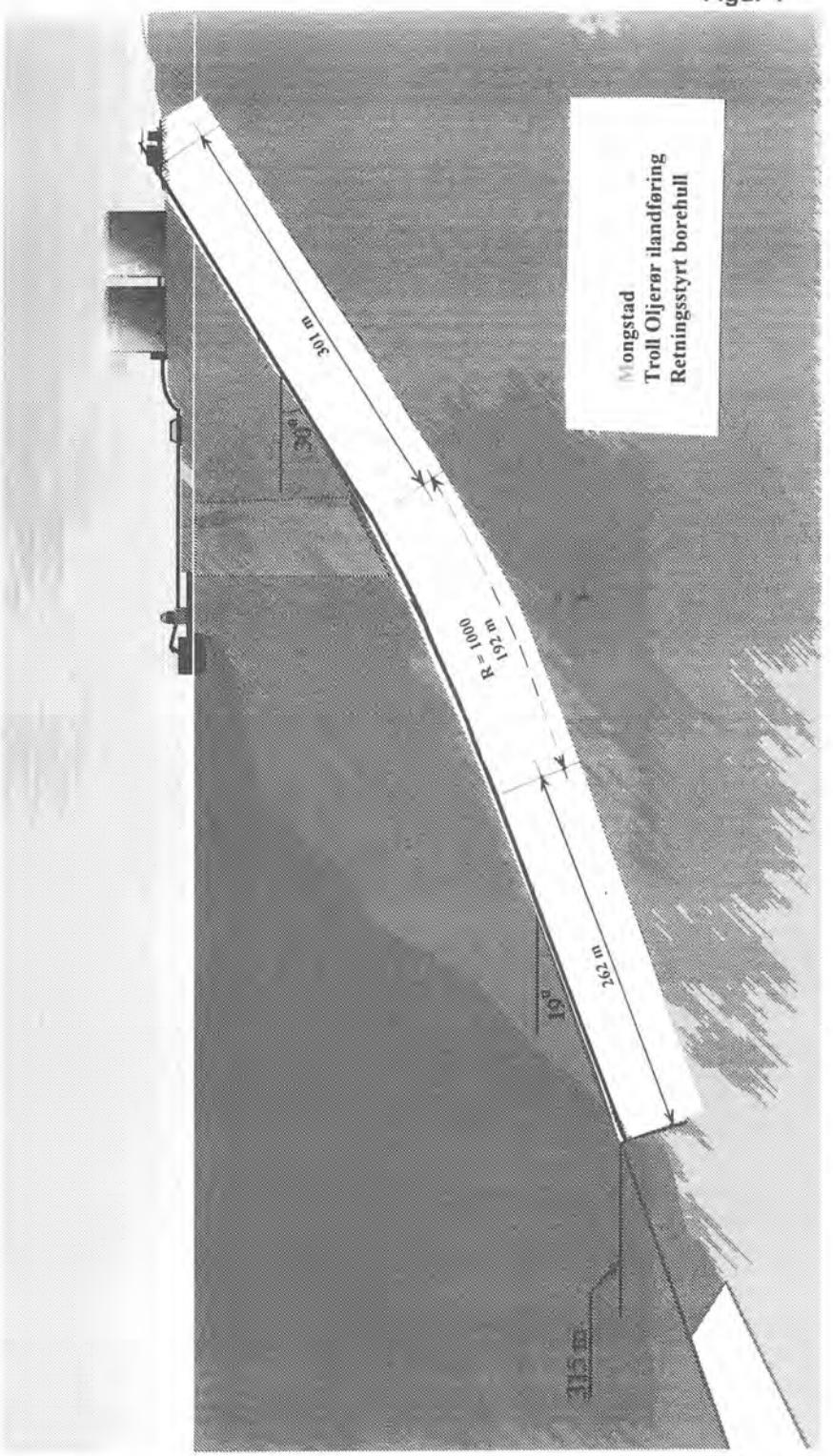
5 Konklusjoner

Løsningen for ilandføring av Troll oljerør til Mongstad er blitt en miljøvennlig, sikker og kostnadsmessig gunstig løsning, klart bedre enn andre alternativer for ilandføring til Mongstad.

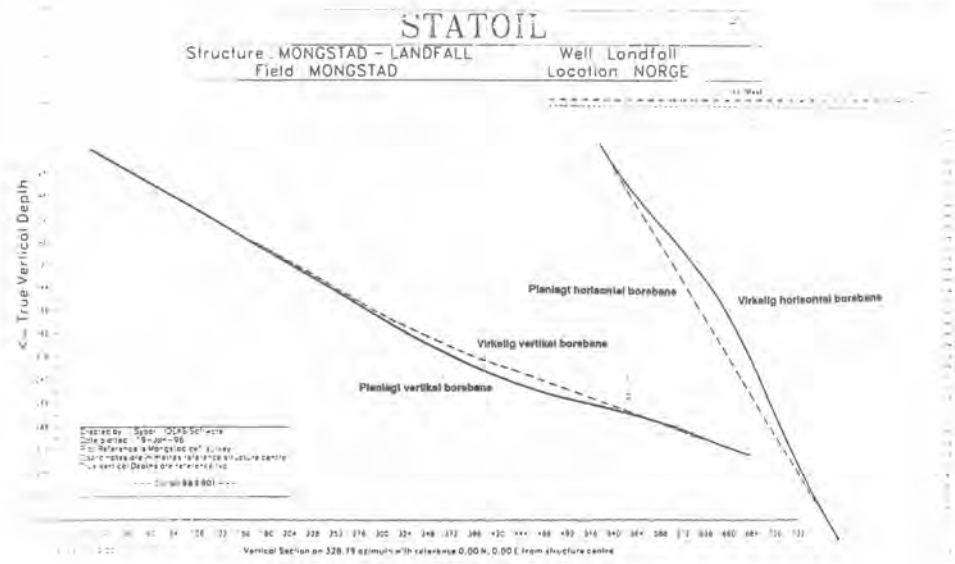
Teknologien må sies å være i en tidlig fase med mange muligheter for forbedringer. Her pekes spesielt på følgende punkter som kan bidra til redusert kostnad og byggetid dersom liknende løsninger blir aktuelle i framtida:

- Borerigg med raskere håndtering av borestreng spesielt ved boring av pilothull, kan gi betydelig tidsgevinst.
- Styringssystemer for borehull med nedihullsmotor er tidkrevende og videre utvikling av andre styringssystemer, for eksempel det som først ble benyttet her, er ønskelig.
- Nøyaktig posisjonering og kartlegging av utslagsområdet er av avgjørende betydning for gjennomførbarheten. Bedre metoder for å få visuell oversikt er ønskelig.
- Posisjonsmålesystem upåvirkelig av magnetiske forstyrrelser er ønskelig.
- Kontinuerlig måling og logging av dreiemoment, mate- og spyletrykk under boring, vil gi verdifulle grunnlagsdata for videre optimalisering av borerigg og borestreng.
- En nedihullsmotor ("mini fullprofilmaskin") også for hullåpning vil gi muligheter for økt diameter eller lengderekkevidde i tilfeller der borestrengens kapasitet for dreiemoment er begrensende.
- Det bør studeres nærmere mulighetene for direkte inntrekking i, eventuelt uttrekking av produktrøret i uforet borehull.
- Teknologien med retningsstyrt borehull kan også være anvendelig for andre formål som f.eks. kjølevannstunneler for industrianlegg, avløpsanlegg, vanninntak m.m.

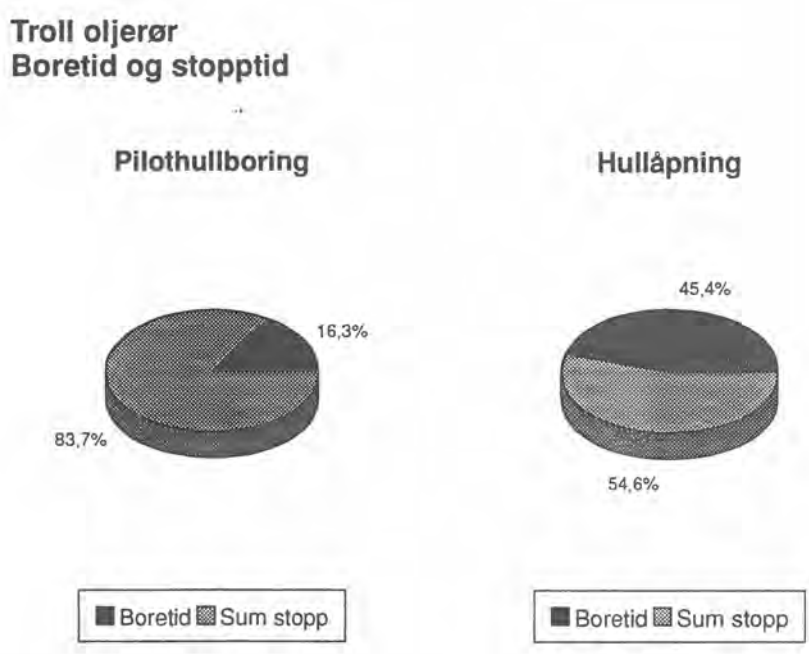
Figur 1


Mongstad
Troll Oljerør ilandføring
Retningsstyrt borehull
301 m
R = 1000
192 m
292 m
19°
315 m

Figur 2

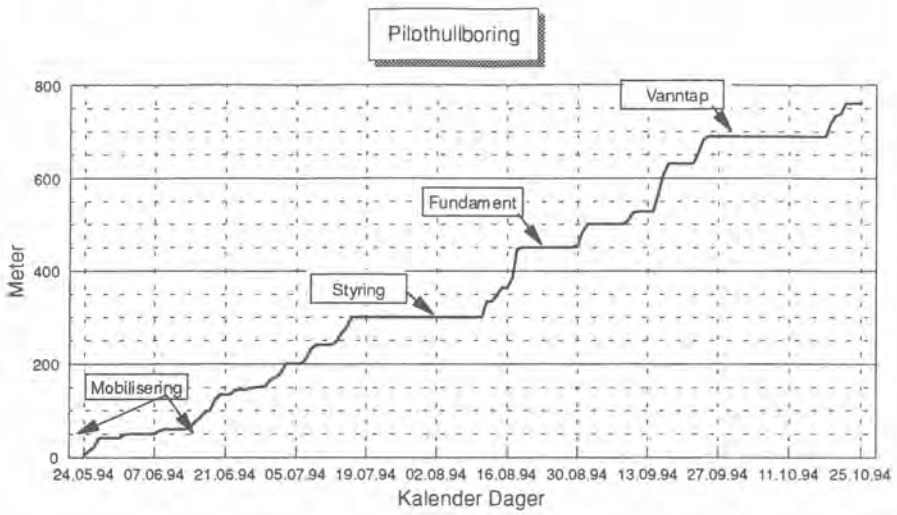


Figur 3



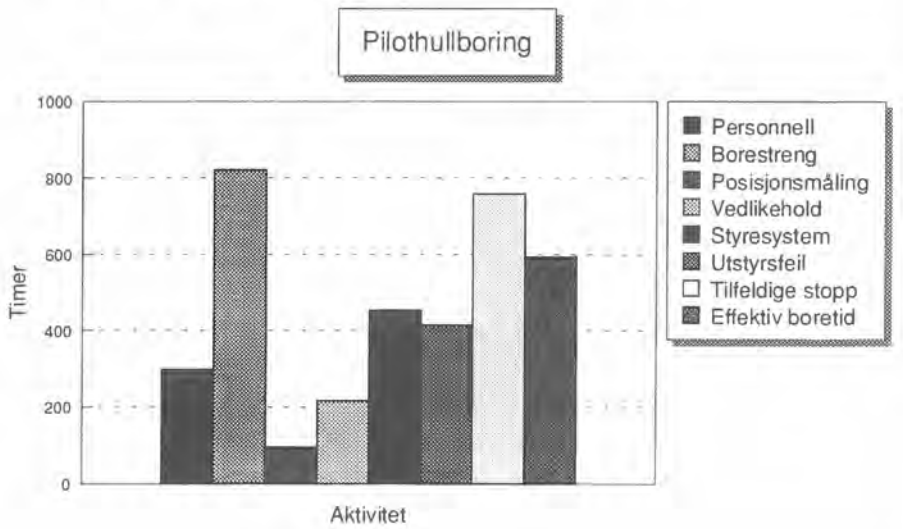
Figur 4

Troll oljerør
Akkumulert boretid og lengde



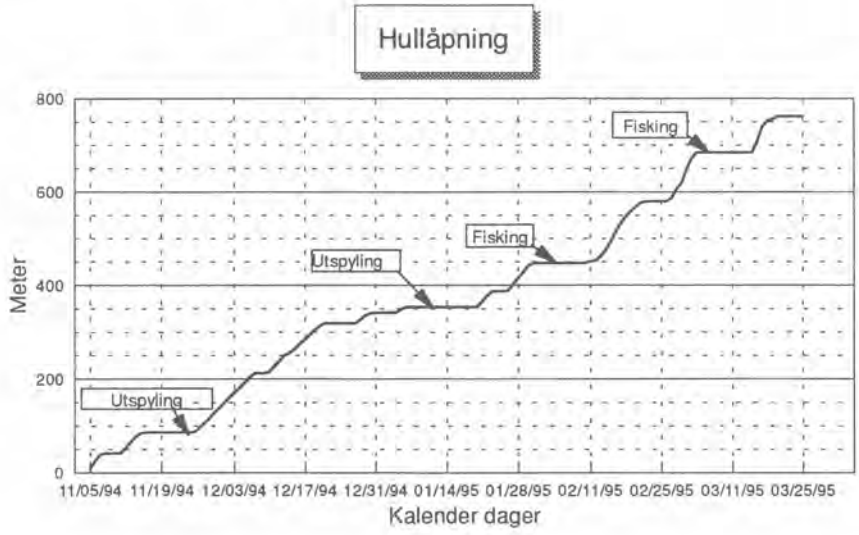
Figur 5

Troll oljerør
Timeforbruk på ulike aktiviteter



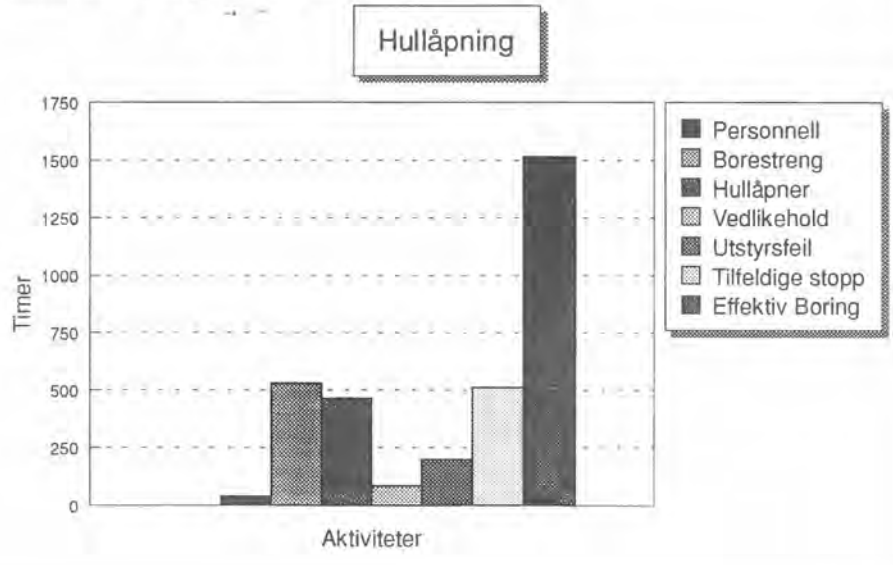
Figur 6

Troll oljerør
Akkumulert boretid og lengde



Figur 7

Troll oljerør
Timeforbruk på ulike aktiviteter



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

A NEW METHOD TO CHARACTERIZE ROCK MASSES FOR APPLICATIONS IN ROCK ENGINEERING

Dr. scient. Arild Palmström, Berdal Strömme a.s

SUMMARY

The Rock Mass index, RMi, has been developed to satisfy a need for a strength characterization of rock masses. The method gives a measure of the reduction of intact rock strength caused by joints expressed as $RMi = \sigma_c \cdot JP$. Here σ_c is the uniaxial compressive strength of the intact rock measured on 50 mm diameter samples, and JP is the jointing parameter which is a combined measure of block size and joint characteristics as measured by joint roughness, alteration and size. In massive rock JP is expressed as a scale factor for σ_c.

RMi can be applied for several applications in rock mechanics and rock engineering, such as TBM penetration assessment, determination of the input factor in the Hoek-Brown failure criterion for rock masses, and the E - modulus for rock masses. The paper shows how RMi can be used to evaluate stability and rock support. Rock support charts are presented for the three main groups of rock masses: discontinuous (jointed) rock masses, continuos (massive rock or highly jointed) rock masses, and weakness zones. Mathematical expressions have been developed for all applications, which allow the use of computers in the calculations.

The applications of RMi in rock engineering arguably include a wider range of rock masses than any of the classification systems currently in use.

SAMMENDRAG

En ny metode for karakterisering av bergmasser for bruk i bergtekniske beregninger

Bergmasser involver så store volum at mekaniske tester av representative prøver ikke lar seg praktisk/økonomisk gjennomføre. Derfor må bestemmelse av parametre som kan benyttes i bergtekniske beregninger for bergrom, tunneler og skjæringer i stort monn baseres på observasjoner.

Bergmasseindeksen RMi er utviklet for å kunne gi en bedre karakterisering av bergmasser basert på slike observasjoner. Den finnes ved å koble sammen sprekkeparameteren (JP) (som representerer oppsprekningsgrad og sprekkekarakteristika) og bergartens enaksete trykkfasthet (σ_c) til uttrykket $RMi = \sigma_c \cdot JP$. RMi er et materialteknisk uttrykk for en bergmasses enaksete fasthet. Dette gjør at RMi med fordel kan benyttes for ulike formål, hvorav kan nevnes beregning av: stabilitet / sikring, E-modul for bergmasser, inngangsparametre i Hoek-Brown bruddkriterium for bergmasser, inndrifter i TBM drevne tunneler.

I artikkelen er det vist en metode for å beregne stabilitet og sikring av tunneler og bergrom. I tillegg til RMi, benytter metoden spenningsforhold i berget, data for bergrommets dimensjoner samt orientering av sprekkene i forhold til bergrommet. For svakhetssoner inngår i tillegg sonens tykkelse og orientering, samt sidefjellets beskaffenhet. Det er presentert tabeller og matematiske uttrykk for de ulike parametre som benyttes. Dette muligjør anvendelsene av i computere i beregningene.

1 INTRODUCTION

> *"I see almost no research effort being devoted to the generation of the basic input data which we need for our faster and better models and our improved design techniques. These tools are rapidly reaching the point of being severely data limited."*
> Evert Hoek, 1994

As there is great diversity both in the composition of the intact rock and in the nature and extent of its discontinuities, rock masses exhibit a wider range in structure, composition and mechanical properties than most other construction materials. Reliable tests of the strength of such complex materials are impossible or so difficult to carry out with today's technology, that rock engineering pertaining to rock masses is currently based mainly on qualitative observational data. These qualitative observational data have to be expressed as numerical values to make calculations in rock engineering possible.

Construction materials commonly used in civil engineering and mining are mostly characterized by their strength properties.. This basic property of the material is used in the engineering and design. In rock engineering, no such specific strength characterization of the rock mass is in common use. Most engineering is carried out using various descriptions, classifications and unquantified experience. Hoek and Brown (1980), Bieniawski (1984), Nieto (1983) and several other authors have, therefore, indicated the need for a *strength characterization* of rock masses.

2 THE ROCK MASS INDEX, RMi

The Rock Mass index, RMi, has been developed to characterize the strength of the rock mass for construction purposes. An important issue has been to use well defined geological parameters in the RMi which have the greatest significance in engineering. This is discussed in detail by Palmström (1995).

The RMi can be applied in various types of rock engineering with adjustment for features related to the particular project or utilisation of the rock. These applications are described in Section 2.2.

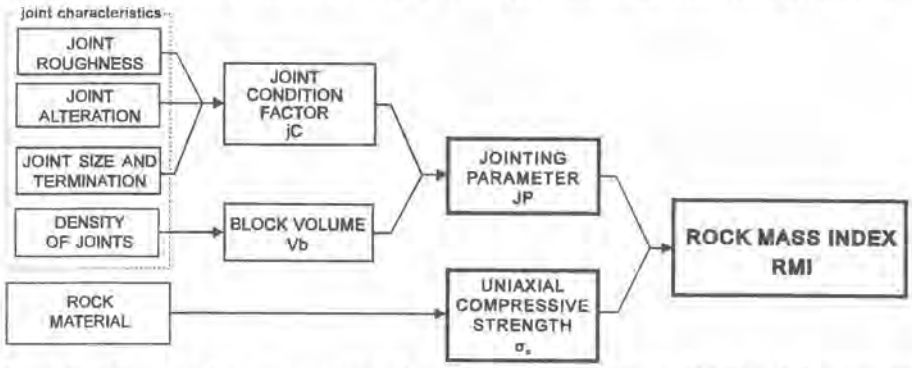


Figure 1 The main inherent parameters in the rock mass are applied in the RMi (from Palmström, 1995).

RMi applies only *intrinsic parameters* of the rock mass, see Figure 1. The importance to use such parameters in characterizing rock masses has earlier been stressed by Patching and Coates (1968).
As the RMi is principally based on the reduction in strength of a rock caused by jointing,[1] it is expressed as:

[1] The term 'joint' has been used for most natural discontinuities which have thickness smaller than approx. 0.1 m. Thus, joints cover fissures, partings, fractures, natural cracks, as well as many shears and seams.

$$RMi = \sigma_c \cdot JP \qquad \text{eq. (1)}$$

where σ_c = the uniaxial compressive strength of intact rock measured on 50 mm samples;
JP = the jointing parameter which is a reduction factor representing the degree of jointing (i.e. block size) and the characteristics of the joints (roughness, alteration and size).

The influence of JP has been found using calibrations from test results. Because of problems of obtaining compression test results on rock masses at a scale similar to that of typical rock works, it was possible to find appropriate data from only eight large scale tests and one back analysis. These have been used to arrive at the following mathematical expression:

$$JP = 0.2\sqrt{jC} \cdot Vb^D \qquad \text{eq. (2)}$$

where jC is the joint condition factor expressing the characteristics of the joints,
Vb is the block volume is given in m^3, and
$D = 0.37\, jC^{-0.2}$ has the following values:

for jC =	0.1	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3	4	6	9	12	16
D =	0.586	0.488	0.425	0.392	0.37	0.341	0.322	0.308	0.297	0.28	0.259	0.238	0.225	0.213

The joint condition factor in eq. (2) is expressed as jC = jL (jR/jA) where jL, jR and jA are factors for respectively, joint length and continuity, joint wall roughness, and joint surface alteration. Their ratings are shown in Tables 1 to 3. The factors jR and jA are similar to the joint roughness number (Jr) and the joint alteration number (Ja) in the Q-system.[2] The joint size and continuity factor (jL) has been introduced in the RMi system to represent the scale effect of the joints.

The value of JP varies from near 0 for crushed rocks to 1 for intact rock. The exponential form of eq. (2) fits well with the general experience that joint spacings have an exponential statistical distribution as shown by Merritt and Baecher (1981).

Most commonly, the joint condition factor jC = 1 to 2; for jC = 1.75 the jointing parameter is simply expressed as:

$$JP = 0.25\sqrt[3]{Vb} \qquad \text{eq. (2a)}$$

Eqs. (1) and (2) are related to *jointed* rock masses. For massive rock masses, i.e. rock masses with few joints where JP is close to 1, RMi depends mainly of the strength of the rock material. For this case the uniaxial compressive strength of the rock material (σ_c) found from tests on 50 mm samples cannot be applied directly in RMi, which generally involves volumes of several m^3, because of *scale effects*.[3] Barton (1990) suggests from data presented by Hoek and Brown (1980) and Wagner (1987), that the actual compressive strength for large 'field samples' may be determined from:

$$\sigma_{cf} = \sigma_c\,(0.05/Db)^{0.2} = \sigma_c \cdot f_\sigma \qquad \text{eq. (3)}$$

where Db = block diameter measured in m, and
$f_\sigma = (0.05/Db)^{0.2}$ is the scale factor for compressive strength.

From this

$$RMi = \sigma_c \cdot f_\sigma \qquad \text{eq. (3a)}$$

[2] The symbols Jr and Ja have been changed into jR and jA because some minor modifications have been made in their definitions.

[3] During the calibration of JP the scale effect has been included in eq. (2).

Eq. (3) is valid for sample diameters up to some metres, and may, therefore, be applied for massive rock masses. The block diameter (Db) may be found from $Db = \sqrt[3]{Vb}$ or, in cases where a pronounced joint set occurs, from Db = S, where S is the spacing of this set.

If the block shape factor (β) is known (see Appendix, Section A4) the block diameter is:

$$Db = \frac{\beta_o}{\beta}\sqrt[3]{Vb} = \frac{27}{\beta}\sqrt[3]{Vb} \qquad \text{eq. (4)}$$

TABLE 1 THE JOINT ROUGHNESS FACTOR (jR) (the ratings of jR are similar to Jr in the Q-system)

Small scale smoothness of joint surface	Large scale wavyness of joint plane				
	Planar	Slighty undulating	Strongly undulating	Stepped	Interlocking (large scale)
Very rough	3	4	6	7,5	9
Rough	2	3	4	5	6
Slightly rough	1,5	2	3	4	4,5
Smooth	1	1,5	2	2,5	3
Polished	0,75	1	1,5	2	2,5
Slickensided *)	0.6 - 1.5	1 - 2	1,5 - 3	2 - 4	2.5 - 5
For filled joints: jR = 1 For irregular joints a rating of jR = 5 is suggested					

*) For slickensided joints the rating of jR depends on the presence and appearance of striations; the highest value is used for marked striations

TABLE 2 THE JOINT ALTERATION FACTOR (jA) (the ratings of jA are similar to Ja in the Q-system)

A. CONTACT BETWEEN THE TWO JOINT WALLS		
Joint wall character	**Description**	**Rating of *jA***
CLEAN JOINTS:		
Healed or welded joints	Non-softening, impermeable filling (quartz, epidote, etc.)	0,75
Fresh joint walls	No coating or filling in joint, except from staining (rust)	1
Altered joint walls		
1 grade higher	One grade higher alteration than the rock in the block	2
2 grades higher	Two grades higher alteration than the rock in the block	4
COATINGS OR THIN FILLING OF:		
Friction materials	Materials of sand, silt calcite, etc. without content of clay	3
Cohesive materials	Materials of clay, chlorite, talc, etc.	4

B. FILLED JOINTS WITH PARTLY OR NO JOINT WALL CONTACT		*Partly wall contact*	*No wall contact*
Type of filling	**Description**	Thin filling (approx. < 5 mm) **Rating of *jA***	Thick filling or gouge **Rating of *jA***
Friction materials	Sand, silt calcite, etc. without content of clay	4	8
Hard cohesive materials	Compacted filling of clay, chlorite, talc, etc.	6	10
Soft cohesive materials	Medium to low overconsolidated clay, chlorite, talc, etc.	8	12
Swelling clay materials	Filling material exhibits swelling properties	8 - 12	12 - 20

TABLE 3 THE JOINT SIZE FACTOR (jL)

Joint length	Term	Type	Continuous joints*) **Rating of *jL***	Discontinuous joints **Rating of *jL***
< 0.5 m	Very short	Bedding or foliation partings	3	6
0.1 - 1 m	Short or small	Joint	2	4
1 - 10 m	Medium	Joint	1	2
10 - 30 m	Long or large	Joint	0,75	1,5
> 30 m	Very long or large	(Filled) joint, seam or shear **)	0,5	1

**) Often a singlularity and should in these cases be treated separately *) Discontinuous joints end i massive rock

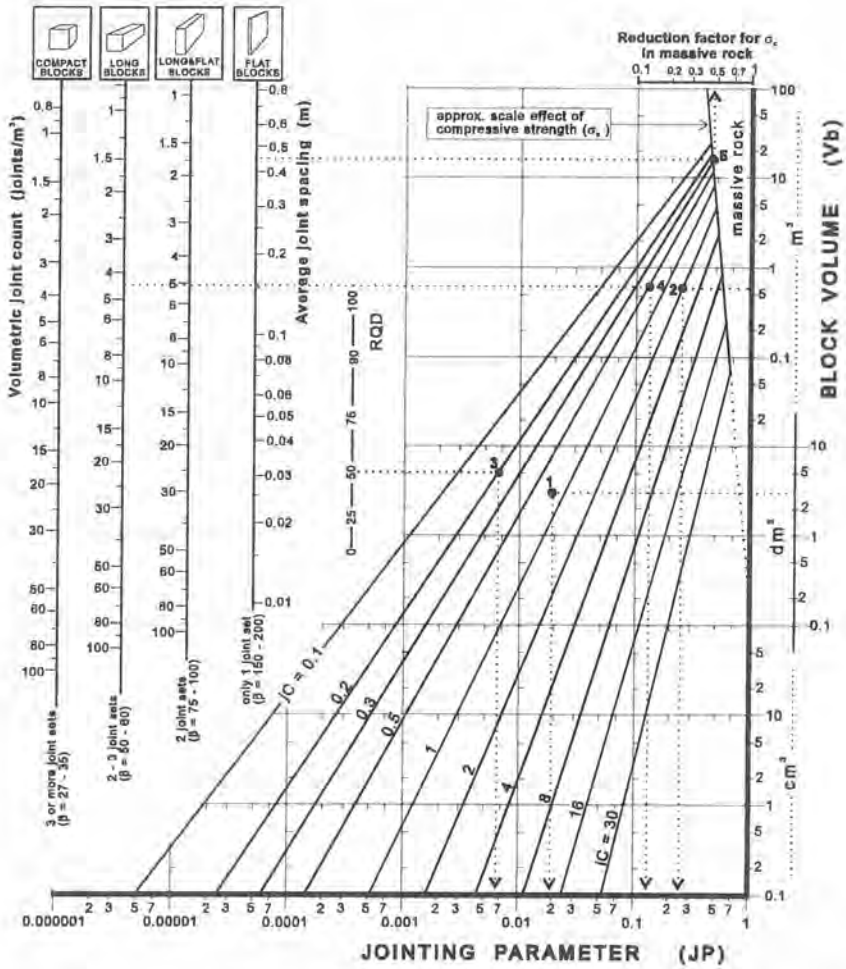


Figure 2 *The jointing parameter (JP) found from the joint condition factor (jC) and various measurements of jointing intensity (Vb, Jv, RQD). The determination of JP from Vb (or RQD or Jv) in the examples are indicated (from Palmström, 1996a).*

TABLE 4 *CLASSIFICATION OF RMi. From Palmström (1995)*

TERM		
For RMi	**Related to rock mass strength**	**RMi Value**
Extremely low	Extremely weak	< 0.001
Very low	Very weak	0.001 - 0.01
Low	Weak	0.01 - 0.1
Moderate	Medium	0.1 - 1
High	Strong	1 - 10
Very high	Very strong	10 - 100
Extremely high	Extremely strong	> 100

Figure 2 shows how the jointing parameter (JP) can be found from the block volume (Vb) and the joint condition factor (jC). As shown in the upper left part of the diagram, the volumetric joint count (Jv) for various joint sets (and/or block shapes) can be used instead of the block volume. Also, the RQD can be used, but its inability to characterise massive rock or highly jointed rock masses leads to a reduced quality of JP as shown by Palmstrom (1995).

2.1 Examples

The values of the jointing parameter (JP) found in the following examples are also shown in Figure 2.

Example 1
The block volume has been measured as Vb = 0.003 m^3 (= 3 dm^3). As given in Tables 1 to 3, the joint condition factor jC = 0.75 is determined from:

- the rough joint surfaces and small undulations of the joint wall which give jR = 3;
- the clay coated joints, i.e. jA= 4; and
- the 3 - 10 m long, continuous joints, which give jL = 1.

Applying the values for Vb and jC in Figure 2, a value of JP = 0.02 is found.[4] With a compressive strength of the rock σ_c = 150 MPa, the value of RMi = 0.02 · 150 = 3 (high).

Example 2
The block volume Vb = 0.6 m^3. The joint condition factor jC = 2 is determined from Tables 1 to 3, based on:

- smooth joint surfaces and planar joint walls which give jR = 4;
- fresh joints, jA= 1; and 1 - 3 m long discontinuous joints, i.e. jL = 3.

From Figure 2 the value JP = 0.25 is found.[5] With a compressive strength σ_c = 50 MPa of the rock, the value of RMi = 12.5 (very strong).

Example 3
Values of RQD = 50 and jC = 0.2 give JP = 0.007 using Figure 2.

Example 4
Two joint sets spaced 0.3 m and 1 m, and some random joints have been measured. The volumetric joint count is[6] Jv = 1/0.3 + 1/1 + 0.5 = 4.5
With a joint condition factor jC = 0.5 the jointing parameter JP = 0.12 (by using the column for 2 to 3 joint sets in Figure 2)

Example 5
The following jointing features are measured: one joint set with spacing S = 0.45 m, and a joint condition factor jC = 8. For this massive rock it is seen in Figure 2 that the value of JP is determined from the scale factor for compressive strength f_σ = 0.45. For a rock with σ_c = 130 MPa the value of RMi = 59.6 (very strong).

2.2 Possible applications of the RMi

The main purpose during development of the RMi has been to work out a practical system to characterize rock masses which is applicable to rock engineering and design. Figure 3 shows the main areas for application of RMi.

---

[4] Using eq. (2) a value of JP = 0.018 is found
[5] JP = 0.24 is found using eq. (2)
[6] A value of 0.5 is assumed for the random joints

The RMi-value can seldom be used directly in classification systems as many of them are systems made for a particular purpose. Some of the input parameters in RMi are sometimes similar to those used in the classifications and may then be applied more or less directly.

The system for characterizing block geometry (volume, shape factor, angles) and the fact that RMi expresses the strength of a rock mass, may be of use in numerical models.

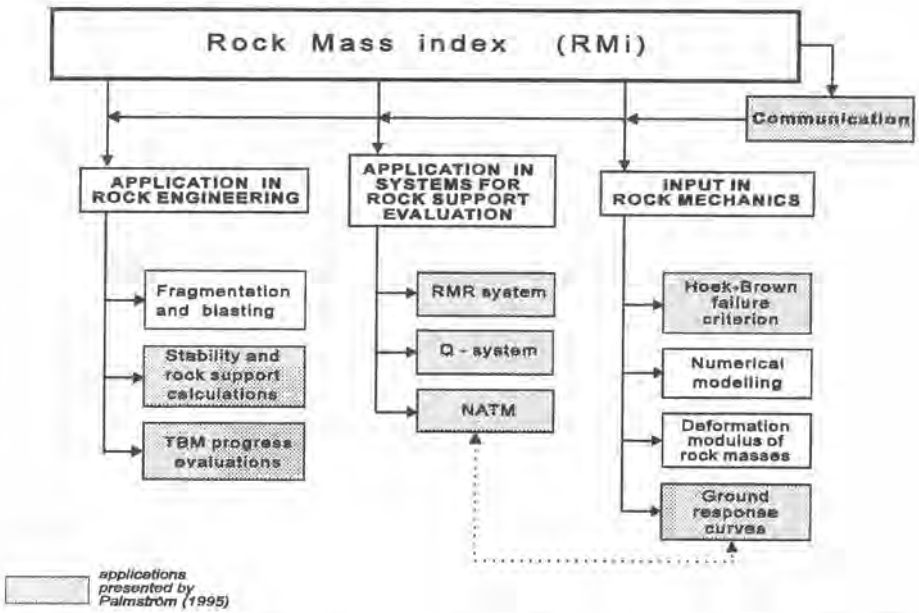


Figure 3 The main applications of RMi in rock mechanics and rock engineering (from Palmström, 1995).

3 RMi USED TO EVALUATE ROCK SUPPORT

There are no standard analyses for determining rock support, because each design is specific to the circumstances (scale, depth, presence of water, etc.) at the actual site as well as national regulations and experience. Support design for a tunnel in rock often involves problems that are of relatively little or no concern in most other branches of solid mechanics. Therefore, the rock engineer is generally faced with the need to arrive at a number of design decisions and simplifications in which judgement and practical experience must play an important part.

The design of excavation and support systems for rock, although based on scientific principles, has to meet practical requirements. In order to select and combine the parameters of importance for stability of an underground opening, the main features determining the stability have been reviewed in the following section.

3.1 Instability and failure modes in underground excavations

The instability of rock masses surrounding an underground opening may be divided into the following main groups:

1. Block failure, where pre-existing blocks in the roof and side walls become free to move because the excavation is made. These are called *'structurally controlled failures'* by Hoek and Brown (1980) and involve a great variety of failure modes such as loosening, ravelling, and block falls.

2. Failures induced from *overstressing* - i.e. the stresses developed in the ground exceed the local strength of the rock mass - which may occur in two main forms, namely:
   a. Overstressing of massive or intact, brittle rock, which takes place in the mode of spalling, popping, rock burst etc.
   b. Overstressing of massive or intact ductile rock, which takes place in the mode of squeezing.
   c. Overstressing of particulate materials, i.e. soils and heavy jointed rocks, where squeezing and creep may take place.

3. Instability in *faults and weakness zones*. Such features often require special attention in underground constructions, because their structure, composition and properties may be quite different from the surrounding rock masses. Zones of significant size can have a major impact upon the stability as well as on the excavation process of an underground opening. Bieniawski (1984, 1989) therefore recommends that faults and other weakness zones are mapped and treated as regions of their own.

3.2 Combination of the ground characteristics for support evaluations

The stability and behaviour of the rock mass surrounding an underground opening is mainly the combined result of the strength and structure of the rock mass and the stresses acting. Their importance will vary with the shape and size of the opening. In the selection of these parameters it has been found beneficial to combine those parameters in the ground which have a similar effect on the stability, into the following two groups:

1. The continuity of the ground

This expresses whether the volume of rock masses involved in the excavation can be considered discontinuous or not, see Figure 4. This is important, not only as a parameter in the characterization of the ground, but also to determine the appropriate method of analysis. The volume required for a 'sample' of a rock mass to be considered *continuous* is a matter of judgement. It depends on the size range of the rock blocks compared to the 'sample' volume, i.e. the tunnel size. The continuity factor based on Deere et al. (1969) is expressed a as the ratio:

CF = tunnel diameter/block diameter = Dt/Db eq. (5)

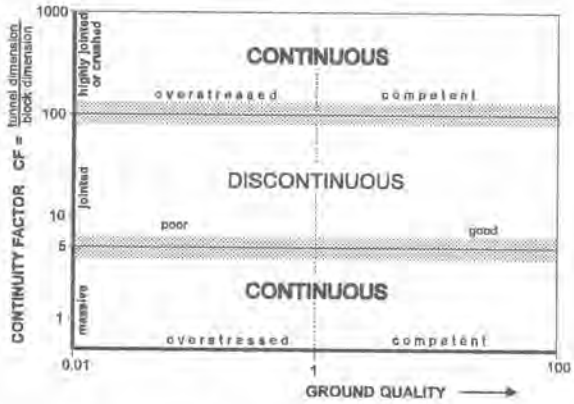


Figure 4 The division of the ground into continuous and discontinuous rock masses. The various groups of ground behaviour are indicated (from Palmstrøm, 1995).

Continuous rock masses occur as:

1. Slightly jointed (massive) rocks with continuity factor CF < approx. 5
2. Highly jointed and crushed (particulate) rocks, where CF > approx. 100

Discontinuous rock masses have CF-factors between the above values.

2. *The condition (quality) of the ground*
This factor is composed of selected, inherent rock mass parameters and the type of stress having the strongest influence on the stability of the ground. A competency factor has been applied in *continuous ground* as described in Section 3.3. In *discontinuous ground* and for *weakness zones* a ground condition factor is introduced, see Sections 3.4 and 3.5.

The principles in the RMi method for evaluation of stability and rock support are shown in Figure 5.

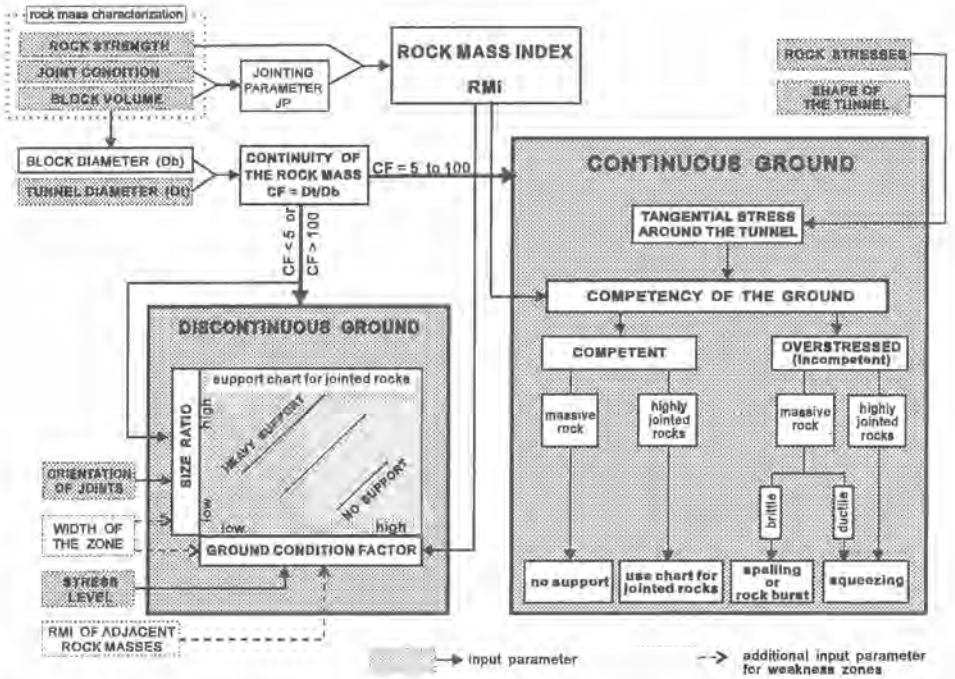


Fig. 5 The parameters involved in the RMi method for stability and rock support. For weakness zones the size ratio and the ground condition factor are adjusted for parameters of the zone as indicated (from Palmström, 1996b).

3.3 Stability and rock support in continuous ground

As indicated above, instability in this group of ground can be both stress-controlled and structurally influenced. The structurally related failures in the highly jointed and crushed rock masses are, according to Hoek and Brown (1980), generally overruled by the stresses where *overstressing* (incompetent ground) occurs. In *competent* ground the failures and rock support will be similar to those described for discontinuous materials in Section 3.4.

Whether overstressing will take place, is determined by the ratio between the stresses set up in the ground surrounding the opening and the strength of the rock mass. As the RMi is valid in continuous

ground, and expresses the compressive strength of the rock mass, it can be used in assessing the *competency factor* given as:

$$Cg = RMi/\sigma_\theta \qquad \text{eq. (6)}$$

where σ_θ = the tangential stresses set up around the underground opening. This stress can be found from the vertical and horizontal rock stresses and the shape of the opening, refer to Hoek and Brown (1980).

The term *competency factor* has earlier been used by Nakano (1979) to recognise the squeezing potential of soft rock in tunnels in Japan.

In massive rock the competency factor is:

$$Cg = RMi/\sigma_\theta = f_\sigma \cdot \sigma_c / \sigma_\theta \qquad \text{eq. (7)}$$

where f_σ is the scale effect for the uniaxial compressive strength is given in eq. (3)

In highly jointed and crushed rock masses the competency factor is:

$$Cg = RMi / \sigma_\theta = JP \cdot \sigma_c / \sigma_\theta \qquad \text{eq. (8)}$$

Over-stressed (incompetent) ground leads to failure if not confined by rock support. The following main types of instability may take place:

- If the deformations take place instantaneously (often accompanied by sound), the phenomenon is called *rock burst*. This occurs as fragmentation or slabbing in massive, hard, *brittle rocks* such as quartzite, see Section 3.3.1.
- If the deformations occur more slowly, *squeezing* takes place. This acts as slow inward movements of the tunnel surface in *crushed or highly jointed* rocks or in massive *flexible or ductile* rocks such as soapstone, evaporites, clayey rocks (mudstones, clay schist, etc.) or weak schists. This type of instability is not further dealt with in this paper. For more information refer to Palmstrom (1995, 1996b).

3.3.1 Rock burst and spalling in brittle rocks

Rock burst is also known as *spalling* [7] or *popping*, but also a variety of other names are in use, among them 'splitting' and 'slabbing'. Selmer-Olsen (1964) and Muir Wood (1979) mention that great differences between horizontal and vertical stresses will increase rock burst activity. Selmer-Olsen (1964, 1988) has experienced that in the hard rocks in Scandinavia such anisotropic stresses might cause spalling or rock burst in tunnels located within valley sides steeper than 20° and with the top of the valley reaching higher than 400 m above the level of the tunnel.

Hoek and Brown (1980) have made studies of the stability of tunnels in various types of massive quartzites in South Africa. Similarly, Russenes (1974) used the point load strength (Is) [8] of intact rock and rock stresses measured in several Scandinavian tunnels. Later, Grimstad and Barton (1993) made a compilation of rock stress measurements and laboratory strength tests and arrived at a relation for spalling conditions similar to Hoek and Brown, and Russenes. The results of these works are shown in Table 5.

In massive rocks eq. (3a) can be applied. As the factor for the scale effect of compressive strength has values in the range $f_\sigma = 0.45$ to 0.55, the value of RMi $\approx 0.5\ \sigma_c$. Hence the competency factor in

---

[7] Terzaghi (1946), Proctor (1971) and several other authors use the term 'spalling' for *"any drop off of spalls or slabs of rock from tunnel surface several hours or weeks after blasting"*.

[8] The uniaxial compressive strength (σ_c) in Table 5 has been calculated from the point load strength (Is) using the correlation $\sigma_c = 20$ Is.

Table 6 is $Cg = RMi/\sigma_\theta = f_\sigma \cdot \sigma_c / \sigma_\theta \approx 0.5\, \sigma_c / \sigma_\theta$, i.e. approximate half the values given for the ratio σ_c / σ_θ in Table 5.

TABLE 5 ROCK BURST ACTIVITY RELATED TO THE RATIO σ_c / σ_θ BASED ON HOEK AND BROWN (1980), RUSSENES (1974), AND GRIMSTAD AND BARTON (1993) (from Palmström, 1996b)

Value of the ratio σ_c / σ_θ			**Description of the stability by the three authors respectively**
Hoek and Brown (1980)	Russenes (1974)	Grimstad and Barton (1993)	
		> 100	Low stress, near surface, open joints
> 7	> 4	100 - 3	Stable / No rock spalling activity /Medium stress, favourable stress condition
7 - 3	4 - 3	3 - 2	Minor spalling / Low rock spalling activity / High stress, very tight structure
3 - 1.7	3 - 1.5	2 - 1.5	Severe spalling / Moderate rock spalling / Moderate slabbing after > 1 hour
1.7 - 1.4	< 1.5	1.5 - 1	Heavy support required / High rock spalling activity / Slabbing and rockburst
< 1.4		< 1	Severe (sidewall) rock burst problems / Heavy rockburst.

TABLE 6 CHARACTERIZATION OF FAILURE MODES IN BRITTLE, MASSIVE ROCK (from Palmström 1995)

Competency factor $Cg = RMi/\sigma_\theta = f_\sigma \cdot \sigma_c / \sigma_\theta$	**FAILURE MODES in massive, brittle rocks**
> 2.5	No rock stress induced instability
2.5 - 1	High stress, slightly loosening
1 - 0.5	Light rock burst or spalling
< 0.5	Heavy rock burst

Strength anisotropy in the ground may cause the values of the competency factor in Table 6 not always to be representative.

In Scandinavia, tunnels with spalling and rock burst problems are mostly supported by shotcrete (often fibre reinforced) and rock bolts, as these have been found to be the most appropriate practical means of confinement. This general trend in support design is reflected in Table 7. In addition to scaling, wire mesh and rock bolts were used earlier as reinforcement in this type of ground. This is now only occasionally applied in Norwegian tunnels.

TABLE 7 ROCK SUPPORT APPLIED IN NORWEGIAN TUNNELS UP TO APPROXIMATELY 15 m SPAN SUBJECTED TO ROCK BURST AND SPALLING. THIS INFORMATION IS APPLIED IN THE SUPPORT CHART IN FIGURE 6 (from Palmström 1995)

Stress problem	**Characteristic behaviour**	**Rock support**
High stresses	May cause loosening of a few fragments	Some scaling and occasional spot bolting
Light rock burst	Spalling and falls of thin rock fragments	Scaling, plus rock bolts spaced 1.5 - 3 m
Heavy rock burst	Loosening and falls, often as violent detachment of fragments and platy blocks	Scaling and rock bolt spaced 0.5 - 2 m, plus fibre reinforced shotcrete, 50 -100 mm thick

3.4 Stability and rock support in discontinuous (jointed) materials

The principles in the method for evaluating rock support in this type of ground are shown in Figure 5. The failures occur when wedges or blocks, limited by joints, fall or slide from the roof or sidewalls. The properties of the intact rock are of relatively little importance in this type of ground as these failures, do not commonly involve development of fracture(s) through the rock (Hoek, 1981). However, the strength of the rock often influences the wall strength of the joints and may in this way contribute to the stability.

As the condition, orientation, frequency and location of the joints in the rock mass relative to the tunnel are the main controlling factors, the stability can generally not be predicted by equations derived from theoretical considerations (Deere et al., 1969). A common solution is to apply charts or tables in which the experienced average amount and types of support are found from combination of rock mass and excavation parameters. This principle has been applied in the Q and the RMR classification systems, among others.

3.4.1 The ground condition factor (Gc) in discontinuous ground

The ground condition factor for discontinuous ground includes the *inherent* rock mass characteristics which have a significant influence on stability as well as the *external* stresses acting. It is expressed as:

$$Gc = RMi \cdot SL \cdot C \qquad \text{eq. (9)}$$

SL = the stress level factor, which expresses the contribution from the external forces acting across the joints in the rock masses surrounding the tunnel. A relatively high stress level will contribute to a 'tight structure' with increased shear strength along joints and, hence, increased stability. This has often been observed in deep tunnels. Conversely, a low stress level is unfavourable to stability. This effect is frequently seen in portals and tunnels near the surface where the low stress level often is an important cause of loosening and falls of blocks.

However, in a jointed rock mass containing a variable number of joints with different orientations, it is not possible to calculate and incorporate in a simple way the exact effect of the stresses. The Q-system uses a 'stress reduction factor' (SRF) for this effect. Similarly for RMi, a general stress level factor (SL) has been chosen as a very simple contribution of the stresses on the shear strength. As an increased stress level has a positive influence on the stability in discontinuous ground the stress level factor (SL) forms a multiplication factor. The ratings of SL in Table 8 are partly based on SL = 1/SRF.

The influence of joint water pressure is generally difficult to incorporate in a stress level factor. Often, the joints around the tunnel will drain the water in the rock volume nearest to the tunnel. Hence, the influence from ground water pressure on the effective stresses is limited. The *total stresses* have, therefore, been selected in Table 8. In some cases, however, where unfavourable joint orientations, combined with high ground water pressure, will reduce the stability by extra loading on key blocks, the stress level factor should be reduced as shown in Table 8.

TABLE 8 THE RATINGS OF THE STRESS LEVEL FACTOR (SL) (from Palmström, 1995)

Term	**Maximum stress** σ_1	**Approximate overburden** (valid for k =1)	**Stress level factor (SL)**[*]	
				average
Very low stress level (in portals etc.)	< 0.25 MPa	< 10 m	0 - 0.25	0.1
Low stress level	0.25 - 1 MPa	10 - 35 m	0.25 - 0.75	0.5
Moderate stress level	1 - 10 MPa	35 - 350 m	0.75 - 1.25	1.0
High stress level	> 10 MPa	> 350 m	1.25[**] - 2.0	1.5[**]

[*] In cases where ground water pressure is of importance for stability, it is suggested to:
- divide SL by 2.5 for moderate influence
- divide SL by 5 for major influence

[**] A high stress level may be unfavourable for stability of high walls, SL = 0.5 - 0.75 is suggested

C = a factor adjusting for the obvious greater stability of a vertical wall compared to a horizontal roof. Milne et al. (1992) have introduced a gravity adjustment factor to compensate for this.[9] Based on Milne et al. (1992) this factor is found from:

$$C = 5 - 4 \cos \theta \qquad \text{eq. (10)}$$

where θ = angle (dip) of the surface from horizontal. C = 1 for horizontal roofs, C = 5 for vertical walls.

Possible instability induced from high ground stresses.

As stated above, the experience shows that rock bursting is less developed in jointed rock than in massive rock at the same stress level. At depths where the stresses developed around the excavation may exceed the strength of the rock mass, both stress induced and structurally controlled failures may occur simultaneously.

Little information has, however, been found in the literature on this effect. Barton (1990) has experienced that *"if jointing is present in highly stressed rock, extensional strain and shear strain can be accommodated more readily and are partially dissipated."* The result is that stress problems under high stress levels are less in jointed rock than in massive rock. This has also been clearly shown in tunnels where de-stress blasting is carried out in the tunnel periphery with the purpose of developing additional cracking and in this way reducing the amount of rock bursting.

In moderately to slightly jointed rock masses subjected to high stress levels compared to the strength of intact rock, cracks may develop in the blocks and cause reduced stability from the loosening of fragments. This phenomenon has been observed by the author in the Thingbæk chalk mine in Denmark at σ_c = 1 to 3 MPa.

3.4.2 The size ratio

The size ratio includes the dimension of the blocks and the underground opening and is a representation of the geometrical conditions at the particular site. The size ratio for discontinuous (jointed) rock masses is expressed as:

$$Sr = (Dt / Db) (Co / Nj) \qquad \text{eq. (11)}$$

Dt = the diameter (span or wall height) of the tunnel, measured in m.

Db = the block diameter (in m) represented by the smallest dimension of the block which often corresponds to be the spacing of the main joint set. Db may roughly be found from eq. (4) or more roughly from $Db = \sqrt[3]{Vb}$. Often an *equivalent block diameter* is applied where joints do not delimit separate blocks (where less than 3 joint sets occur, see Appendix Section A7).

Nj = a factor representing the number of joint sets as an adjustment to Db in eq. (11) where more or less than three joint sets are present. As described by Barton et al. (1974), the degree of freedom determined by the *number of joint sets* significantly contributes to stability. The adjustment by Nj is found from the expression:

$$Nj = 3/n_j \qquad \text{eq. (12)}$$

where n_j = the number of joint sets, see Also Appendix, Section A7.
(n_j = 1 for one set; n_j = 1.5 for two sets plus random joints;
n_j = 2 for two sets, nj = 2.5 for two sets plus random; etc.)

---

[9] Similarly, Barton (1975) has applied a wall/roof adjustment factor of the Q-value. This factor depends, however, on the quality of the ground. It has a value of 5 for good quality (Q > 10), 2.5 for medium quality (Q = 0.1 - 10) and 1.0 for poor quality ground (Q < 0.1).

Co = an orientation factor representing the influence of the *orientation* of the joints encountered in the underground opening. Joints across the opening will have significantly less influence on the stability than parallel joints. The strike and dip in Table 9 are measured relative to the tunnel axis. Often, the orientation of the main joint set has the main influence and is applied.

TABLE 9 THE ORIENTATION FACTOR FOR JOINTS AND ZONES
(from Palmström, 1995, based on Bieniawski, 1984 and Milne et al., 1992).

IN WALL		IN ROOF	TERM	
for strike $> 30^\circ$	for strike $< 30^\circ$	for all strikes		Rating of Co
dip $< 20^\circ$	dip $< 20^\circ$	dip $> 45^\circ$	favourable	1
dip = 20 - 45°	dip = 20 - 45°	dip = 20 - 45°	fair	1.5
dip $> 45^\circ$	-	dip $< 20^\circ$	unfavourable	2
-	dip $> 45^\circ$	-	very unfavourable	3

3.5 Stability and rock support of faults and weakness zones

Weakness zones consist of rock masses having properties significantly poorer than those of the surrounding ground. Included in the term weakness zones are faults, zones or bands of weak rocks within strong rocks, etc. Weakness zones occur both geometrically and structurally as special types of rock masses. The following features of the zones are of main importance for stability:

1. The orientation and dimensions (width) of the zone.
2. Reduced stresses in the zone compared to the stresses in the surrounding rock masses.
3. The arching (or silo) effect from the ground surrounding the weakness zone.
4. The possible occurrence and effect of swelling, sloughing, or permeable materials in the zone. These aspects often depend on the geometry and the site conditions. They have, therefore, not been included in this general support method.

The composition of weakness zones and faults can be characterized by the RMi or by its parameters. The material in many weakness zones may be considered as a continuum when related to the size of the tunnel. However, the system presented for discontinuous (jointed) rock masses in Section 3.4 has been found to cover also many types of weakness zones for which the size ratio and the ground condition factor are adjusted for the zone parameters.

3.5.1 The ground condition factor for zones

As mentioned above, stability is influenced by the interaction of the properties of the zone and the properties of the adjacent rock mass, especially for small and medium sized zones. Palmström (1995) has presented a method of combining the conditions in the zone and in the adjacent rock masses in the following simplified expression, based on Löset (1990):

$$RMi_m = (10Tz^2 \cdot RMi_z + RMi_a)/(10Tz^2 + 1) \qquad \text{eq. (13)}$$

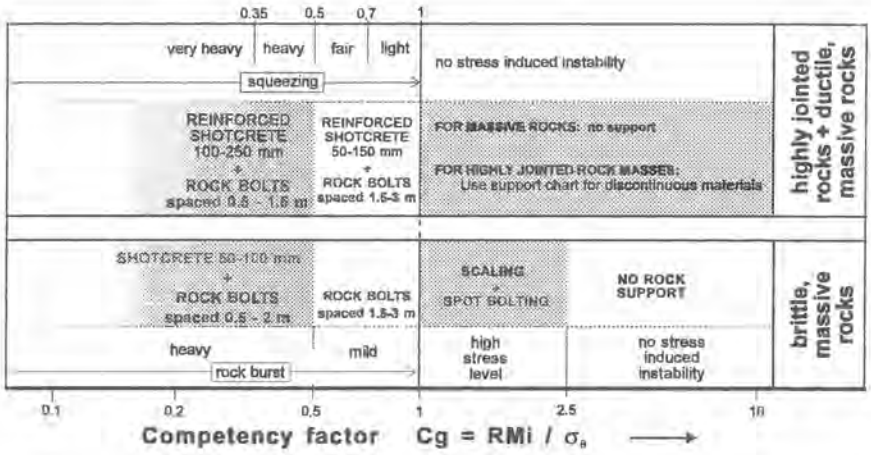
where Tz = the thickness of the zone in m; RMi_a refers to the weakness zone; RMi_z to the surrounding rock

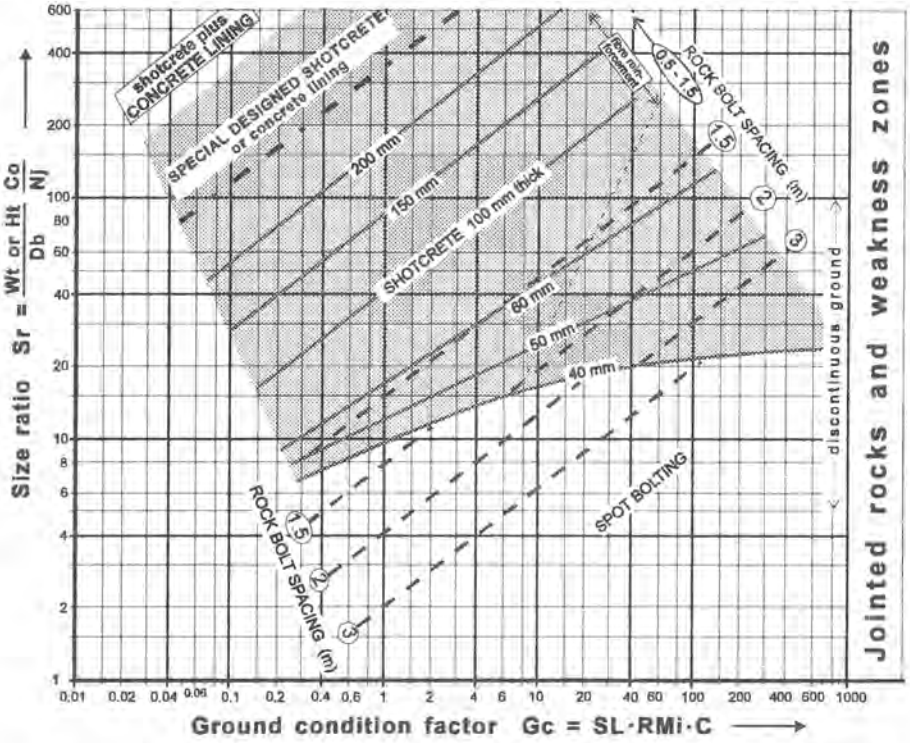
For larger zones the effect of stress reduction from arching is limited; the ground condition factor for such zones should therefore be that of the zone ($RMi_m \approx RMi_a$). This is assumed to take place for zones where Tz > 20 m as is found from eq. (13). Applying eq. (13) in eq. (9), a ground condition factor for weakness zones can be found similarly to that for discontinuous (jointed) rock masses:

$$Gc_z = SL \cdot RMi_m \cdot C \qquad \text{eq. (14)}$$

3.5.2 The size ratio for zones

As mentioned in the beginning of this section there is an arching effect in weakness zones with thickness less than approximately the diameter (span) of the tunnel. For such zones the size ratio in





For weakness zones:

$Sr_z = Tz \cdot Co_z / Db_z$ for zones where $Sr_z < Sr$ and $Tz < Wt$ or $Tz < Ht$ else $Sr_z = Sr$

$Gc_z = SL \cdot RMi_m \cdot C$ where $RMi_m = (10\,Tz^2 \cdot RMi_z + RMi_s) / (10\,Tz^2 + 1)$

Figure 6 Rock support chart. The chart for support in continuous ground is for tunnels with diameter Dt < 15 m. Note that the diagram for squeezing in particulate materials is based on limited amount of data. (from Palmström, 1995)

eq. (11) is adjusted for the zone ratio Tz/Dt to form the following size ratio for zones: [10]

$$Sr_z = (Co_z / Nj_z)(Tz / Db_z) \qquad \text{eq. (15)}$$

where Co_z = factor for the orientation of the zone with ratings as shown in Table 9
Db_z = the diameter of the representative blocks in the zone
Nj_z = the adjustment factor for joint sets in the zone similar to Nj in eq. (11)

Eq. (15) is valid is smaller than the diameter (span or height) of the tunnel. For thicker zones where Tz > Dt, eq. (11) should be applied.

3.6 Comments on the support chart

The support chart for *discontinuous* rock masses in Figure 8 covers most types of rock masses. It is worked out from the author's experience backed by description of 24 cases from Norwegian and Danish tunnels. The compressive strength of the rocks in these cases varies from 2 to 200 MPa and the degree of jointing from crushed to massive. Application of RMi in stability and support calculations over a two-year period suggests that the method works in practice.

Work still remains, however, to develop better support chart for continuous rock masses.

The required stability level and amount of rock support is determined from the use of the underground opening. The Q-system uses the ESR (excavation support ratio) as an adjustment of the span to include this aspect. From current practice in underground excavation, however, the author is of the opinion that it is difficult to include various requirements for stability and rock support in a single factor. For example, the roof in an underground power houses will probably never be left unsupported even in competent massive ground. Also, in large underground storage caverns in rock the roof is generally shotcreted before benching, because, in the 30 m high caverns, falls of even small fragments may be harmful to the workers. As a result of this, a chart should preferably be worked out for each main category of excavation. Alternatively, universal charts may be used to give the minimum rock support, subject to review of safety and other factors which may dictate enhanced support.

To simplify and limit the size of the support diagram $Vb = 10^{-6}$ m^3 (= 1 cm^3) has been chosen as the minimum block (or fragment) size. This means that where smaller particles than this (medium gravel size, see Table A1 in Appendix) occur, Vb = 1 cm^3 or block diameter Db ≈ 0.01 m shall be used.

Example 1
Information on the tunnel and the ground conditions:
A horseshoe shaped tunnel with 5 m span is located 200 m below the surface in a gneiss with average compressive strength σ_c = 150 MPa. It is cut by three joint sets with average spacings S1 = 0.2 m, S2 = 0.5 m and S3 = 0.6 m, i.e. the average block volume is Vb = 0.06 m^3.
The average joint characteristics are: slightly undulating, rough joints with fresh walls.
The 1 to 10 m long continuous joints cut the tunnel roof at a moderate (fair) angle.

Input values:
From Tables 1 - 3 in part 1 of this paper the following ratings are found: jR = 3, jA= 1, and jL = 1
The joint orientation factor is Co = 1.5 as seen in Table 9.
The stress level factor (for discontinuous ground) for this overburden is SL = 1 as seen in Table 8.
With 3 joint sets n_j = 3 the factor for the number of joint sets is Nj = 3/3 = 1.

[10] This ratio is applied provided $Tz / Db_{zone} < Dt / Db_{adjacent}$

Calculations:
From the joint condition factor $jC = jL \cdot jR/jA = 3$ the jointing parameter is $JP = 0.15$ (Figure 2 or eq. 2) which gives the rock mass index $RMi = 22.5$ (eq. 1)
As the block shape factor is $\beta = 39$ (eq. A5 or Figure A2), the block diameter is $Db = 0.26$ m (using eq. 4)
The continuity factor: CF = tunnel diam. / block diam. = 18.9, hence the ground is discontinuous with the following parameters:

- the ground condition factor for the roof $Gc = RMi \cdot SL \cdot C = 22.5$ (eq. 9)
- the size ratio for the roof $Sr = (Dt/Db)(Co/Nj) = 28.4$ (eq. 11)

Estimated rock support in roof:
The rock support according to Figure 6 is: shotcrete 40 - 50 mm thick and rock bolts spaced 2 m

Example 2
A vertical weakness zone is encountered in the same tunnel, crossing at 60° ($Co_z = 1$ for the roof as given in Table 9). The 2 m thick zone consists of crushed rock. The fresh rock pieces of gneiss (σ_c = 150 MPa) in the zone have an average volume of $Vb_z = 0.01$ dm^3 = 0.00001 m^3.
The smooth, short, and continuous joints in the zone have coating of clay, i.e. $jC_z = jR \cdot jL / jA = 1 \cdot 2 / 4 = 0.5$
With 3 joint sets and some random joints in the zone ($n_j = 3.5$) the factor for the number of joint sets is $Nj_z = 3/3.5 = 0.86$ (eq. 12).

Calculations of the RMi parameters for weakness zone:
The jointing parameter in the zone is $JP_z = 0.001$ (eq. 2)
The Rock Mass index in the zone is $RMi_z = 0.16$ (eq. 1)
The combined Rock Mass index is $RMi_m = 0.7$ (eq. 13)
With assumed block shape factor $\beta = 40$ the equivalent block diameter is $Db_z = 0.015$ m (eq. 4)
From the data above the following parameters are found for the zone:

- the ground condition factor for the roof $Gc_z = 0.7$ (eq. 14)
- the size ratio for the roof $Sr_z = 160.4$ (eq. 15)

Estimated rock support in the weakness zone:
The rock support according to Figure 6 is: 200 mm thick fibre reinforced shotcrete and rock bolts spaced 0.5 - 1.5 m.

4 DISCUSSION

The RMi system has been worked out to cover as many type of ground as possible. Consequently, the many expressions presented may at first seem complicated. Normally, at site only a few of the parameters or factors vary. Thus the work required to use the system in practice is limited after the main principles have been learned. By using a computer spreadsheet in the calculations much work can be saved.

4.1 Comments on the application of RMi in stability and rock support

It is not possible to include all the factors which may affect the stability of an underground excavation in a single practical method which assesses the stability and evaluates rock support. Therefore, only the dominant factors have been selected in the RMi method for rock support. On other factors which influence the stability in underground openings, the following comments are made:

- The effect from *swelling* of some rocks and of some gouge or filling material in seams and faults, has not been included.[11] The swelling effect is dominated by local conditions and should preferably be linked to a specific design carried out for the actual site conditions.
- The *long-term* effects must be evaluated in each case from the actual site conditions. These effects may be creep effects, durability (slaking etc.), and access to and influence of water.
- There are also other aspects which should be evaluated separately. They include safety requirements, vibrations from earthquakes or from nearby blasting and other disturbances from the activity of man.

In *continuous* ground the effect of ground water can be included in the effective stresses applied to calculate the tangential stresses set up in the rock masses surrounding the underground opening. In *discontinuous* ground the direct effect of ground water is often small, hence this feature has not been generally included. However, the stress level factor may be adjusted where water pressure has a marked influence on stability.

The block volume (Vb) is the most important parameter applied in the support charts, as it determines the continuity of the ground, i.e. whether it is continuous or not. In discontinuous ground Vb is included both in the ground condition factor and in the size ratio. Great care should, therefore, be taken when this parameter is determined. Where less than three joint sets occur, defined blocks are not formed. In these cases, methods have been given in the appendix to assess an equivalent block volume. An additional problem is to indicate methods to characterize the variations in block size. Therefore, engineering calculations should generally be based on a variation range.
The various excavation techniques used may disturb and to some degree change the rock mass conditions. Especially, excavation by blasting tends to develop new cracks around the opening. This will cause that the size of the original blocks to be reduced, which will cause an increase of the size ratio (Sr) and a reduction of the ground condition factor (Gc). Knowing or estimating the change in block volume caused by the excavation, the adjusted values for (Sr) and (Gc) can be calculated readily and thus the impact from excavation in the assessments of rock support can be included.

The uniaxial compressive strength (σ_c) of the rock can, especially for support assessments of discontinuous (jointed) rock masses, often be found with sufficient accuracy from simple field tests, or from the rock type using standard strength tables in textbooks.

The structure of RMi and its use in rock support engineering allows for accurate calculations where high quality data are available. For the following 'common' conditions for the joint characteristics and a 'normal' hard rock, simplified expressions for the ground condition factor (Gc) and the size ratio (Sr) can be applied when rough support estimates are sufficient. Such ground features may be:

- $RMi = 40\sqrt[3]{Vb}$ (for $\sigma_c = 160$ MPa),
- planar, slightly rough joints of medium length (joint condition factor jC = 1.75),
- three joint sets ($Nj = 3/n_j = 1$),
- the block shape factor $\beta = 40$,
- fair joint orientation (Co = 1.5), and
- moderate stress level (SL = 1).

Applying these data in eqs. (9) and (11), the following expressions may be used to find the amount of support in Figure 6:

---

[11] The influence from weakening and loss of friction in swelling clays is, however, included in the joint alteration factor (jA) as input to the joint condition factor (jC) in the RMi.

- The ground condition factor: for roof $Gc = 0.25\ \sigma_c \cdot \sqrt[3]{Vb}$ eq. (16)
  for walls $Gc = 1.25\ \sigma_c \cdot \sqrt[3]{Vb}$ eq. (17)
- The size ratio: for roof $Sr = Wt / \sqrt[3]{Vb}$ eq. (18)
  for walls $Sr = Ht / \sqrt[3]{Vb}$ eq. (19)

where Wt = width (span) and Ht = (wall) height of the tunnel

As this only requires input from the block volume, support estimates can quickly be carried out.

The support method has a flexible structure and can be tailored to the actual ground by selecting the appropriate parameters. In this way, the method for evaluation of support can be simplified for the actual case. As mathematical expressions have been given for all parameters and factors, the method can preferably be worked into a computer spreadsheet.

Descriptions and collection of input data require, however, involvement of experienced persons, as is the case for most rock engineering projects.

What is new in the RMi support method?

The method using RMi to determine rock support differs from the existing classification systems for support. While previous methods combine all the selected parameters to directly arrive at a quality or rating for the ground conditions, the RMi method applies an index (RMi) to characterize the properties of the material, i.e. the rock mass. This index is then applied as input to determine the ground quality.

The way the ground is divided into continuous and discontinuous materials is new in the RMi support method. The different influence from the rock stresses is, however, reflected for the two types of ground. For continuous ground the magnitude of the tangential stresses (σ_θ) set up in the ground surrounding the opening is applied, while for discontinuous ground an average stress level factor (SL) has been selected.

The introduction of the size ratio (tunnel size/block size for discontinuous ground) is also a new feature.

The application of the RMi in rock support involves a more systematic collection and application of the geological input data. RMi also makes use of a clearer definition of the different types of ground. It probably covers a wider range of ground conditions and includes more variables than the two main support classification systems, the RMR and the Q-system.

4.2 Benefits and limitations of the RMi

Some of the benefits of the RMi system are:

- It *will give significant improvements in the use of geological input data*
  This is mainly achieved by its systematic use of well defined parameters in which the three-dimensional character of rock masses is represented by the block volume.
- *It can easily be used for rough estimates when limited information is available on the ground conditions.*
  For example, in early stages of a project where rough estimates are sufficient, eq. (2a) can be applied.
- *It is well suited for comparisons and exchange of knowledge between different locations.*
  In this way it may contribute to improved communication between people involved in rock engineering and design.
- *It covers a wide spectrum of rock mass variation.*
  It therefore has possibilities for wider applications than other rock mass classification and characterization systems of today.

Any attempt to mathematically express the variable structure and properties of jointed rock masses in a general failure criterion, may result in complex expressions. By restricting the RMi to uniaxial

compressive strength only, it has been possible to arrive at the relatively simple expressions in eqs. (1) and (2). Because simplicity has been preferred in the structure as well as in the selection of parameters in RMi, it is clear that such an index may result in inaccuracy and limitations.

Acknowledgement
This paper is part of the Ph.D. thesis titled "RMi - A rock mass characterization system for rock engineering purposes" which has been worked out at the University of Oslo, Norway. The funding by the Norway Research Council (NFR) has made this work possible. I am most grateful for all support from the Norwegian Geotechnical Institute during my studies and to Ole Berthelsen for valuable comments.

7 REFERENCES

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. (1990):
Scale effects or sampling bias? Proc. Int. Workshop Scale Effects in Rock Masses, Balkema Publ., Rotterdam, pp. 31-55.

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. (1984):
Rock mechanics design in mining and tunneling. A.A. Balkema, Rotterdam, 272 pp.

Brekke T.L. and Howard T.R. (1972):
Stability problems caused by seams and faults. Rapid Tunneling & Excavation Conference, 1972, pp. 25-41.

Deere D.U., Peck R.B., Monsees J.E. and Schmidt B. (1969):
Design of tunnel liners and support system. Office of high speed ground transportation, U.S. Department of transportation. PB 183799.

Grimstad E. and Barton N. (1993):
Updating the Q-system for NMT. Proc. Int. Symp. on Sprayed Concrete, Fagernes, Norway 1993, Norwegian Concrete Association, Oslo, 20 pp.

Hoek E. and Brown E.T. (1980):
Underground excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy, London 1980, 527 pp.

Hoek, E. (1983):
Strength of jointed rock masses. The Rankine Lecture 1983, Geotechnique 33, no 3 pp 187-223.

Löset F. (1990):
Use of the Q-method for securing small weakness zones and temporary support. (in Norwegian) Norwegian Geotechnical Institute, internal report No. 548140-1, 40 pp.

Matula M. and Holzer R. (1978):
Engineering topology of rock masses. Proc. of Felsmekanik Kolloquium, Grundlagen und Andwendung der Felsmekanik, Karlsruhe, Germany, 1978, pp. 107-121.

Merritt A.H. and Baecher G.B. (1981):
Site characterization in rock engineering. 22nd U.S. Symp. on Rock Mechanics, pp. 49-66.

Milne D., Germain P. and Potvin Y. (1992):
Measurement of rock mass properties for mine design. Proc. Int. Conf. Eurock '92, Thomas Telford, London, pp. 245-250.

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.

Nieto A.S. (1983):
Some geologic factors in the location, design and construction of large underground chambers in rock. Proc. Rapid Excavation & Tunneling Conf. AIME 1983, pp. 569-596.

Patching T.H. and Coates D.F. (1968):
A recommended rock classification for rock mechanics purposes. CIM Bull., Oct. 1968, pp. 1195-1197.

Piteau D.R. (1970):
Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines, Johannesburg, South Africa, 1970, pp. 33-53.

Palmström, A. (1982):
The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of jointing. Proc. IV Int. Congr. IAEG, New Delhi, 1982, pp V.221-V.228.

Palmström A. (1995):
RMi - A for rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.D. thesis, University of Oslo, Norway, 400 pp.

Palmström A. (1996a):
Characterizing rock masses by the RMi for use in practical rock engineering. Part 1: The development of the Rock Mass index (RMi). Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 11, No. 2, pp. 175 - 188.

Palmström A. (1996b):
Characterizing rock masses by the RMi for use in practical rock engineering. Part 2: Some practical applications of the Rock Mass index (RMi). Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 11, No. 3, pp. 287 - 303.

Russenes B.F. (1974):
Analysis of rock spalling for tunnels in steep valley sides (in Norwegian). M.Sc. thesis, Norwegian Institute of Technology, Dept. of Geology, 247 pp.

Selmer-Olsen R. (1964):
Geology and engineering geology. (in Norwegian) Tapir publishers, Trondheim, Norway, 409 pp.

Serafim J.L. and Pereira J.P. (1983):
Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski. Int. Symp. on Engn. Geol. and Underground Constr., Lisbon.

Ward W.H. (1978):
Ground supports for tunnels in weak rocks. The Rankine Lecture. Geotechnique 28, No. 2, pp. 133-171.

Wagner H. (1987):
Design and support of underground excavations in highly stressed rock. Proc. 6th ISRM Congr., Montreal; Keynote paper Vol. 3.

APPENDIX
METHODS AND CORRELATIONS TO DETERMINE THE BLOCK VOLUME

A1 Introduction

The block size is usually the most important factor in the RMi. Consequently, the accuracy of this measure has a significant impact on the quality of the RMi. This appendix presents methods to determine the block volume from various types of jointing observations and measurements. A summary of these methods is shown in Figure A1. A classification of the block size for rock massess and the particle size for soils is presented in Table A1.

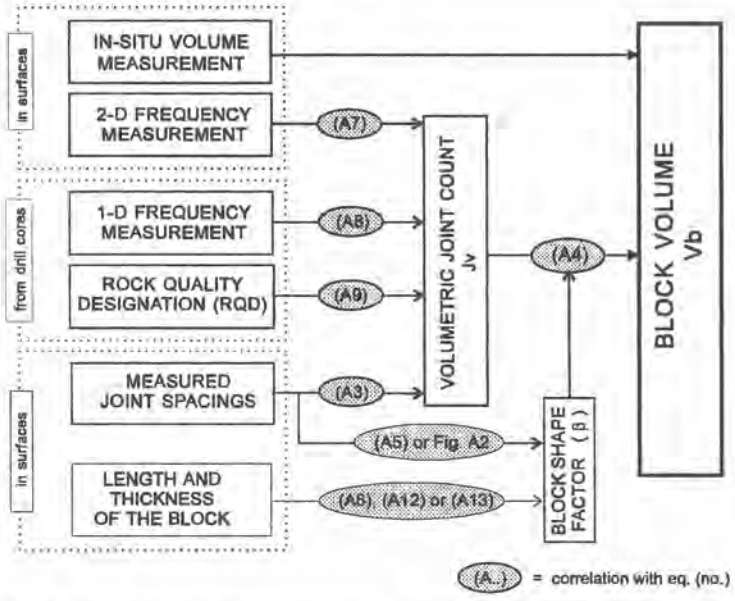


Figure A1 Summary of correlations presented in this Appendix to estimate the block volume from various types of joint density measurements (based on Palmström, 1995)

TABLE A1 CLASSIFICATION OF BLOCK VOLUME RELATED TO PARTICLE SIZE FOR SOILS From Palmström (1995)

TERM FOR DENSITY OF JOINTS	TERM FOR BLOCK SIZE	Block volume*) (Vb)	TERM FOR SOIL PARTICLE	Approximate particle volume*)
			Coarse sand	0.1 - 5 mm^3
			Fine gravel	5 - 100 mm^3
Extremely high	Extremely small	< 10 cm^3	Medium gravel	0.1 - 5 cm^3
Very high	Very small	10 - 200 cm^3	Coarse gravel	5 - 100 cm^3
High	Small	0.2 - 10 dm^3	Cobbles	0.1 - 5 dm^3
Moderate	Moderate	10 - 200 dm^3	Boulders	5 - 100 dm^3
Low	Large	0.2 - 10 m^3	Blocks	> 0.1 m^3
Very low	Very large	10 - 200 m^3		
Extremely low	Extremely large	> 200 m^3		

*) $Vb = 0.58\ Db^3$ has been applied in the correlation between particle diameter and particle or block volume.

If less than 3 joint sets occur, defined blocks may not be found. However, in many cases the presence of random joints or other weakness planes may contribute to defining blocks. Where the jointing is irregular, or many of the joints are discontinuous, it can sometimes be difficult to recognize the actual size and shape of individual blocks. Thus, from time to time the block size and shape therefore have to be determined using a simplification where an *equivalent block volume* is used as is described in Section A7.

Especially where irregular jointing occurs, it is time-consuming to measure all (random) joints in a joint survey. In such cases, as well as for other jointing patterns, it is often much quicker - and also more accurate - to measure the block volume directly in the field.

A2 Block volume found from joint spacings

The terms *joint spacing* and *average joint spacing* are often used in the description of rock masses. Joint spacing is the distance between individual joints within a joint set. Where more than one set occurs, this measurement is, in the case of surface observations, often given as the average of the spacings for these sets.
There is often some uncertainty as to how this average value is found; for instance, the average spacing for the following 3 joint sets having spacings S1 = 1 m, S2 = 0.5 m, and S3 = 0.2 m is Sa = 0.125 m, and not 0.85 m which initially may seem appropriate.[12]

As the term 'joint spacing' does not indicate what it includes, it is frequently difficult to determine whether a 'joint spacing' referred to in the literature represents the true joint spacing. Thus, there is often much confusion related to joint spacing recordings.

Where three regular joint sets occur, the block volume can easily be found from the joint spacings as

$$Vb = \frac{S1 \cdot S2 \cdot S3}{\sin\gamma 1 \cdot \sin\gamma 2 \cdot \sin\gamma 3} = \frac{Vb_o}{\sin\gamma 1 \cdot \sin\gamma 2 \cdot \sin\gamma 3} \qquad \text{eq. (A1)}$$

where $\gamma 1, \gamma 2, \gamma 3$ are the angles between the joint sets, and
S1, S2, S3 are the spacings between the individual joints in each set.
Vb_o is the block volume in cases where joints intersect at right angles.

For a rhombohedral block with two angles between 45° and 60°, two between 135° and 150° and the last two being 90°, the volume will be between $Vb = 1.3\ Vb_o$ and $2\ Vb_o$. Compared to the variations caused by the joint spacings, the effect from the intersection angle between joint sets is relatively small.

A3 Block volume calculated from the volumetric joint count

The volumetric joint count (Jv) has been described by Palmström (1982, 1985, 1986) and Sen and Eissa (1991, 1992). It is a measure of the number of joints within a unit volume of rock mass, defined by

$$Jv = \Sigma\ (1/S_i) \qquad \text{eq. (A2)}$$

where S_i = the joint spacing in metres for the each joint set *i*.

Also random joints can be included by assuming a random spacing for each of these. Experience indicates that this can be set to Sr = 5 m; thus, the volumetric joint count can be generally expressed as

$$Jv = \Sigma\ (1/S_i) + Nr/5 \qquad \text{eq. (A3)}$$

where Nr = the number of random joints. A more accurate determination of Nr has been shown by Palmström (1995).

---

[12] The average spacing is found from $1/Sa = 1/S1 + 1/S2 + 1/S3$

Since both the volumetric joint count (Jv) and the size of blocks in a rock mass vary according to the degree of jointing, there is a correlation between them (Palmström, 1982). Jv varies with the joint spacings, while the block size also depends on the type of block. A correlation between the two parameters has therefore to contain adjustment factor for the block shape in addition to the angle between the joint sets, as shown by Palmström (1995):

$$Vb = \beta \cdot Jv^{-3} \frac{1}{\sin\gamma 1 \cdot \sin\gamma 2 \cdot \sin\gamma 3} \qquad \text{eq. (A4)}$$

where $\gamma 1$, $\gamma 2$, and $\gamma 3$ are the angles between the joint sets.

The factor β is expressed as

$$\beta = \frac{(\alpha 2 + \alpha 2 \cdot \alpha 3 + \alpha 3)^3}{(\alpha 2 \cdot \alpha 3)^2} \qquad \text{eq. (A5)}$$

where $\alpha 2$ = S2/S1 and $\alpha 3$ = S3/S1

In cases where all angles between the block faces are 90°, eq. (A4) is given as

$$Vb_o = \beta \cdot Jv^{-3} \qquad \text{eq. (A4a)}$$

As β depends mainly on the differences between the joint set spacings, it has been named the *block shape factor* as further described in Section A4.

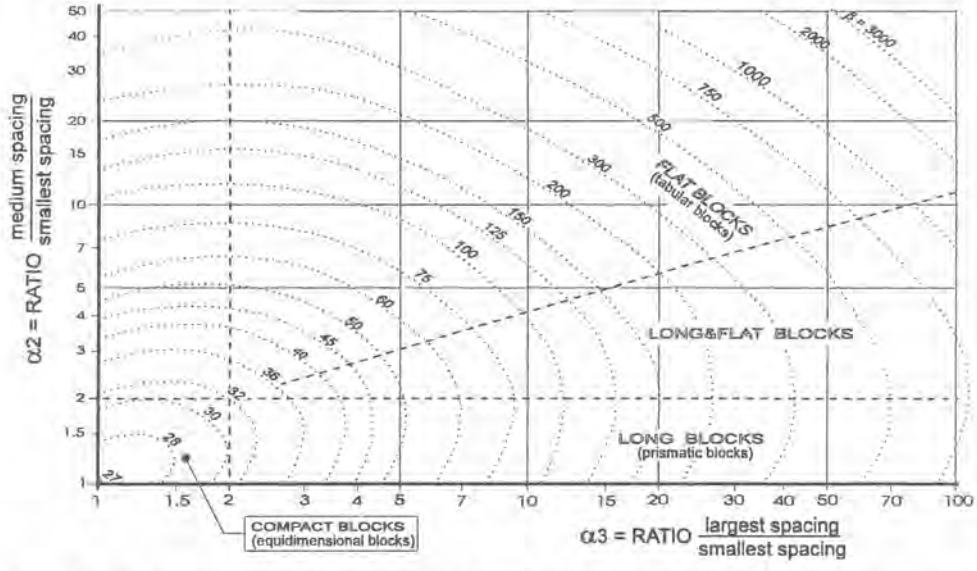


Figure A2 Block types characterized by the block shape factor (β) found from the ratio between spacings of the joint sets. The data are based on 3 joint sets intersecting at right angles (from Palmström, 1995).
Example: For $\alpha 2 = 4$ and $\alpha 3 = 15$, $\beta = 135$.

By definition the volumetric joint count (Jv) takes into account in an unambiguous way all the occurring joints in a rock mass. It is, therefore, often appropriate to use Jv in the correlation between joint frequency measurements and block volume estimates as shown by Palmström (1982 and 1995). Important here is the block shape factor β which is included in all equations to estimate the block volume. Where β is not known, it is recommended to use a 'common' value of $\beta = 40$.

A4 Block types and shapes

The *type and shape* of blocks are determined by:

- the number of joint sets;
- the differences in joint spacings; and
- the angles between the joints or joint sets.

For a rock mass with 3 joint sets intersecting at right angles the values of β are given Figure A2. The descriptive terms applied by Palmström (1995) are also shown in in this figure. For β = 27 to 32 the block term 'compact' has been introduced to include cubical, equidimensional, blocky and other existing terms for blocks not being long or flat.

The use of Figure A2 requires the presence of 3 joint sets. As blocks often have more than six faces or have irregular shape, it can be difficult to estimate β. Therefore, the following simplified method to estimate β has been developed by Palmström (1995), in which the longest and shortest dimension of the block are applied:

$$\beta = 20 + 7\, a3/a1 = 20 + 7\, \alpha 3 \qquad \text{eq. (A6)}$$

where a3 and a1 are the longest and shortest dimension of the block.

The evaluations made by Palmström (1995) have shown that eq. (A6) covers most types of blocks (where $\beta < 1000$) within reasonable accuracy ($\pm$ 25%). For very flat to extremely flat blocks eq. (A6) has limited accuracy.

A5 Block volume found from joint frequency measurements

When the frequency is given for each joint set, it is possible to find the block volume directly. In other cases, when an 'average frequency' is given, it is uncertain whether this frequency value refers to one-, two- or three-dimensional measurements; hence no accurate correlation can be presented. The use of joint frequency measurements presented in the following are similar to the joint spacing measurements shown in Section A2.

A5.1 From 2-D joint frequency measurements on an area or surface

The correlation between 2-D measurements of the joint density in a rock surface and the 3-D frequency values (given as Jv) can be done using the empirical expression

$$Jv = Na \cdot ka \qquad \text{eq. (A7)}$$

where ka = a correlation factor, which varies mainly between 1 and 2.5 with an average value ka = 1.5 as shown by Palmström (1995). It has its highest value where the observation plane is parallel to the main joint set.

A5.2 From 1-D jointing frequency measurements along a scanline or drill core

This is a record of the joint frequency along a borehole or a scanline given as the number of joints intersecting a certain length. As in other core logging methods, it is important to measure the joints in sections along the line or core which shows similar joint frequency. At the start of the logging it is rational to divide the length into such sections.

The correlation between 1-D joint frequency observations in drill holes (or scanlines) and volumetric 3-D frequency (Jv) can be done using an expression similar to eq. (A-10). The joint frequency, given as the number of joints per metre, can be expressed as:

$$Jv = Nl \cdot kl \qquad \text{eq. (A8)}$$

where kl = a correlation factor, which varies between 1.25 and 6, with an average value kl = 2. Palmström (1995) has shown that there is a rather poor correlation between Jv and Nl.

A6 A correlation between RQD and the volumetric joint count (Jv)

It is not possible to obtain good correlations between RQD and Jv or between RQD and other measurements of jointing. Palmström (1982) presented the following simple expression:

$$RQD = 115 - 3.3\ Jv \qquad \text{eq. (A9)}$$

Here RQD = 0 for Jv > 35, and RQD = 100 for Jv < 4.5

Especially where many of the core pieces have lengths around 0.1 m, the correlation above may inaccurate. However, when RQD is the only joint data available, eq. (A9) has been found to be the best simple transition from RQD via Jv to block volume.

A7 Methods to find an equivalent block volume where joints do not delimit blocks

According to Section A1, a minimum of three joint sets in different directions are theoretically necessary to delimit blocks in a rock mass. There are, however, cases with irregular jointing where blocks are formed mainly from random joints, and other cases where the blocks are delimited by one or two joint sets and additional random joints. In cases where the jointing is composed of one or two joint sets with no or few random joints, the joints do not define individual blocks. In such cases an *equivalent block volume* is used in the calculations. Such block volume may be found from one of the following methods:

1. Where only *one joint set* occurs, the equivalent block volume may be considered to be similar to the area of the joint plane [13] multiplied by distance between the two joints:

$$Vb = L^2 \cdot S \qquad \text{eq. (A10)}$$

Here L = the joint length, and
S = the spacing between the joints. For long joints, for which the length is often difficult to measure, it is often sufficiently accurate to use a length L = 4 m.

(Example: For foliation partings with lengths L = 0.5 m to 2 m and joint spacing S = 0.2 m, the equivalent block volume will vary between $Vb = S \cdot L^2 = 0.2 \cdot 0.5^2 = 0.05\ m^3$ and $Vb = 0.2 \cdot 2^2 = 0.8\ m^3$)

A more accurate method for short joints is described in method no. 4

2. For *two joint sets* the spacing for the two sets (S1 and S2) and the length (L) of the joints can be applied: $Vb = S1 \cdot S2 \cdot L$ eq. (A11)

3. For most cases the equivalent block volume can be found from eq. (A4a) which requires input from the block shape factor (β). [14] β can be estimated from eq. (A6). A more accurate estimate of β where less than three sets occur, can be found from the following expression:

---

[13] Here is assumed that the joint plane is circular, i.e. $A = \pi \cdot L^2/4 \approx L^2$

[14] As the volumetric joint count can be measured also where joints do not delimit defined blocks, this approach can be applied where few joints sets are found.

$$\beta = 20 + 7\,(S_{max}/S_{min})(3/n_j) = 20 + 21(S_{max}/S_{min}\cdot n_j) \qquad \text{eq. (A12)}$$

where S_{max} and S_{min} are the largest and smallest joint spacing respectively
n_j is an ajustment factor for the number of joint sets with ratings given as:

1 joint set only	n_j = 1
1 joint set + random joints	1.5
2 joint sets	2
2 joint sets + random joints	2.5
3 joint sets	3
3 joint sets + random joints	3.5

4. For small discontinuities (fissures, partings and small joints) for which the lengths can be measured or easily estimated, the ratio length/spacing = L/S can be applied in eq. (A12):

$$\beta = 20 + 21\,L/(S\cdot n_j) \qquad \text{eq. (A13)}$$

Example

For one joint set (n_j = 1) spaced at S1 = 0.2 m having an average joint length L1 = 2 m, the block shape factor according to eq. (A13) is $\beta = 20 + 21\,L1/(S1\cdot n_j) = 230$.
The volumetric joint count for this set is $Jv = 1/S1 = 5$. This gives $Vb = \beta \cdot Jv^{-3} = 1.84\ m^3$
(For a defined block limited by 3 joints sets crossing at right angles with spacings equal to S1, L1, and L1, the volume is $Vb = 0.2 \cdot 2 \cdot 2 = 0.8\ m^3$)

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

BERGMEKANISKE BEREGNINGER SAMT INSTRUMENTERING OG MÅLINGER I TASTAVARDEN - EN FJELLHALL MED 27 M SPENN I FYLLITT

ROCK MECHANICAL ANALYSES AND INSTRUMENTATION IN THE TASTAVARDEN ROCK CAVERN - AN UNDERGROUND FACILITY FOR PUBLIC USE WITH 27 M SPAN IN PHYLLITE

Bergingeniør Karl Gunnar Holter, Selmer ASA
Sivilingeniør Morten Lund, Berdal Strømme AS

Sammendrag

Tastavarden fjellhall er et idrettsanlegg i fjell med håndballbane og garderobe. Anlegget omfatter to fjellhaller med spenn på 15 og 27 m og lengde 44 m. Anlegget ligger i fyllitt.

I forbindelse med byggingen er det utført numeriske beregninger før og etter utsprengning, samt et relativt omfattende bergmekanisk måleprogram. Det bergmekaniske måleprogrammet omfattet in-situ bergspenningsmålinger, ekstensometer fra dagen og under jord, instrumenterte sikringsbolter for måling av lastopptak og deformasjonsmålinger med tape-ekstensometer.

Vurderingene som ble gjort om stabilitets- og sikringsforhold før bygging tilsa et tungt nivå for fjellsikring basert på relativt konservative forutsetninger. Målingene som ble utført under, driving viste at spenningsforholdene og bergets deformasjonsegenskaper var en del gunstigere enn antatt. Det ble derfor besluttet et nivå for fjellsikring som var betydelig lettere enn det som opprinnelig var forutsatt. Under drivingen ble det fulgt opp med deformasjonsmålinger i anlegget som viste at den utførte sikringskonstruksjonen gav et stabilt anlegg.

De numeriske beregningene er utført både før og etter driving i form av endelig element analyse i programmet ABAQUS. Modellen er to-dimensjonal og tar hensyn til både lineær og ikke-lineær elastisitet. Det er benyttet en opsjon i programmet for oppsprukket materiale der sprekkenes retning og friksjonskoeffisient er lagt inn. Modellforsøkene ble brukt til å justere sikringsnivået i anlegget. Resultatene var i samsvar med de målte verdiene for deformasjoner i berggrunnen og lastopptak i sikringsbolter.

Summary

The recently completed Tastavarden rock cavern is an underground sports facility. The facility comprises two caverns in phyllite with spans of 15 and 27 m, both with lengths of 44 m.

Finite element numerical analyses have been performed prior to and during the excavation of the caverns. Rock mechanical measurements and instrumentation during the excavation comprise 3D in-situ rock stress measurements, extensometer measurements from the surface and underground, convergence measurements with tape extensometer and rock bolts equipped with strain gauges for measurements of support loads.

The design of the support of the caverns prior to the excavation was based on a rock stress state induced by gravity in addtion to detailed data on rock types and jointing. The design lead to a rather heavy level of support based on conservative assumptions on the rock stress state. The measurements performed after the commencement of excavation revealed significantly higher principal stresses with favourable orientations. The level of rock support was therefore redesigned to a lighter level, accounting for the contribution from higher tangential stresses than first anticipated. Measurements of deformations and rock bolt loads were used to verify the stability of the cavern.

Finite element analyses were performed in the model ABAQUS with a jointed material option. The model is two-dimentional and considers both linear and non-linear elasticity. The orientation and angles of friction of the joints are input parametres. The obtained values for deformation and support loads from the numerical analyses were in accordance with the in-situ measured deformations and loads.

Innledning, bakgrunn og motivasjon

Tastavarden fjellhall er bygd som kombinert håndballbane og tilfluktsrom. Byggherre er Stavanger kommune med Berdal Strømme AS som rådgiver på ingeniørgeologi, anleggsteknikk og byggeteknikk. Anlegget bygges av Selmer ASA med en enhetspriskontrakt etter NS 3420.

Anlegget består av en håndballbanehall med lengde 44 m og bredde 27 m, en garderobehall med lengde 44 m og bredde 15 m, samt tunneler for hovedadkomst og nødutgang. Driving ble påbegynt i januar 1996 og avsluttet i juli 1996.

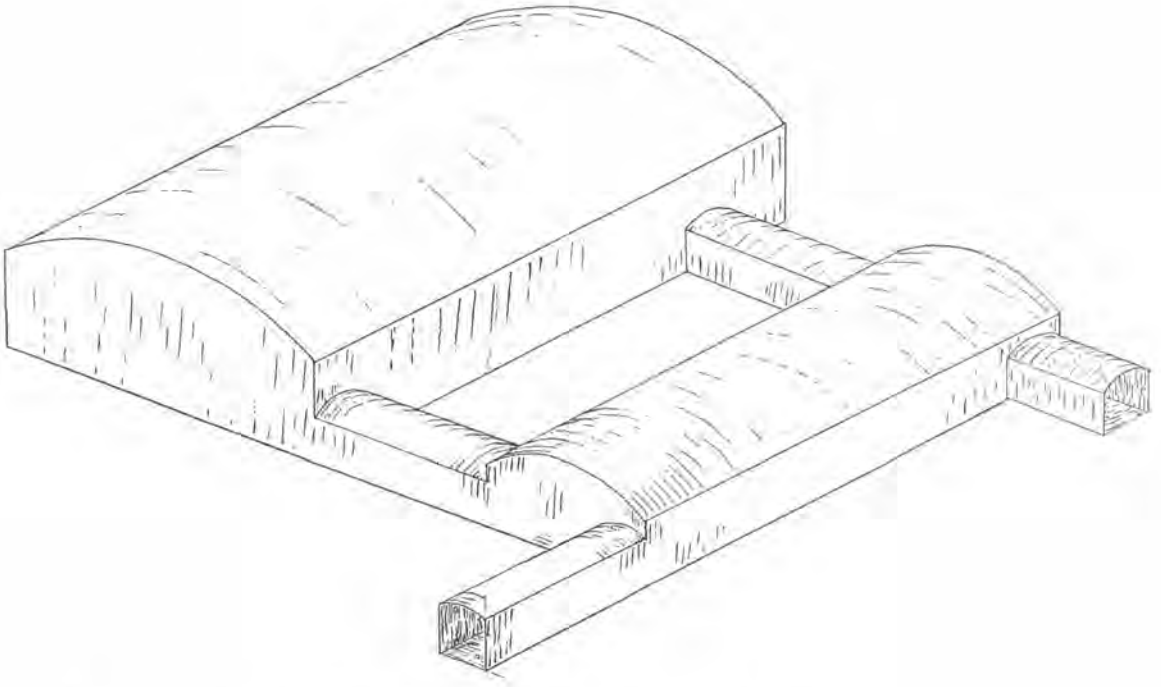
Det ble avgjort av byggherren at de bergmekaniske forholdene skulle dokumenteres i form av ulike typer målinger. Det var beskrevet et relativt omfattende bergmekanisk måleopplegg i anbudet som inkluderte *in-situ* 3D bergspenningsmålinger, ekstensometermålinger i dagen og under jord, konvergensmålinger, samt instrumenterte sikringsbolter for måling av lastopptak.

Selmer ASA sto for utførelse, montering og oppfølging av instrumentering og målinger. Bistand til utførelse av spenningsmålinger og montering av ekstensometere ble innhentet fra SINTEF Bygg- og miljøteknikk, avd. bergteknikk.

Resultatene fra de bergmekaniske målingene og modellforsøkene utgjør et interessant materiale for kontroll og justering av prosjekteringsunderlaget for en fjellhall av denne typen.

Beskrivelse av anlegget

Anlegget ligger ved Tasta ca 10 km nordvest for Stavanger sentrum og består av to fjellhaller, samt tunneler for hovedadkomst og nødutgang. De to fjellhallene har lengde 44 m og spenn på 15 og 27 m for hhv. garderobe og håndballbane. Anlegget har også funksjon som tilfluktsrom. Figur 1 nedenfor viser en 3D tegning av anlegget.

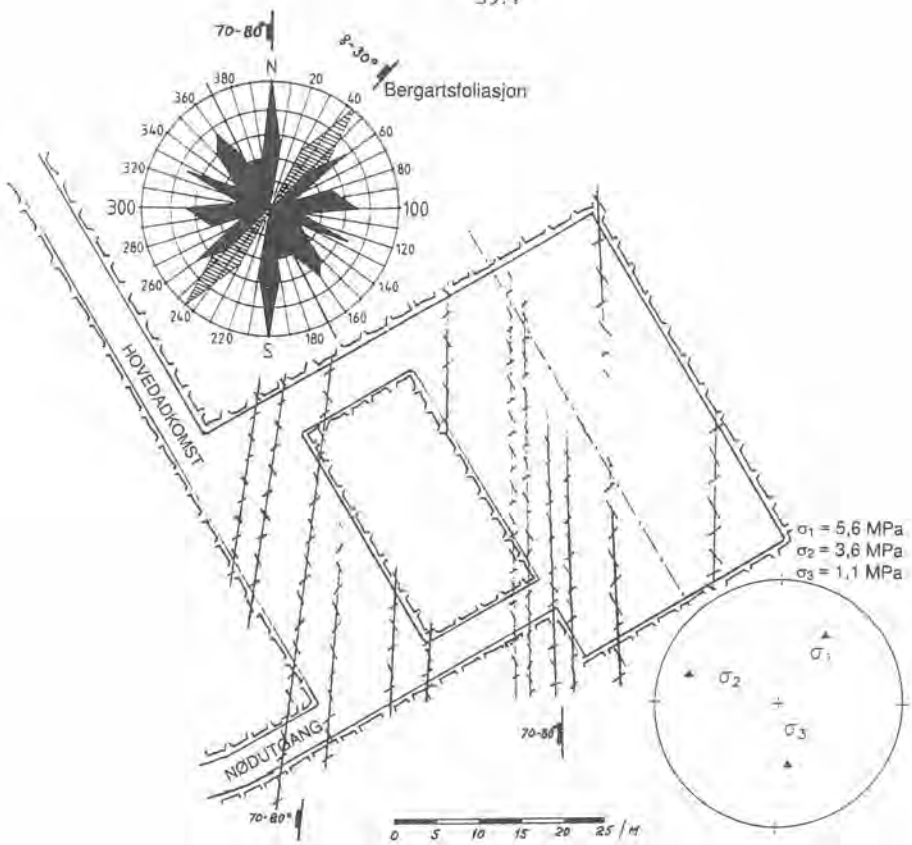


Figur 1. Oversikt over Tastavarden fjellhall; garderobe og håndballbane.

Anlegget er lagt i den oppstikkende fjellkollen Tastavarden, som når opp til ca. 80 m.o.h. Berggrunnen i kollen består av en mørk grågrønn og finkornet fyllitt med endel kvartslinser. Foliasjonen har en småfoldet karakter der svakhetsflatene er tydelig utviklet til en stenglig kløv og enkelte lite gjennomsettende sprekker. Sprekkene har krumme flater og belegg av glimmer, kloritt og noe leire.

I tillegg til foliasjonen er det i hovedsak utviklet ett markert sprekkesett i anlegget. Dette har orientering N10-20°Ø og fall 70-80° mot VNV. Plan av anlegget med inntegnede ingeniørgeologiske forhold er vist i figur 2 nedenfor.

Det forekommer ingen svakhetssoner i området for anlegget. Det var ventet lave horisontale spenninger i den oppstikkende kollen som anlegget er plassert i.



Figur 2. Plan av anlegget med ingeniørgeologiske forhold. Markerte gjennomsettende sprekker er spesielt vist.

Grunnlag for plassering

Sivilforsvarets "Forskrifter om Tilfluktsrom" er lagt til grunn for overdekning for hallene. Denne sier at overdekningen skal være mer enn bredden av den største hallen, her 27 m. Hallenes orientering er geologisk betinget ut fra observerte sprekke- og slepperetninger i felt.

Forventet stabilitetssikring

På grunn av de ventede lave horisontale spenningene ble det forventet lite innspent berg i hengen i hallene og behov for sikring med bolter for å stabilisere avløste blokker

Det ble i tillegg forutsatt bruk av 6 og 10 m lange bolter og stag som forsterkning av den forventede trykkbuen i bergmassen over hengen i idrettshallen.

Sprøytebetong ble forutsatt brukt til generell stabilisering av oppsprukket og småfallent fjell i overflaten. På grunn av de valgte halltverrsnitt ble det forventet behov for dette i hele hengen av begge hallene samt det meste av veggene.

Behov for bergmekaniske målinger

Det ble bestemt å utføre et forholdsvis omfattende opplegg for instrumentering av anlegget under utsprengning på grunn av det relativt store spennet på idrettshallen. Ved å foreta måling av bergspenninger før utsprengning av håndballbanehallen, målinger av deformasjoner i berggrunnen og eventuelt lastopptak i installert fjellsikring under drivingen, kunne man få et godt underlag for beslutning om nivå for fjellsikring.

En annen viktig begrunnelse for gjennomføring av måleopplegget ligger i dagens og fremtidens krav og behov for dokumentasjon av sikkerhet og bygningsmaterialers oppførsel for denne type anlegg.

Numeriske modellforsøk

Det er utført numeriske stabilitetsberegninger i form av endelig elementanalyser av anlegget både før og etter utsprengning for å studere effekten av spenninger og oppsprekking i berget.

Beregningene er utført som lineære og ikke-lineære analyser i programmet ABAQUS.

Den primære hensikten med det lineære modellforsøket før utsprengning var å vurdere konsekvensen av en reduksjon av pilhøyden i hovedhallen fra 5,2 m til 4,5 m med tanke på behov for sikring i hengen i hallen. Den ikke-lineære analysen skulle gi et bilde av de forventede deformasjoner i hengen i hallen under de gitte forutsetninger. Ved å øke pilhøyden fra 4,5 til 5,2 m gav modellen ca 10 % redusert bolteomfang. Det ble valgt en pilhøyde i hengen på 4,7 m.

Hensikten med modellforsøket etter utsprengning var å verifisere de første analysene med de målte inngangsparametrene.

Type modell

For å studere fjellets oppførsel er det benyttet en plan membranmodell med 4-nodige elementer av typen CPE4. Disse representerer en plan tøyningstilstand, dvs. modellen er uendelig i utstrekning normalt papirplanet, se fig. 2. Dette er en tilnærmelse til virkeligheten, og resultatene vil derfor være mest representative for et midtstykke av hallen som kan betraktes som uforstyrret av endeveggene. Hver node har 2 frihetsgrader, forskyvning i x- og y-retning.

Utsprengningssekvensen er tatt hensyn til i regnemodellen. Gjennom flere trinn simuleres virkeligheten gjennom først å etablere en initialtilstand ved påføring av egenvekt for berget. Deretter fjernes elementer (representert ved stivhet i regnemodellen) fortløpende gjennom flere trinn ihht. utsprengningssekvensene for anlegget. Sikringen i hengen er tatt hensyn til ved en gradvis påføring av stivhet i fjellboltene. Fjellboltene er inkludert ved bruk av *REBAR-opsjon i ABAQUS.

Den valgte materialmodellen for berget er et såkalt "Jointed material" i ABAQUS. Dette er en regnemodell basert på en "smurt" sprekketeori, dvs. programmet opererer ikke med distinkte forhåndsmodellerte sprekker. Sprekker vil utvikle seg der største hovedtøyninger inntrer.

Sprekkenes egenskaper som retning, friksjonskoeffisient ved kontakt etc. må defineres. Når alle sprekker er "lukket", oppfører materialet seg isotropt og lineært elastisk. Ved en sprekkeåpning forsvinner den elastiske stivheten i retning normalt sprekken, og vi får et materiale med anisotrope egenskaper.

Bergmekaniske inngangsparametre

Følgende materialparametre er benyttet:

Parameter	Forhåndsberegning	Etterregning
E-modul	20 GPa	40 GPa
Tverrkontraksjon	0,25	0,25
Egenvekt	2750 kg/m^3	2792 kg/m^3
Friksjonsvinkel	35°	35°
Kohesjon	0°	0°

For E-modul gir laboratoriemålte verdier 37,5 og 83,9 GPa hhv. partallelt og normalt foliasjonen. For vertikal deformasjon ble det derfor benyttet en verdi for E-modul på 40 GPa.

Ved den opprinnelig beregningsmodellen ble:
- Materialparametre valgt konservativt
- Sprekkeretninger valgt på et begrenset antall observasjoner
- Ingen korreksjon for initielle spenningsforhold
- Sprengningssekvens valgt dels ut fra numeriske hensyn

Ved etterregningen ble:
- Materialparametre valgt i henhold til laboratoriemålte verdier
- Sprekkeretninger korrigert i henhold til observasjoner under utsprengning
- Initiell spenningstilstand valgt ihht. målte bergspenninger (horisontalspenning/vertikalspenning = 1,2)
- Utsprengningssekvens ihht. virkelig utført driving

Resultater

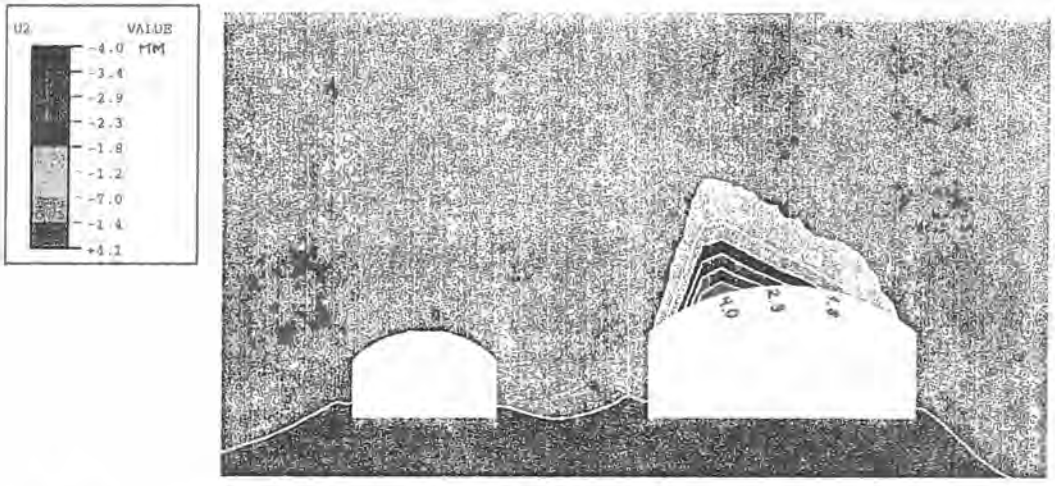
Den lineære analysen fra før utsprengning viste små forskjeller mellom pilhøyder på 5,2 m og 4,5 m når det gjaldt spenninger og forskyvninger.

De ikke-lineære analysene gav vertikale deformasjoner i størrelsesorden 3 - 4 mm.

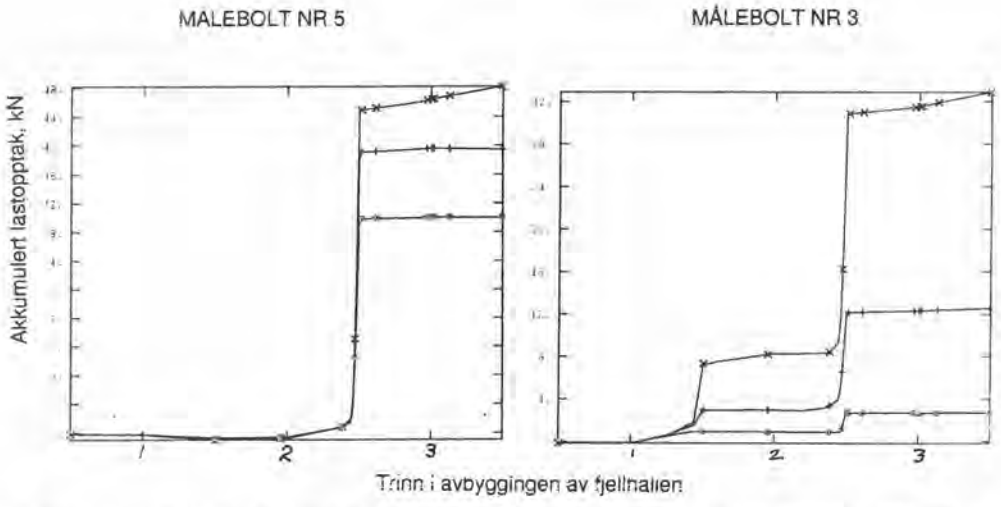
Resultatene for etterregningene sammenfaller godt med de målte deformasjoner med en maksimal deformasjon i hengen i idrettshallen på ca. 3 mm. Maksimale laster i bolter er funnet å være ca. 40 kN.

Figur 3 nedenfor viser vertikale deformasjoner for hallen med sprekkeretninger justert etter observasjoner i anlegget. Det går tydelig frem av diagrammet at deformasjonsbildet er asymmetrisk. De største vertikale deformasjonene er på ca 4 mm og er forskøvet ca 6 m fra senter mot den minste fjellhallen.

Figur 4 viser akkumulert lastopptak i to bolteplasseringer i hengen, hhv. 4 m til høyre og 4 m til venstre (mot den mindre hallen) for senterlinja. Største akkumulerte verdier for lastopptak er på hhv. 32 og 48 kN. Regnemodellen gir de største verdiene for last på de grunneste målepunktene.



Figur 3. Endelig element analyse som viser akkumerte vertikale deformasjoner.



Figur 4. Endelig element analyse i ABAQUS. Diagram som viser akkumulert lastopptak i to bolteplasseringer hhv. 4 m til venstre og høyre for senter.

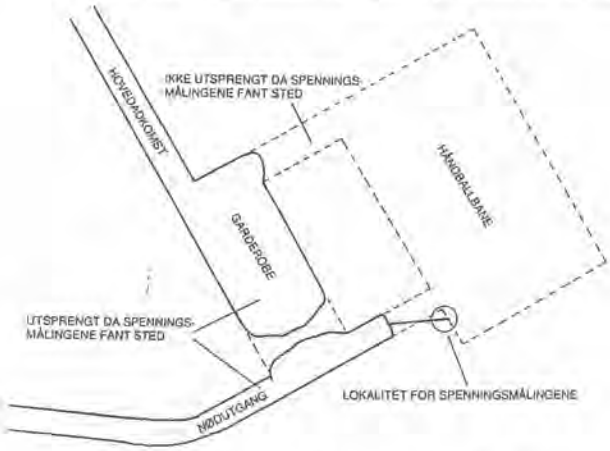
Utførte målinger

Spenningsmålinger

In-situ bergspenningsmålinger ble utført foran stuff i nødutgangen ved inngangen til "hovedhallen". Lokaliteten er vist på figur 5 nedenfor. Metoden som ble benyttet for spenningsmålingene var 3-dimensjonal målecelle med overboring ("overcoring"). I forbindelse med spenningsmålingene ble det også tatt ut kjerneprøver for bestemmelse av bergartens bergmekaniske egenskaper. Noen av egenskapene og styrkeparametrene er vist i tabell 1 nedenfor.

Prøve nr. Ø, mm	∥ eller ⊥ lagdeling	E-modul, GPa	Poissons forhold, ν	Enaksiell trykkfasthet σ_c, MPa	Romvekt, kg/m^3	Bergartstype
1 (61,5)	∥	83,8	0,296	50,9	2812	Fyllitt, småfoldet
2 (61,5)	∥	80,5	0,245	47,0	2792	Fyllitt, småfoldet
3 (61,5)	∥	89,8	0,273	49,6	2783	Fyllitt, småfoldet
4 (61,5)	∥	81,6	0,194	47,0	2779	Fyllitt, småfoldet
5 (20)	⊥	29,7				Fyllitt, småfoldet
6 (20)	⊥	45,2				Fyllitt, småfoldet

Tabell 1. Oversikt over bergmekaniske egenskaper målt på utvalgte kjerneprøver.



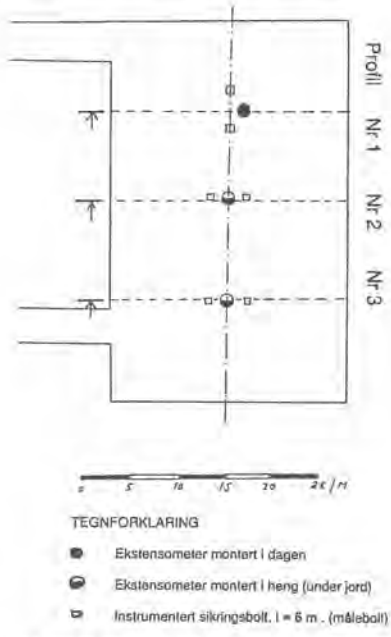
Figur 5. Lokalitet for utførelse av 3D spenningsmålinger.

Instrumentering i anlegget

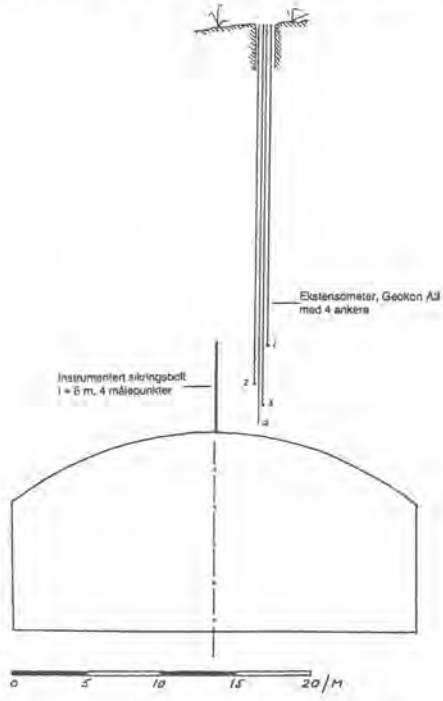
Under driving er det utført følgende typer instrumentering i anlegget:

* stagekstensometer med 4 anker montert fra dagen
* bolte-ekstensometere montert på to lokaliteter i hengen i den største hallen
* sikringsbolter med påmonterte strekklapper for måling av lastopptak
* målinger av deformasjoner i konturen med tape-ekstensometer

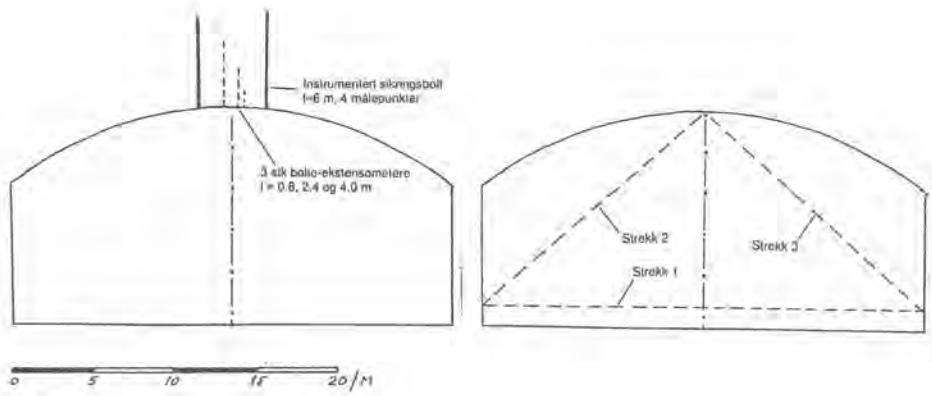
Plasseringen av de ulike typene målingene er vist på figurene 6 og 7 nedenfor.



Figur 6. Plan av anlegget med konfigurasjon av bergmekaniske målinger.



Figur 7. Vertikalsnitt nr 1 med konfigurasjon av bergmekaniske målinger.



Figur 8. Vertikalsnitt nr 2 med konfigurasjon av bergmekaniske målinger og vertikalsnitt med konvergensmålinger (snitt 1, 2 og 3).

Måletypene er nøyere omtalt nedenfor:

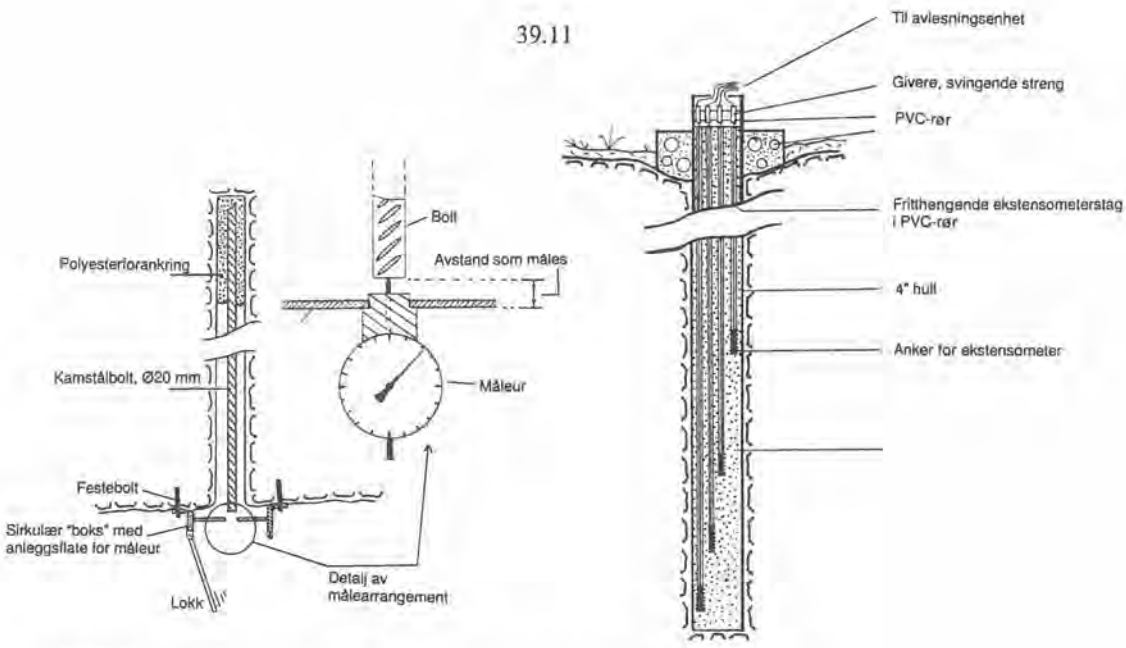
Stagekstensometer ble det montert ett stk av 3 m til side for senter i hallen i et område med full hallbredde . Ekstensometeret er av typen Geokon A6 med 4 ankere hhv. 1, 2, 3,5 og 6 m over teoretisk heng, dvs. totalt 27,5 m lengde. Ekstensometeret er gyst i full lengde. Ankerne er festet til hvert sitt stag som er forbundet med en giver av typen svingende streng.

Montering av ekstensometeret ble foretatt ved bore ett 4" hull til ønsket dyp og deretter føre ekstensometeret ned i hullet sammen med en slange for mørtel. Mørtelen pumpes gjennom slangen og fyller hullet fra bunnen av. Installasjon av ekstensometeret er en enkel operasjon. Figur 5 nedenfor viser en prinsippskisse for stagekstensometeret.

Bolte-ekstensometere ble montert på to lokaliteter i hengen inne i anlegget. På hver lokalitet ble det montert tre ekstensometere med forankringsdyp 0,8 2,4 og 4,0 m. Deformasjoner ble målt med måleur. Prinsippskisse for bolte ekstensometrene er vist på figur 9 nedenfor.

Instrumenterte sikringsbolter ble montert i alle tre måleprofilene som vist i figurene 7 og 8. Boltene er av typen kam Ø25mm med lengde 6 m. Strekklapprosetter er montert ved 0,5, 1, 2 og 4 m forankringsdyp for registrering av eventuelle tøyninger som regnes om til krefter.

Deformasjonsmålinger med tape-ekstensometer (konvergensmålinger) ble utført i alle tre profilene. Det er benyttet et tape-ekstensometer av typen Interfels K30. Avstanden mellom målepunkter kan med dette instrumentet avleses med 1/100 mm nøyaktighet. I praksis har man mellom 5/100 og 10 /100 mm nøyaktighet for målingene. I tillegg kommer unøyaktighet pga. temperatursvingninger. Det er forsøkt kompensert for temperatursvingninger basert på målinger av lufttemperaturen. I hvert profil er det foretatt målinger i tre strekk som vist i figur 8.



Figur 9. Prinsippskisser for bolte-ekstensometer og stagekstensometer

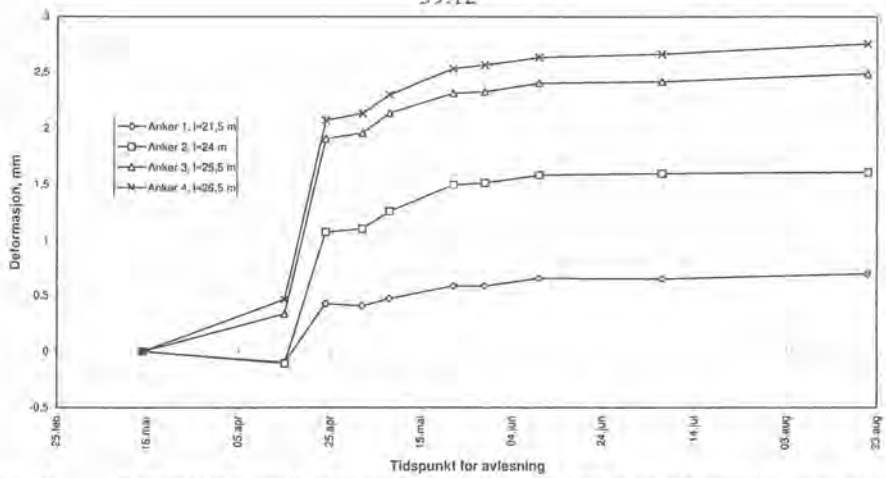
Måleresultater

Bergspenningsmålingene viser et unormalt høyt nivå for hovedspenningene. Vertikalspenningskomponenten er målt til å være ca to ganger høyere enn det som forventes for en gravitativt indusert vertikalspenning. Horisontalspenningskomponenten er ca dobbelt så høy som vertikalspenningskomponenten. De målte hovedspenningenes størrelse og retning er vist på figur 2, ingeniørgeologiske forhold. Den høye vertikalspenningskomponenten er vanskelig å forklare. Sannsynligvis er det målt for høye tøyningsverdier pga. bergartens høye anisotropi. Siden overdekningen er lav, antas det derfor at vertikalspenningskomponenten er tilnærmet lik den teoretisk beregnede ut i fra gravitasjon.

Målingene verifiserer imidlertid at det eksisterer en betydelig tektonisk horisontal spenningskomponent i hallområdet. Den maksimale horisontale spenningskomponenten står tilnærmet diagonalt i hallen. Dette vurderes å være gunstig for innspenningen av halltaket, og dermed også stabiliteten i hallen.

Ekstensometermålingene i dagen har gitt den beste dokumentasjon av deformasjonsforløpet i berggrunnen under drivingen av anlegget. Ekstensometeret ble montert før adkomsttunnelen var nådd fram til garderobehallen. Deformasjoner i alle fasene i utdrivingen av hallen er derfor kommet med. Diagrammet nedenfor viser en sammenstilling av måleresultatene fra dagekstensometeret. Det dypeste ankeret (anker nr 4) er plassert ca 1m over teoretisk heng.

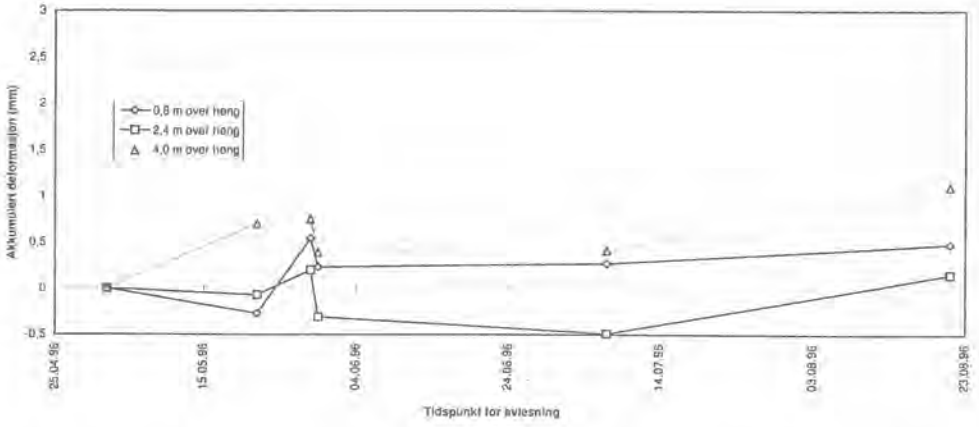
Målingene viser at det inntraff ca 1,8 mm vertikal deformasjon i berget opp til ca 2 m over hengen da takskiva i hallen ble drevet. Ved driving av bunnstrossen ble ytterligere 0,5 mm deformasjon registrert. Innmåling av topp ekstensometer med presisjonsnivellement i driveperioden gav ingen registrert trend i deformasjon av berget i terrengoverflaten. Den grafiske fremstillingen av måleresultatene nedenfor viser også en trend hvor deformasjonene avtar mot null over tid.



Figur 10. Ekstensometermålinger fra dagen. Diagram som viser akkumulert vertikal deformasjon over tid.

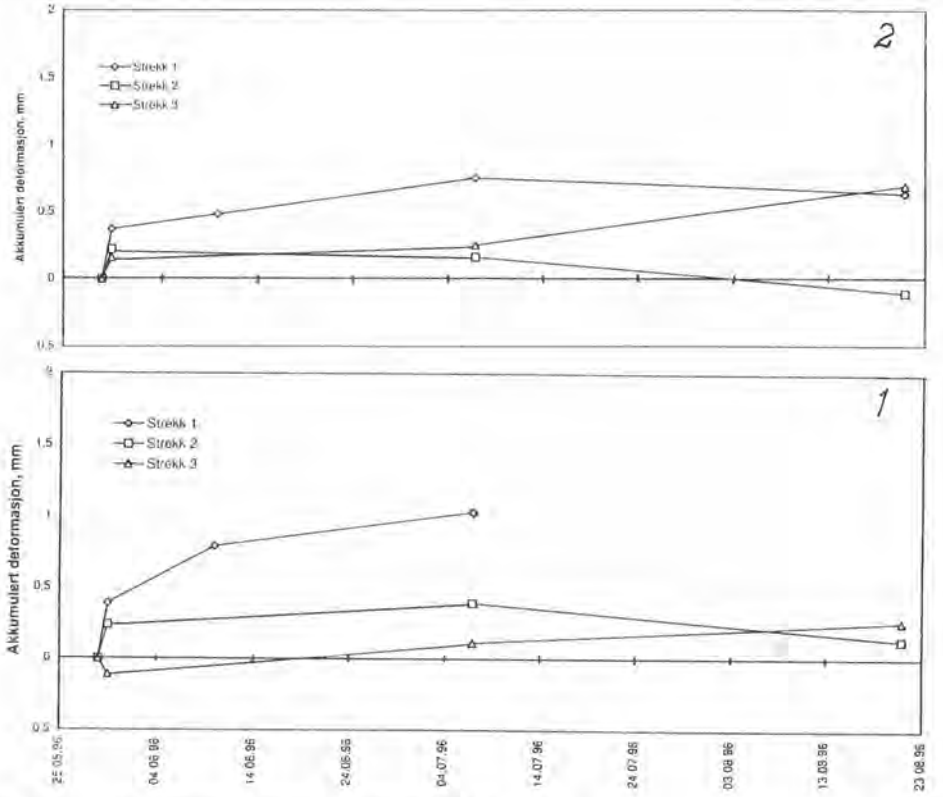
Ekstensometermålingene under jord gir resultater som kan synes noe vanskelig å tolke. Dels skyldes dette at drivingen av bunnstrossen i hallen (foretatt med liggerpalling) har skadet ekstensometerne mellom flere av måleseriene og at den benyttede målemetoden er litt sårbar for korrosjon, smuss og noe usikker repeterbarhet av måleprosedyren.

Det er avlest fra 0,2 til 1 mm totalt akkumulert deformasjon, hvilket er meget små deformasjoner tatt i betraktning tidsrommet det er målt over. Diagrammet på figur 11 nedenfor viser det avleste deformasjonsforløpet for den ene serien med ekstensometere (3 separate bolte-ekstensometere med ulike forankringsdyp.). Teoretisk sett skulle de avleste verdiene for deformasjon ha økt med økende forankringsdyp. Det kan derfor synes noe underlig at det grunneste ankeret (0,8 m dyp) har seget mer enn det mellomste (2,4 m dyp). Forklaringen på dette ligger trolig i at ankerne står med ca 1 - 1,5 m innbyrdes avstand i hengen og at det kan forekomme små inhomogeniteter i deformasjonene i konturen.



Figur 11. Ekstensometermålinger under jord. Diagram som viser akkumulert vertikal deformasjon over tid.

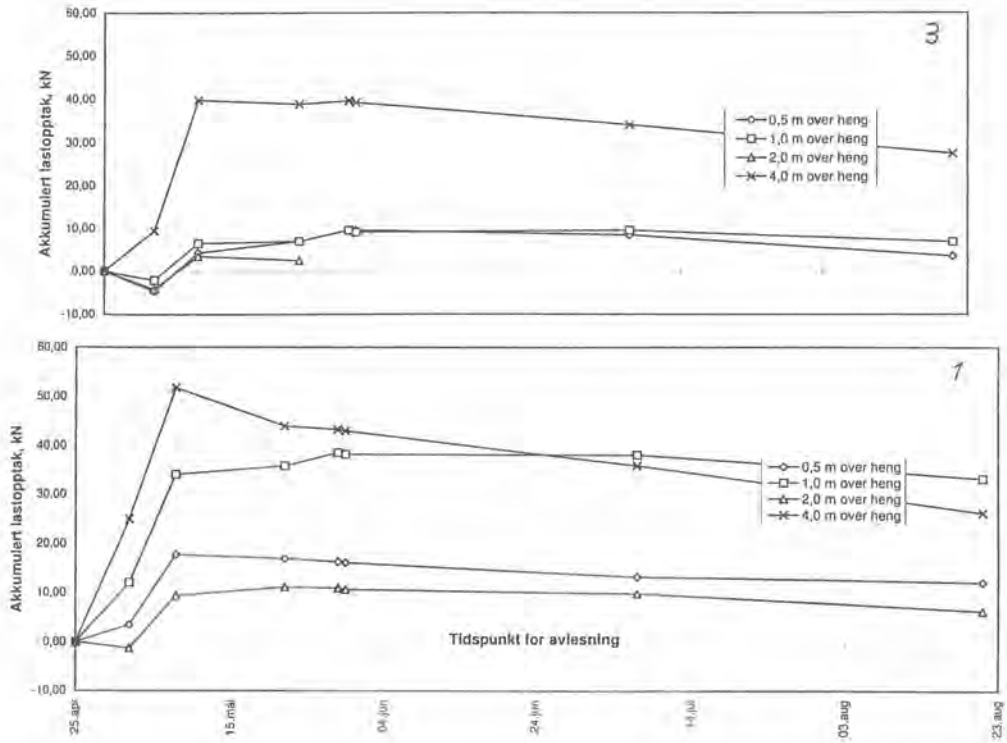
Deformasjonsmålingene med tape-ekstensometer (konvergensmålinger) har vist vertikale deformasjoner i hengen på mindre enn 0,5 mm. Akkumulert horisontal deformasjon (sammentrykning) i sålenivå er på ca 1 mm for alle tre profilene. Målingene viser en klar trend der deformasjonene avtar over tid. Det har vært nødvendig å korrigere de avleste verdiene for temperatursvingninger.



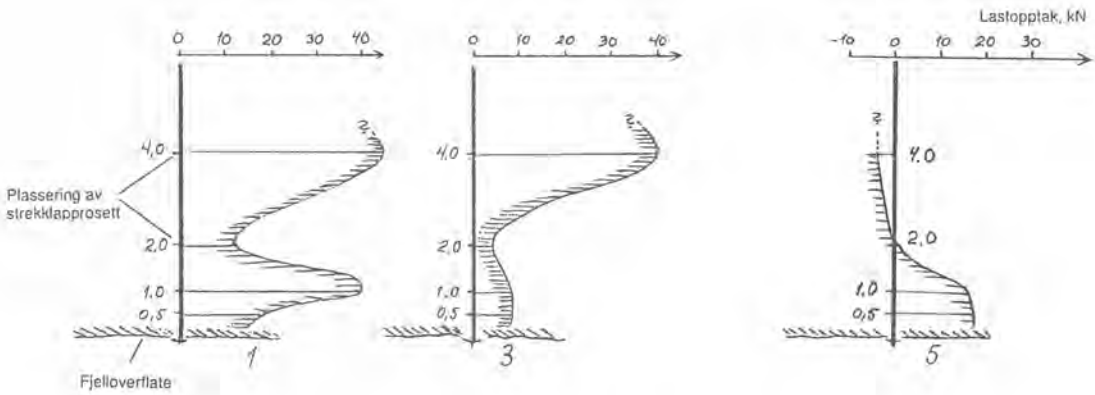
Figur 12. Konvergensmålinger. Profil nr 1 og 2.

Instrumenterte sikringsbolter for måling av lastopptak gir målbart lastopptak for de fleste av boltene. Måleresultatene viser at boltene påkjennes av en last relativt snarlig etter installasjon. Deretter er det registrert en svak og jevn avlastning av boltene over tid. Figurene 13 og 14 nedenfor viser to eksempler på tidsmessig forløp av lastopptak i målebolter og fordeling av kreftene i boltenes lengderetning.

Den høyeste målte lasten er i overkant av 50 kN, hvilket er ca 20 % av kapasiteten til bolten. Det er ikke observert noen entydig og klar sammenheng mellom størrelsen på lastopptaket i boltene og hvordan denne lasten fordeler seg langs bolten. Den høyeste lasten er for de fleste boltene registrert på det dypeste forankringspunktet (4 m fra heng). For enkelte av boltene er det imidlertid registrert et ujevnt forløp av lastopptaket og sågar trykkrefter langs selve bolten. Dette har sammenheng med at en gyst bolt er et stivt system i hele boltens lengde og at bolten kan påkjennes av laster av ulik størrelse i ulik avstand fra konturen. Mindre inhomogeniteter i deformasjonensegenskapene til berget i kombinasjon tangentialspenninger kan også lokalt gi trykkrefter i bolten.



Figur 13. Målt lastopptak i instrumenterte sikringsbolter. Diagram som forløp av lastopptak i målebolt nr 1 og 3 over tid.



Figur 14. Målt lastopptak i instrumenterte sikringsbolter. Fordeling av last i lengderetningen i boltene, målebolt nr 1 , 3 og 5.

Diskusjon

Måleresultater

Resultatene viser at berget umiddelbart rundt konturen i håndballbanehallen utsettes for 2-3 mm vertikal deformasjon. Deformasjonen synes å inntreffe samtidig med avbyggingen av fjellhallen, og viser en avtagende trend mot null deformasjon over tid.

De laboratoriemålte verdiene for E-modul og trykkfasthet er høyere enn det som er vanlig for fyllitter. Dette har sammenheng med at Stavangerfyllitten har et relativt høyt kvartsinnhold. Bergarten har også en meget tett og tildels massiv karakter pga. bergartens foliasjon som er utviklet til småfoldning i cm-skala.

De høye horisontalspenningene som er målt har sannsynligvis indusert relativt høye tangentialspenninger i heng, vederlag og langvegger i fjellhallene. Bergartens høye grad av anisotropi i kombinasjon med inhomogeniteter i foliasjon og oppsprekking gjør det vanskelig å etablere noen enkel modell for deformasjoner og spenningsomlagring.

Alle de installerte måleboltene viser at sikringskonstruksjonen tar opp en betydelig last. Det er ikke registrert verdier for last som er høyere enn ca 50 kN i en 25 mm gyst kamstålbolt. Det kan derfor synes som om dette er "taket" for hva bergets respons gir av potensielt lastopptak i bolter med det utførte sikringsnivået.

For måleboltene er det registrert et ikke-entydig bilde av hvordan last fordeler seg langs boltene. Dette tyder på at det er inhomogeniteter i deformasjonene nærmest konturen. Denne observasjonen er gjort i det området hvor spenningsomlagringene i berget rundt anlegget antas å være størst og hvor størrelsen på de induserte tangentialspenningene sannsynligvis er størst. Den viktigste begrunnelsen for denne antakelsen er at største hovedspenning er funnet å være relativt flatt orientert. I en betydelig del av hengen vil retningen til største hovedspenning være parallell med hengflaten. Denne spenningsomlagringen (bl.a. økning i tangentialspenning) forekommer gradvis i takt med trinnene i utsprengningen av hallen og installasjonen av boltene.

Ved å gradvis installere en sikringskonstruksjon med fullstendig innstøpte kamstålbolter på denne måten, introduseres et stivt element i systemet berg/sikring som virker fra konturen og inn til forankringsdypet for boltene (5 m). Siden bolten er i kontakt med berget i hele boltens lengde og bolten har en mye høyere E-modul enn berget (ca 5 ganger), vil bolten kunne påkjennes av betydelige laster med meget forskjellig størrelse selv med liten innbyrdes avstand langs bolten. Selv meget små inhomogeniteter i deformasjonene vil således kunne gi betydelige variasjoner i lastopptaket i bolten. Inhomogeniter i deformasjonene kan skyldes f.eks. geometriske forhold i trinnene i avbyggingen av fjellhallen, variasjoner i bergets foliasjon og derved deformasjonsegenskaper (E-modul, tverrkontraksjon og anisotropiforhold), samt oppsprekkingens tetthet og sprekkeflatenes friksjonsegenskaper.

Ujevnt lastopptak i fullstendig innstøpte kamstålbolter er også rapportert fra Gjøvikhallen (Stjern, 1995).

Målte verdier sammenliknet med simulerte verdier for deformasjon og lastopptak

De simulerte verdiene for deformasjoner i konturen og lastopptak i bolter viser påfallende god overenstemmelse med det som er målt.

Simulerte verdier for vertikal deformasjon (sig) med målte bergmekaniske inngangsparametre gir 2-4 mm sig av hengen. Dagekstensometeret viser ca 2,8 mm sig midt i hengen. Modellforsøket viser imidlertid også at den største deformasjonen i hengen forkommer noe forskøvet mot garderobehallen. Det er ikke utført tilstrekkelig mange målinger som kan verifisere dette. De utførte deformasjonsmålinger inne i anlegget under driving viser deformasjoner på under 1 mm og de fleste steder under 0,5 mm. Trenden over tid er avtakende mot null ytterligere deformasjon. Dette er forventet og i overenstemmelse med modellforsøket.

Simulerte verdier for lastopptak i bolter viser og god overenstemmelse med det som er målt. Verdiene for boltene rundt dagekstensometeret ligger innenfor 15% avvik, hvilket må sies å være påfallende god overenstemmelse. Modellforsøket gir høyere verdier for last i boltene i hengen området nærmest garderobe-hallen. Det er imidlertid ikke registrert noen entydig slik sammenheng ved målingene. Modellforsøket gir også entydig høyere last nærmest konturen, mens målingene ikke gir en slik entydig sammenheng.

Beslutninger om sikringsnivå

Som grunnlag for planlagt sikringsnivå i anlegget, ble det forutsatt kun gravitativt indusert spenningstilstand i Tastavarden. I tillegg forelå opplysninger om bergets oppsprekking basert feltkartlegging av fjellblotninger i den umiddelbare nærhet.

Disse betraktningene om fjellforhold må sies å være relativt konservative, men likevel realistiske ut i fra opplysningene som forelå. Det ble i utgangspunktet planlagt med et relativt tungt sikringsnivå i form av 6 og 10 m lange bolter/stag i kombinasjon med detaljsikring med 3 m bolter og ca 10 cm stålfiberarmert sprøytebetong.

Spenningsmålingene viste en meget gunstigere spenningstilstand enn det man hadde antatt. Man besluttet derfor et betydelig lettere sikringsnivå i form av innstøpte kamstålbolter med 5 m lengde og tetthet 2,5 X 2,5 m i kombinasjon med 10 cm stålfiberarmert sprøytebetong. I tillegg ble det benyttet 3 og 4 m bolter til detaljsikring. Deformasjonsmålingene viste at konturen var stabil med dette sikringsnivået. Ytterligere sikring ble derfor ikke besluttet.

Referanser

Stjern, G. (1995): Practical performance of rock bolts. Dr. Ing. avhandl. NTH, 1995.

SINTEF Bygg og Miljøteknikk, Rapport nr STF22 F96031, Bergspenningsmålinger Tastavarden Fjellhall, Trondheim, april 1996

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

OVANLIGT STORA VATTENINBROTT I BREIDADALS/BOTNHEIDI VÄGTUNNEL PÅ ISLAND

Håkan Stille, KTH
Stig Eriksson, Skanska

1. TUNNELPROJEKT

I det nordvästra hörnet av Island har det isländska Vägverket, Vegagerdin, låtit utföra ett vägtunnelprojekt för att bättre knyta samman två fjorddalar, Breidadalur och Botnsdalur med Tungudalur där regionens centralort Isafjördur är belägen.

Tunnelsystemet skall ge en väderokänslig vägförbindelse och ersätta de bergsvägar som idag sammanbinder dalarna. Dessa vägar är ofta stängda under vinterhalvåret på grund av snöstormar, snöfall och snöskred.

Området är relativt glesbefolkat och trafikflödet har uppskattats till ca 300 bilar per dygn. Det ekonomiska underlaget är därför begränsat, vilket resulterar i en låg budget och sparsam design.

Entreprenör har varit ett svenskt-norskt-isländskt-danskt konsortium bestående av Istak, Selmer, Skanska och Pihl & Søhn.

Tunnelsystemet är Y-format med ett ben i varje dal. Den totala tunnellängden i berg är ca 8,7 km. Från Tungudalur till korsningspunkten är tunneln dubbelfilig med en tunnelbredd på ca 7,5 m och en tvärsnittsarea på 48,5 m^2. Från de andra två dalarna är tunneln enkelfilig med en bredd på 5 m och tvärsnittsyta på 29,5 m^2, se figur 1.

I dessa tunnelben har mötesplatser sprängts ut på var 160 m. Alla tunnlar lutar uppåt ca 1-1,5%. Detta innebär att tunnlarna kan utföras dränerade utan att behöva pumpa inläckande vatten. Tunnelpåslagen ligger på nivå ca 150 m. Högsta berget över tunneln ligger på ca 700 m, vilket ger en bergtäckning på upp till ca 550 m.

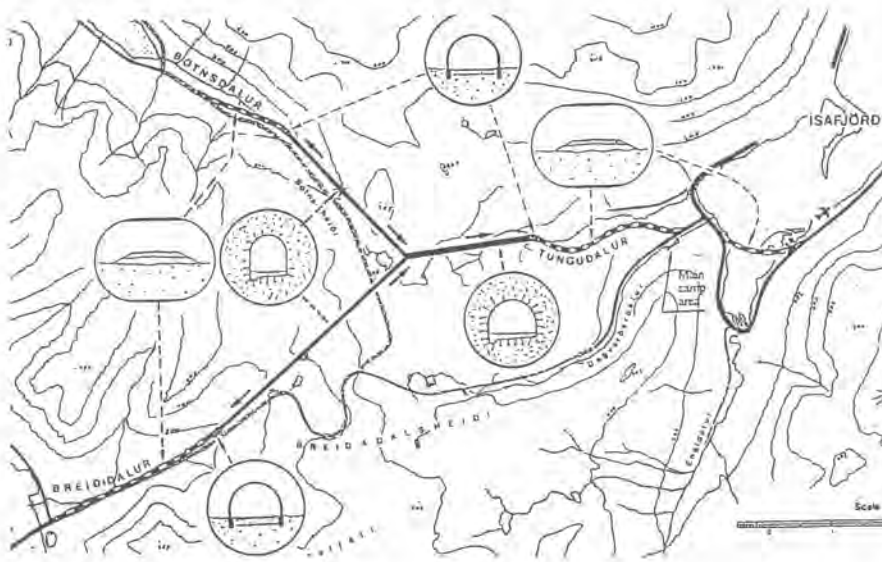


Fig. 1 Plan över tunnlarna
Plan of the tunnels

2. GEOLOGI

Allmänt

Island är beläget på den mittatlantiska ryggen som delar de europeiska och amerikanska kontinentalplattorna. Vid plattornas isärglidning uppstår vulkaniska aktiviteter och nybildning av magmatiska bergarter (basalter). Basalterna på nordvästra Island bildades för ca 10-15 miljoner år sedan och har en total tjocklek på ca 6-7 km. Basaltlagren stupar svagt mot sydost ca 4-5°. Varje lavaflöde kan strukturellt indelas i tre delar:

Den kristallina mittendelen som är själva basaltlagret omges upptill och nedtill av en scoria. Scorian består av fragment av basalt av varierande porositet bildande en typ av breccia som oftast är relativt välkonsoliderad. I toppscorian finns ofta inbäddade lager av sediment.

Själva kristallina mittendelen utgörs oftast av en hård, tung basalt med grå färg. Berget är normalt påverkat av ett typiskt irregulärt rombiskt sprickmönster på grund av avkylningsprocessen av lavaflödet. Detta gör att basalten kan uppvisa en hög porositet (5-10%), dvs betydligt större än vårt skandinaviska urberg, se figur 2.

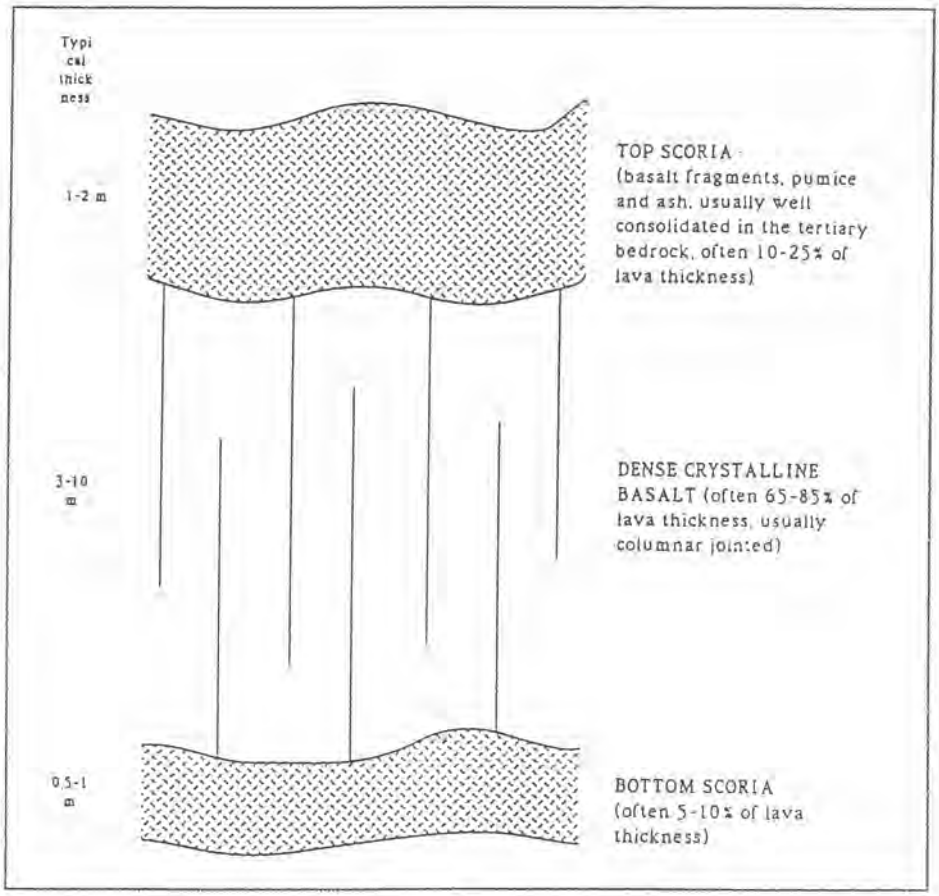


Fig. 2 Principbild av ett basaltlager
Schematic structure of a single basalt lava

Tryckhållfastheten för dessa lager varierar men är normalt följande:

scoria	20 - 40 Mpa
sediment	10 - 20 Mpa
basalt	100 - 150 Mpa

Förkastningar är ofta förekommande. Dessa är oftast brantstående och uppvisar rörelser från någon meter upp till tiotals metrar. Breccia och krossat berg omger ofta själva förkastningen.

Vidare förekommer basaltiska brantstående gångar som övertvärar basaltflödena. Dessa är ca 0,5-15 m i tjocklek och normalt kraftigt uppspruckna.

Grundvattenytan ligger normalt nära markytan på grund av den höga nederbörden. Grundvattenflödet sker normalt på två sätt. Först ett horisontellt flöde längs basaltlagret eftersom de omgivande scorialagren är normalt täta eller mindre genomsläppliga. Sekundärt sker ett vertikalt flöde mellan de olika lagren genom förekomster av förkastningar och gångar. Dessa utgör de större vattenförande zonerna i bergmassan, eftersom de skär igenom lavaflöden och kan binda ihop de olika akvifärerna.

De ytliga akvifärerna får sitt vattentillskott direkt genom infiltration av nederbörden medan de djupare liggande akvifärerna för varmvatten och har ofta ett högre mineralinnehåll.

Vid projektområdet

Utförda förundersökningar gav vid handen att ett markant förkastningssystem med strykning NE-SW genomsätter bergmassan.

Dränagemönstret i form av källsprång och utförda undersökningar visade, att de översta 150-200 m av lavaflödena var mycket genomsläppliga medan basaltlagren blev generellt tätare mot djupet. Grundvattnet hade huvudsakligen ett lågt mineralinnehåll indikerande ett kallt ytligt vatten. Vattentemperaturen vid tunnelnivån förväntades vara ca 15-30°C.

Storleken på den övre reservoiren har uppskattats att ha en yta på ca 10 km^2 innehållande 20-40 10^6 m^3 vatten.

3. KRITISKA HÄNDELSER

3.1 Stora vattenflöden i tunnlarna

Händelseförlopp

Det stora problemet med tunneldrivning var de stora inläckagen av vatten. Problemen finns beskrivna av Stattin, 1994.

Under drivning av de tre första kilometrarna tunnel stötte man lokalt på relativt stora mängder vatten men inget som påfordrade några speciella åtgärder, som t ex injektering. Vattentemperaturen var ca 10-15°C. Ungefär vid korset uppmätte man lokalt en betydligt lägre vattentemperatur, ca +4°C. Detta tolkades såsom att en av undersökningshålen ledde ned det kallare vattnet från den övre akvifären ned till tunneln.

Stort vatteninflöde, ca 70 l/s, inträfffade i början av maj -93. Tunneldrivning fortsatte dock under svåra förhållanden med ytterligare tre salvor. Vattenflödet ökade då till ca 90 l/s. Undersökningshål borrades och flödet ökade upp till 130-150 l/s. Ingen observation av någon minskning i flödet kunde konstateras. Vattentemperaturen var ca 11°C.

Diskussioner följde om hur situationen skulle mötas och beställaren gick så småningom med på att en injekteringskampanj skulle prövas, dock endast med cementinjektering. Resultatet av denna kampanj blev naturligtvis negativt. Cementbruket läckte ut i de stora vattenströmmarna i fronten och strax bakom denna.

I detta läge blev entreprenören anmodad att fortsätta tunneldriften utan föregående tätning och med i entreprenörens tycke tveksamt verkande förstärkning. Arbetet utfördes av bergarbetare iförda våtdräkter. Berget visade sig emellertid trots den stora vattenförekomsten vara förvånansvärt stabilt, så några påtagliga stabilitetsproblem uppstod inte.

Samtidigt drevs tunneln vidare i det andra benet där vi i slutet av maj även stötte på större vattenmängder. Vattentemperaturen var för detta läckage ca +7°C. Fram till 1 juli hade man totalt drivit över 100 m tunnel i dessa förhållanden.

Vid uppborrning av salvan i "Breidadalbenet" på morgonen den 1 juli märktes egentligen inget extra oroväckande. Sonderingshålet visade snarare på förbättrade vattenförhållanden framåt. Salvan laddades och sköts och efter några minuter åkte våra tunnelarbetare in för att kontrollera salvan. Inte långt från fronten möttes de av en våg av vatten och de lämnade då tunneln "hals över huvud".

Det visade sig att högra väggen i jämnhöjd med sista salvan samt högra halvan av stuffen hade brutits ut och en stor öppen vattenkanal i en förkastningszon frilades. Förmodligen skedde väggbrottet direkt vid skjutningen. Vattenkanalen hade direkt förbindelse med den gigantiska akvifären i den övre delen av bergsmassivet ovanför, vilket också bekräftades av vattentemperaturen på ca 4°C. Se figur 3.

Vattenströmmen ur "forsen" uppmättes initialt till ca 2 700 l/sek men avklingade ganska snabbt de första dagarna för att sedan inta ett betydligt långsammare förändringsförlopp.

Med mer tur än skicklighet orsakade "brottet" ingen personskada och mycket begränsade materiella skador uppstod förutom att ca 3 km vägbana blev sönderspolad. En internationell expertkommitté tillsattes, i vilken ingick Dr Hreinn Haraldsson,Vegagerdin, Hr Christoph Müller, Amberg Ing.-

büro och Professor Håkan Stille, KTH. Denna fick till uppgift att komma med rekommendationer om hur problemen dels kring forsen, dels i det mycket vattensjuka andra benet, skulle lösas. Dessutom skulle de ge direktiv om hur den kvarvarande tunneldriften skulle utföras.

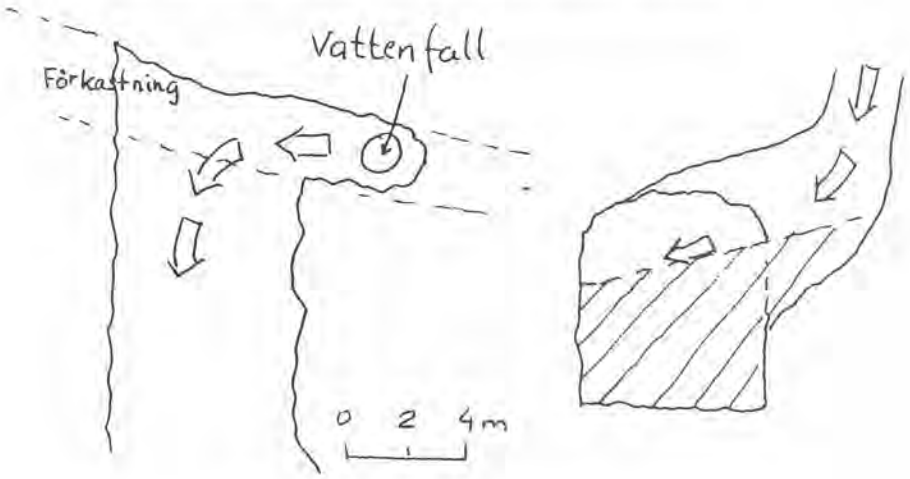


Fig. 3 Plan och sektion över vattenfallet
Plan and section of the water fall

De tekniska lösningar som så småningom värkte fram och överenskoms var följande:

1. Vid tunneldrivning utförs kontinuerlig sonderingsborrning 20-25 m framför stuff med minst 4 hål. Om vattenläckaget överskrider 30 l/sek ut ur totalt 6 sonderingshål skall området cementinjekteras. Om inte, drivs tunneln vidare utan injektering.

2. Vid det vattensjuka tunnelbenet skulle man skapa en normal förinjekteringssituation genom att åstadkomma en tät skärm runt stuffen med hjälp av kemisk injektering.

3. Vad beträffar området kring "forsen" blev åtgärdspaketet följande:

   a) Bredda tunneln från krysset fram till forsen för att få plats att dränera ut vattenströmmen och senare få plats med ett permanent vattenrör.

   b) Förstärk tunneln närmast bakom fronten med systematisk bultning och sprutbetongbågar.

c) Gör en betongkonstruktion mot forsen, som dels stabiliserar upp tunneln runt området och dels leder vattnet från forsen i driftsskedet ut i det öppna dränagediket och senare i permanentskedet in i ett permanent dränagerör.

d) Med förinjektering + försiktig sprängning skall man så ta sig igenom den dåliga förkastningszonen för att senare komma in i en "normal" tunneldrivning.

Med hjälp av expertis från Stabilator gjordes sedan ett detaljerat beredningsarbete för att åstadkomma tätskärmen vid den övergivna vattensjuka fronten.

Med användandet av ett två-komponents polyuretan skapades efter ett intensivt arbete den nödvändiga tätskärmen för att åstadkomma förutsättningar för en normal förinjektering. Tunneldrift med kontinuerlig förinjektering utfördes därefter på en ca 500 m lång sträcka i denna tunnel, som var mycket vattenförande. Trots stor kapacitet på injekteringsutrustningen lyckades man, där vattenläckaget var som värst, endast nå fram ca 5-10 m framför fronten med cementbruket.

Cementbruksåtgången var här mycket stor, som mest ca 4 m^3 bruk per meter sprängd tunnel, men resultatet var tillfredsställande. Tunneln blev "tillräckligt" tät och berget i dåliga zoner stabiliserades väsentligt.

På många ställen uppdagades vid tunnelsprängningen mycket stora sprickor som fullständigt tätats av injekteringen. På ett ställe passerades en spricka som på ca 4 m längd hade en vidd på 0,4 m.

Vid det andra tunnelbenet utfördes breddning av tunneln och förstärkning bakom front, vilket i sig självt var ett äventyr, med 2 m^3 vatten per sekund rinnande runt benen på arbetsstyrkan.

Den trimning runt forsen som var nödvändig samt betongarbetet och omledningen av vattnet har utförts med stor skicklighet och utan dramatik.

Vattenläckaget från såväl forsen som övriga partier har avtagit något med tiden. Läckaget har idag en tydlig årsvariation och stiger temporärt under sommaren (snösmältningsperioden), se figur 4. Idag har totalt 100 milj m^3 vatten dränerats ut.

Ingenjörsgeologiska slutsatser

På basis av det inträffade kan man dra ett antal slutsatser angående kopplingen mellan vattenläckage och geologi, se också figur 5.

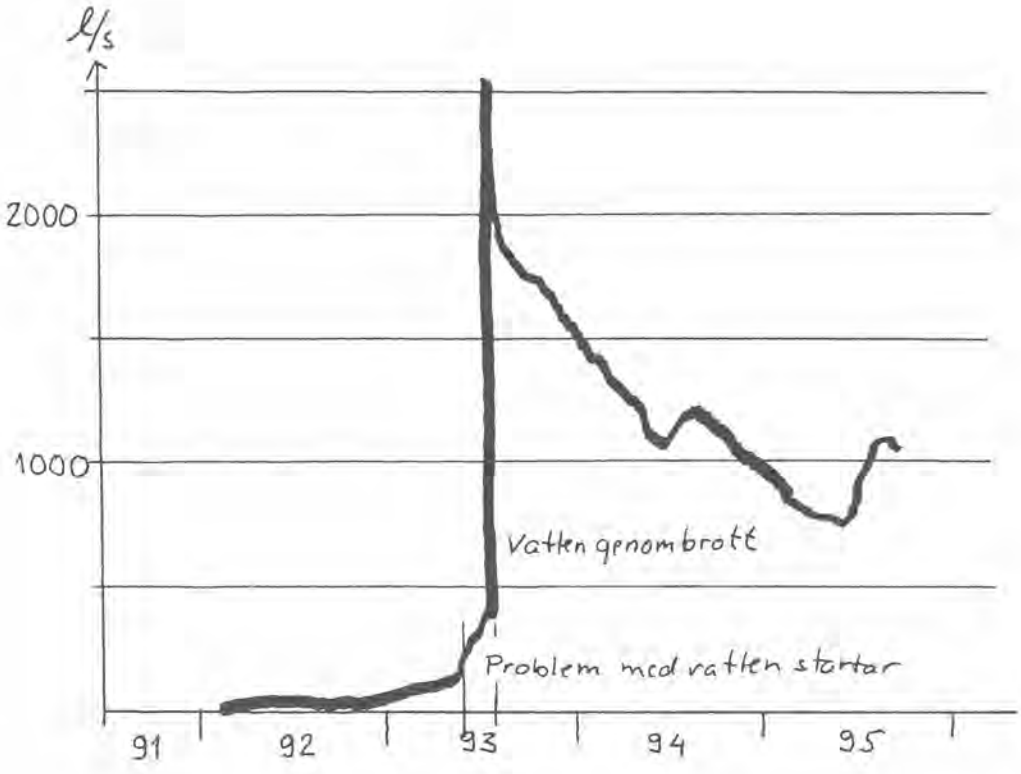


Fig. 4 Vattenflöde ut genom Tungudalurtunneln
Water flow through the Tungudalurtunneln

1) I de områden där vatteninläckningen var som störst är också förekomsten av förkastningar som högst.

2) Själva förkastningen kan lokalt vara tät. Vattenföringen tycks ske i kanaler i zonerna.

3) Inläckningens storlek som funktion av tiden är ett viktigt mått på akvifärens storlek.

4) Vattentemperaturen var generellt lägre vid de partier där god kontakt förelåg med högre liggande akvifärer och är sålunda en viktig indikation på närhet till kraftigt vattenförande ledare.

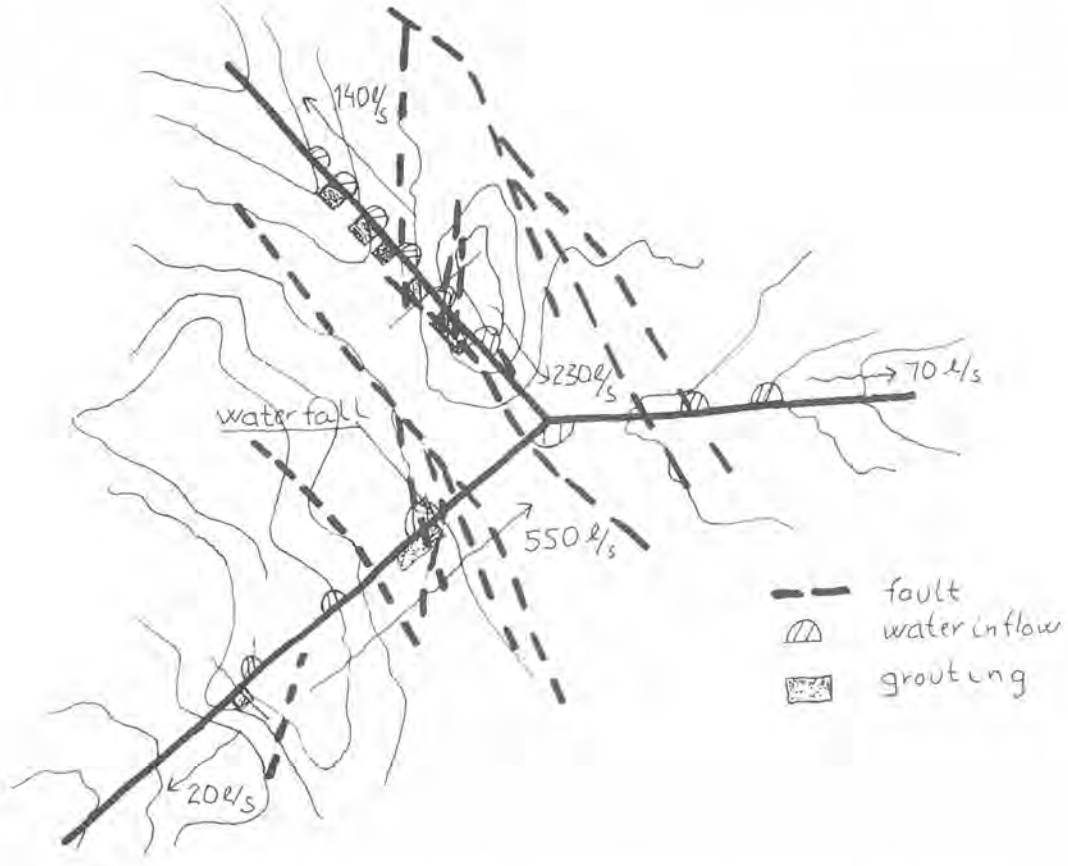


Fig. 5 Plan sammanfattande vatteninläckning, injektering och geologi
Summary of water inflow, grouting and geological structures

5) Själva basaltlagret har en mycket hög sprickporositet (5-10%) vilket också framgår av mycket höga injekteringsmängder, ca 160 kg cement per meter borrhål. (På grund av det öppna spricksystemet har injekteringsskärmen endast bestått av 6-8 borrhål.)

6) För att täta fronten efter att vattenläckage inträffat, måste speciella bruk användas. Normala cementbruk och enkomponentpolyuretan gick ej att använda.

3.2 Bergstabilitet

Allmänt

Trots stora vattenläckage uppvisade berget en mycket god stabilitet. Instabilitet var i huvudsak knuten till förekomsten av viss typ av toppscoria i tak eller vägg. Ibland fanns ett rött sedimentärt lager i toppscorian. Detta lager innehöll svällande lermineral. Detta har resulterat i ett antal mindre avskalningar och ett takras efter det att tunnelsträckan var utsprängd och förstärkt. Detta lager förorsakade även vägginstabilitet i samband med utsprängningen.

Det normala förhållandet är att s k "mix face" förekommer, dvs det finns såväl scoria som basaltlager i fronten. Detta innebär att vid beaktande av stabilitetsförhållandena måste hänsyn tas till detta. För projekt utförde man i medeltal ca 1 bult/meter tunnel och sprutade ca 70 mm tjockt lager i hela tunneln.

Ingenjörsgeologiska aspekter

Erfarenheten av användning av Q-system visar, att dagens Q-system ger en kraftigare förstärkning än vad verkligheten har visat behov av (Hadarsson, 1992). Förhållandet med "mixed face" innebär även att det kan vara svårt att rätt klassa berget, speciellt vid högre vattentryck.

Referenser

Hadarsson, Björn, 1992. Icelandic Rock Tunnelling Quality. Föredrag.

Stattin, Jan, 1994. Svåra vattenförhållanden i vägtunnel på Island. Bergsprängningskommittén, möte 1994.

Summary

The basaltic rock on Iceland gives special problems with tunnelling. In the northwestern corner of Iceland a road tunnel project has been completed.

Severe water ingress to the tunnel was encountered. A sudden and extreme amount of water inflow in the tunnel wall up to 2 700 l/s gave severe problems but due to good workmanship the problems could be handled and the tunnel completed in time.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

STORE SPENNINGER OG DEFORMASJONER VED ERTANANLEGGET I KINA

Sivilingeniør Gunnar Birgisson, AGN/Grøner AS

SAMMENDRAG

Store bergspenninger og deformasjoner med tilsvarende bergtrykksproblemer har vært registrert under driving av det underjordiske kraftstasjonskomplekset ved Ertan kraftanlegg. Det er registrert deformasjoner på opptil 121,5 mm i kraftstasjonen, 184,7 mm i transformatorhallen og 194,8 mm i svingekammeret. Bergslag har hovedsakelig inntruffet i de områder hvor største hovedspenning er tangent til bergkonturen. I bergrommene er det registrert store deformasjoner og bergslagsproblemer i vederlaget oppstrøms (vest) og i overgangen mellom vegg og såle nedstrøms (øst). I tunneler som ligger på tvers av bergrommene forekommer sprak- og bergslag hovedsakelig i søndre vederlag og i nordre overgang vegg/såle.

SUMMARY

High stress concentrations, large deformations, spalling and rock bursts have been recorded during the underground excavation of the powerhouse complex at the Ertan hydropower project. Deformations of up to 121.5 mm have been recorded in the Powerhouse chamber, 184.7 mm in the Transformer chamber and 194.8 mm in the Surge chamber. Rock burst have occurred primarily in areas where the maximum principle stress is tangent to the rock contour. The largest deformations and rock burst problems in the rock caverns have occurred primarily in the upstream (west) springline and downstream (east) corner between sidewall and invert. In tunnels which are orientated perpendicular to the caverns the spalling and rock burst occurred primarily in the southern springline and northern sidewall/invert.

1 INNLEDNING

Undertegnede var i 1995 ingeniørgeologisk rådgiver for byggherren under byggingen av det underjordiske kraftstasjonskomplekset på Ertan anlegget i Kina. I 1995 ble de dypeste deler av kraftstasjonskomplekset sprengt ut. Samtidig oppstod det store deformasjoner med tilsvarende sprak- og bergslagsproblemer som er beskrevet nærmere i de følgende avsnitt.

2 ERTAN-ANLEGGET

I Folkerepublikken Kina utgjør vannkraft ca. 18 % av den totale elektriske kraftproduksjon. Totalt er det utbygget ca. 49.100 MW vannkraft. Sichuan provinsen er spesielt rik på utbyggingsmuligheter og er samtidig Kinas mest folkerike provins med 110 millioner mennesker.

Lokalisering
Ertan anlegget ligger nederst i den 1500 km lange Yalong elven ca. 46 km nord for stålindustribyen Panzhihua i Sichuan provinsen, se fig. 1. Ertan kraftverket med sine 3.300 MW er det første av ca. 11 planlagte vannkraftprosjekter i Yalong som har et vannkraft- potensial på ca. 20.000 MW.

Dimensjonerende vannmengder
Gjennomsnitts vannstrøm i Yalong ved utløpet i Yangste er 1640 m^3/s. Største registrerte flom i elva fra 1953 er 11.100 m^3/s. Kapasitet på luker og flomløpstunneler er ca. 22.600 m^3/s dvs. omtrent som 1000 års flom. Omløpstunnelene ble dimensjonert for 30 års flom eller 13.500 m^3/s. Største vannføring gjennom kraftstasjon er 2.250 m^3/s. Utnyttet fallhøyde er 165 m. Hvelvdammen er 240 m høy og har et volum på ca. 4,1 millioner m^3 betong. Magasinet har et volum på 5,8 km^3, se fig. 2. Ca. 40.000 mennesker må flytte fra magasinområdet.

Fig. 1 Lokalisering av Ertan prosjektet

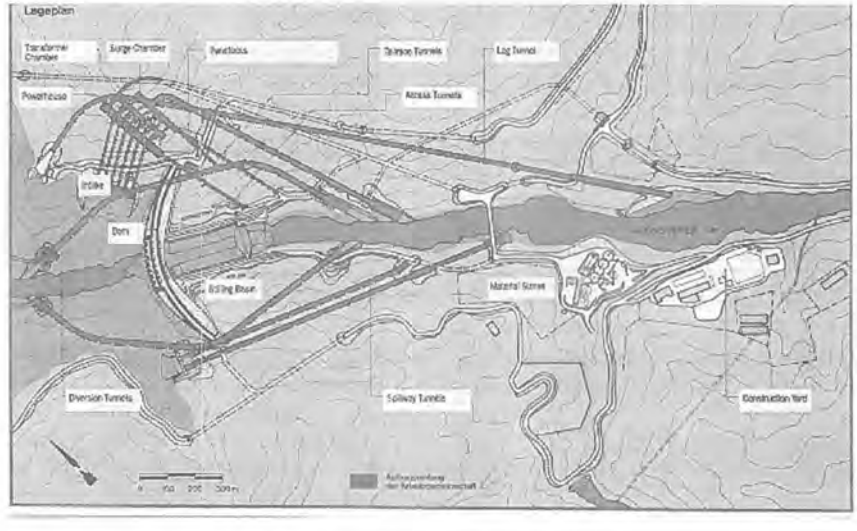


Fig. 2 Utforming av Ertan anlegget

Organisasjon
Planleggingen av anlegget foregikk i over ti år. Grunnundersøkelser og prosjektering av anlegget er utført av CHIDI (Chengdu Hydroelectric Investigation and Design Institute). Byggherre er EHDC (Ertan Hydroelectric Development Corporation) og byggeleder er EEC (Ertan Engineering Corporation). Utenlandske rådgivere for EHDC/EEC er et amerikansk-norsk arbeidsfellesskap mellom Harza Engineering Co. og AGN.

AGN
Advisory Group of Norway er et arbeidsfellesskap mellom Norconsult International AS, Selmer ASA og AS Veidekke. I dag er AGN engasjert ved byggingen av det 3300 MW Ertan kraftanlegget i Yalong elven i Sichuan provinsen og det 1800 MW Tianhuanping pumpekraftverket i Zheijiang provinsen. AGN er også engasjert ved planleggingen av Guandi kraftverket som ligger oppstrøms for Ertan i Yalong elven.

Hovedkontrakter
International anbudsåpning for hovedkontraktene var i 1989. FIDIC kontraktbestemmelser gjelder for begge hovedkontraktene. Det er den første FIDIC kontrakten i Kina. Anleggsarbeidene startet høsten 1991 og skal ferdigstilles i 1999. Anleggsarbeidene er delt i to hovedkontrakter, Lot I og Lot II. Lot I kontrakten omfatter hvelvdammen og daganleggene og LOT II underjordsanleggene. Lot I ble tildelt EJV, et italiensk-fransk-kinesisk arbeidsfellesskap bestående av Impregilo, Dumez, Torno, GTM og Engineering Bureau nr. 8. Lot II ble tildelt SGEJV, et tysk-kinesisk arbeidsfellesskap bestående av Phillip Holzmann, Hochtief og Gezhouba. Kostnadene ved prosjektet er beregnet til 2,5 milliarder USD.

Lot II - underjordsarbeidene
Underjordsarbeidene består av tre store bergrom; kraftstasjonshall, transformatorhall og dobbelt svingekammer samt følgende tunneler; 2 stk. omløpstunneler, 6 stk. tilløpstunneler med trykksjakter, 6 stk. sugerørstunneler, 2 stk. avløpstunneler, 6 stk. kabeltunneler, 2 stk. flomløpstunneler, 1 stk. tømmertransporttunnel i tillegg til en del adkomsttunneler, kabelsjakter, ventilasjonstunneler og sjakter, se fig. 3 og Tabell 1.

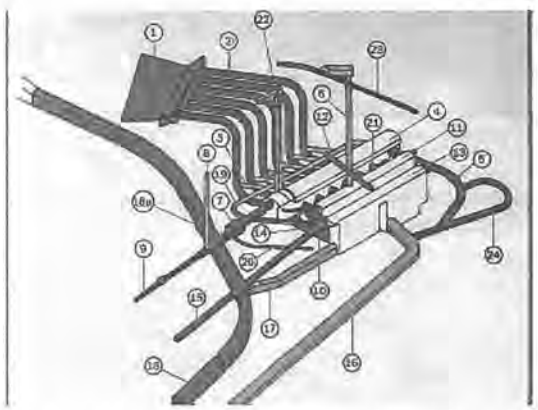


Fig. 3 Utforming av kraftstasjonskomplekset på Ertan

Anleggets utforming

Total utsprengt volum fra underjordsarbeidene er 3,5 millioner m^3. Dimensjonene på underjordsanleggene er vist i Tabell 1.

Struktur	lengde [m]	bredde [m]	høyde [m]
Kraftstasjonshall	280	25,5	65
Transformatorhall	215	18,3	25
Svingekammer	203	19,8	60-70
Avløpstunnel no. 1	884	16,5	17
Avløpstunnel no. 2	567	16,5	17
Flomløpstunnel no. 1	848	13,0	14
Flomløpstunnel no. 2	1179	13,0	14
Tømmertransporttunnel	1819	15,0	7
Omløpstunnel i venstre dalside	1090	17,5	23
Omløpstunnel i høyre dalside	1167	17,5	23

Tabell 1 Dimensjoner på underjordsanleggene

Under prosjekteringen ble det utført omfattende modellforsøk med bl.a. FEM -analyser for å undersøke følgende forhold:

a) Orientering av lengdeaksen på bergrommene.
b) Om bergrommene skulle være parallelle i forhold til hverandre og på samme nivå.
c) Utformingen av bergrommene.
d) Pilarbredden mellom bergrommene.

Lengdeaksen på bergrommene ble valgt ut i fra prinsippene om stor vinkel til strøkretningen på hovedsprekkesettene og liten vinkel til største hovedspenning. Retningen på lengdeaksen ble valgt til N 6° V.

Pilarbredden på Ertan anlegget ble bestemt ut i fra analog metoden ved sammenligning av 32 andre kraftstasjonskomplekser av tilsvarende størrelse. Statistisk analyse av disse anleggene viser at forholdet mellom pilarbredde (L) og største diameter (B) på nærmeste bergrom er L/B = 0,6-1,8 og forholdet mellom pilarbredde og største høyde (H) på nærmeste bergrom L/H = 0,35-0,8.

Pilarbredden mellom kraftstasjonshallen og trafohallen ved Ertan er 35 m og mellom trafohallen og svingekammeret 30 m. For bergrommene på Ertan er derfor forholdet mellom pilarbredde og diameter L/B = 1,1-1,5 og mellom pilarbredde og høyde L/H = 0,45-0,55. Forholdet L/H på Ertan kan derfor anses å være litt optimistisk mens L/B forholdet er som gjennomsnittet, se fig. 4.

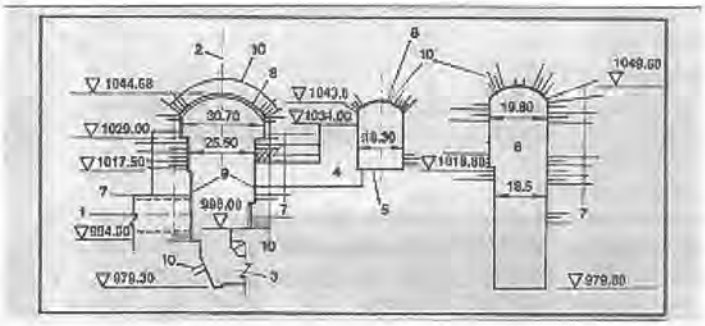


Fig. 4 Avstander mellom bergrommene. Sikringsopplegg

3 TOPOGRAFI - GRUNNFORHOLD

Topografi
Anlegget ligger på ca. kote 1000 i bunnen av en dyp elvedal. Fjellene ovenfor når opp i over 2000 m.o.h. Midlere dalsidevinkel er opptil 40-45°.

Tektonikk
Ertan anlegget ligger på vestkanten av det såkalte Panzhihua-Xichang forkastningsbeltet, Forkastningsbeltet er ca. 400 km langt og har NNØ-SSV-lig retning. Panzhihua-Xichang beltet er et gammelt innsynkningsområde (Panxi paleorift) som ble dannet ved strekk-spenninger i jordskorpen i kaledonsk tid (ca. 500 mill. år) og var aktiv frem til slutten av Trias (200 mill. år). I permisk tid (250-290 mill. år) var det aktiv vulkanisme i innsynkningsområdet. Forkastningssonen er blitt gjenaktivisert i kvartær tid (0-2 mill. år). De største dypforkastningene i forkastningebeltet er de såkalte Anning- og Panzhihua forkastningene, hvor Anning er den mest markerte med bl.a. varme kilder langs sonen.

Den seismiske intensiteten ved anlegget er anslått til å være i størrelsesorden ca. 7 på Mercalli skala. Drivkreftene som forårsaker jordskjelvene i området er NNV-SSØ-gående regionale trykkspenninger i jordskorpen. Oppløsningen på jordskjelvene (focal mechanisms) i området viser at alle jordskjelvene er typiske skjærforkastninger (strike slip faults). Jordskjelvmålere som måler jordskjelv innenfor et område på 1700 km^2 er installert i området.

Bergarter
Underjordsanleggene, med unntak av flomløpstunnelene ligger i venstre dalside. Bergarten i høyre dalside er basalt. Bergmassene i venstre dalside består i hovedsak av permiske størkningsbergarter av typen granodioritt, gabbro og metabasalt. Størsteparten av hengen i kraftstasjonen ligger i granodioritt med unntak av en ca. 50 m lang seksjon i den sørlige delen som ligger i gabbro. Sørenden av kraftstasjonshengen ligger i metabasalt. Størsteparten av hengen i trafohallen ligger i gabbro med unntak av en ca. 80 m seksjon i nordenden og ca. 10 m i sørenden som ligger i granodioritt. Hengen i svingekammeret ligger hovedsakelig i gabbro med unntak av en ca. 40 m lang seksjon i sørenden som ligger i granodioritt. Gabbroen tynnes ut og granodioritt øker nedover i bergrommene.

Oppsprekking
Sprekkemønsteret er tilsvarende i granodioritten og gabbroen. Det er registrert to hoved-sprekkesett (A og B) i bergmassene i tillegg til to mindre markerte sprekkesett. Sprekkesett A er det mest dominerende.

Sprekkesett	Strøk/fall	Strøk/fall gjennomsnitt.
A	N 30°- 50°Ø/50°- 80° NV	N 43°Ø/64° NV
B	N 40°- 60°V/60°- 70° NØ	N 54°V/63° NØ
C	Ø - V/25°- 70° S	
D	Ø - V/50°- 80° N	N 81°/73° N

Tabell 2 Sprekkeorientering

Sprekkene i granodioritten og gabbroen er normalt tette, med noe rust, kalkspat og i enkelte tilfeller tynnt klorittbelegg på sprekkeplanene. Svakhetssoner med glideplan på sprekke-flatene (skjærsoner) er registrert. De fleste sprekker og svakhetssoner er bølgete. De fleste svakhetssonene har retning langs sprekkesett A og C. Kun et fåtall svakhetssoner har retning langs sprekkesett B. Tykkelsen på svakhetssonene varierer fra 0,2-0,5 m.

Bergartsparametre
Bergartens materialparametre er vist i Tabell 3.

Bergart	γ [g/cm3]	σ_c [MPa]	σ_t [MPa]	E [GPa]	C [MP]	φ [°]	ϕ [°]
Granodioritt	2,7	176-212	8,7	30-60	5	60	33-37
Gabbro	3,1	107-186	9,8	60-90	5	60	33-37
Metabasalt	3,0	177-202	11,5	70-130	4	60	33-37

Tabell 3 Bergartsparametre

parametre:
γ: Romvekt [g/cm3]
σ: Enaksial trykkstyrke [MPa]
σ: Strekkstyrke [Mpa]
E: Elastisitetsmodul [Gpa]
C: Kohesjon i intakt berg [Mpa]
φ: Indre friksjonsvinkel i intakt berg [°]
ϕ: Mobiliserbar sprekkefriksjon [°]

Bergmassekvalitet
Basert på NGI's Q-system, har granodioritten og gabbroen på Ertan utenom svakhetssoner og oppsprukne bergmasser, generelt relativ god bergmassekvalitet, hvis man ikke tar hensyn til høye bergspenninger, dvs. setter SRF (stress-reduction factor) lik 1. Q-verdien i anbudsdokumentene ble anslått til å være i størrelsesorden Q = 4-50 (middels - meget godt berg). Hvis man p.g.a. høye bergspenninger anvender SRF = 20-50 blir bergmassekvaliteten redusert til Q = 0,5 - 2 (meget dårlig - dårlig berg).

Empiriske sammenligninger som har vært utført mellom Q-verdi og deformasjoner er vist i fig. 5. Ut i fra diagrammet kan man se at forventet Q-verdi i et 50 m høyt bergrom, hvor det er registrert 50-100 mm deformasjoner, skulle være i størrelsesorden 1-2.

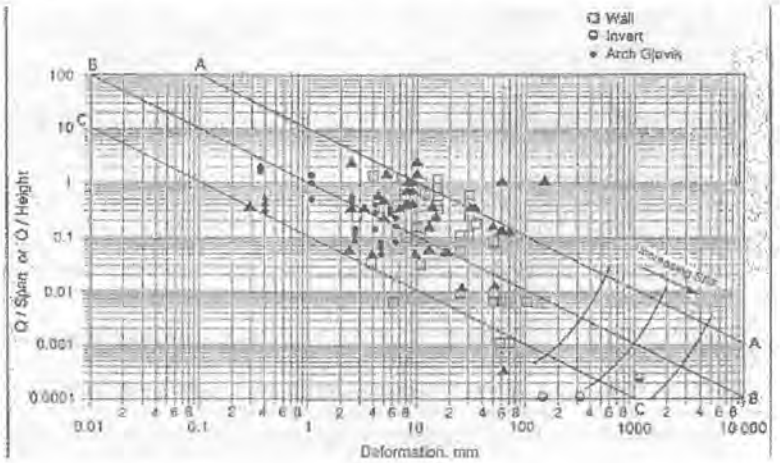


Fig. 5 Forholdet mellom målt deformasjon, diameter eller høyde og Q-verdi

4 BERGSPENNINGER

Bergoverdekning i kraftstasjonsområdet er i størrelsesorden 250-350 m. Ved grunnundersøkelsene ble det utført in-situ spenningsmålinger i borhull og stoller. I enkelte stoller ble det registrert sprakefjell, forårsaket av spenningsavlastning, men generelt har undersøkelsesstollene vært stabile. Tett parallell oppsprekking av borkjerner fra kraftstasjonsområdet er også registrert. Dette tilsier høye bergspenninger og potensielle bergslagsproblemer. Bergspenningene antas å være forårsaket av både dalside- og tektoniske spenninger. Største hovedspenning σ_1 varierer fra 20-66 MPa og har 30° fall i retning 200-210°, dvs. omtrent parallell med sprekkesett A. I dalbunnen varierer σ_1 fra 40-66 Mpa. Resultatene er vist i Tabell 4.

Bergart	σ_1 [MPa]	σ_2/σ_1 [MPa]	σ_3/σ_1 [MPa]
Granodioritt	20 - 30	0,53	0,33
Gabbro	30 - 40	0,53	0,33

Tabell 4 Bergmassenes hovedspenninger

Hvis den jomfruelige største hovedspenning er i størrelsesorden $\sigma_1 = 40$ MPa og jomfruelig minste hovedspenning er i størrelsesorden $\sigma_3 = 10$ MPa, kan man regne største tangentialspenning σ_t som påvirker bergkonturen, ut fra Kirsch formel:

$\sigma_t = 3 \times \sigma_1 - \sigma_3 = 3 \times 40 - 10 = 110$ MPa

Geoconsult i Salzburg har utført FEM numeriske analyser for kraftstasjonskomplekset på Ertan. Beregningene viser tangentialspenninger i størrelsesorden ca. $\sigma_t = 110$ MPa i området hvor sugerørene kommer inn i kraftstasjonen. Tangentialspenninger i størrelsesorden ca. $\sigma_t = 60$ MPa er beregnet i vederlaget oppstrøms og i overgangen mellom vegg og såle, nedstrøms i kraftstasjonen og svingekammeret. Tangentialspenninger i størrelsesorden ca. $\sigma_t = 50$-60 MPa er beregnet i søndre vederlag og i nordre overgang vegg/såle i sugerørstunnelene og kabeltunnelene som ligger på tvers av bergrommene.

I 1996 når bergrommene var ferdig utsprengt ble det utført nye tredimensjonale spenningsmålinger i oppstrøms vederlag av kraftstasjonshallen, i nedre deler av nedstrømsveggen i trafohallen og svingekammeret.

I kraftstasjonen viser målingene største hovedspenning σ_1 på 53, 32 og 35 MPa for hhv. 5, 10 og 15 m avstand fra bergoverflaten. Orientering av σ_1 i kraftstasjonen er mot vest med 25-40° fall. I trafohallen viser målingene største hovedspenning σ_1 på 65 og 12 MPa for hhv. 10 og 15 m avstand fra bergoverflaten. I svingekammeret viser målingene største hovedspenning σ_1 på 25, 22 og 20 MPa for hhv. 5, 10 og 15 m avstand fra overflaten. Orientering av σ_1 i svingekammeret er 202-212 med 53°, 57° og 12° fall for hhv. 5, 10 og 15 m avstand fra veggen.

5 DEFORMASJONER

I bergrommene er det installert 3-6 måleseksjoner med 20-28 m lange ekstensometre og målebolter. I hver måleseksjon er det installert 3 ekstensometre og 3 målebolter i hengen og i hver sin sidevegg, dvs. på kote 1037, 1027 og 1010. Resultater fra deformasjonsmålingene i bergrommene er vist i følgende avsnitt.

Kraftstasjonshall

Hvelv
Registrerte deformasjoner i hengen er i underkant av 5 mm, bortsett fra pel 0+79, 0+225 og 0+259 hvor det er registrert hhv. 6, 14 og 13 mm deformasjoner.

Oppstrømsvegg
På kote 1037 er det stort sett registrert 1-60 mm deformasjon. På kote 1027 er det registrert 40-122 mm deformasjon. På kote 1010 er det registrert 10-55 mm deformasjon.

Nedstrømsvegg
På kote 1037 er det stort sett registrert i underkant av 5 mm deformasjon, bortsett fra i sørenden, hvor det er registrert ca. 20 mm deformasjon. På kote 1027 er det registrert 15-70 mm deformasjon. På kote 1010 er det registrert 20-122 mm deformasjon.

Deformasjoner på ca. 100 mm er registrert i oppstrømsveggen på kote 1027 ved pel 0+110 og i nedstrømsveggen på kote 1010 ved pel 0+79 og 0+110. Største deformasjon på 121,5 mm er registrert ved pel 0+110 på kote 1027.

Transformatorhall

Hvelv
Kun små deformasjoner på 2-3 mm er registrert i hengen.

Oppstrømsvegg
På kote 1039 er det registrert 5-185 mm deformasjon. På kote 1027 er det registrert 65-117 mm deformasjon.

Nedstrømsvegg
På kote 1039 er registrert 6-35 mm deformasjon og i to ekstensometre er det registrert sprekkeåpninger på 40-150 mm i pilaren mellom trafohallen og svingekammeret. På kote 1027 er det registrert 10-45 mm deformasjon og i to ekstensometre er det registrert sprekkeåpninger på 75-95 mm i pilaren mellom trafohallen og svingekammeret.

Største deformasjon på 184,7 mm er registrert i oppstrømsveggen på kote 1039 ved pel 0+55.

Svingekammer

Hvelv
Kun små deformasjoner på 1-3 mm er registrert i hengen.

Oppstrømsvegg
På kote 1045 er det registrert 4, 145 og 195 mm ved hhv. pel. 0+43, 0+121 og 0+152. På kote 1029 er det registrert 55, 136 og 114 mm ved hhv. pel. 0+43, 0+121 og 0+152. På kote 1019 er det registrert ca. 37-92 mm deformasjon.

Nedstrømsvegg
På kote 1045 er registrert ca. 10-17 mm deformasjon. På kote 1029 er det registrert ca. 13-27 mm deformasjon. På kote 1019 er det registrert 5-35 mm deformasjon.

Deformasjoner større enn 100 mm er registrert i oppstrømsveggen på kote 1045 og 1029 ved hhv. pel 0+121 og 0+152. Største deformasjon på 194,8 mm er registrert i oppstrømsveggen på kote 1045 ved pel 0+152.

6 STABILITET OG SIKRING

For underjordsanleggene på Ertan er det benyttet fullt innstøpte bolter, endeforankrede kabelbolter, fiberarmert sprøytebetong og full utstøping. De høye veggene i kraftstasjonen og svingekammeret er i tillegg sikret med 175 tonn kabelstag, se fig. 6.

Ved utsprengning av bergrommenes takskive ble det ikke registrert sprak- eller bergslagsproblemer. Ved sprengning av benkene nedover i bergrommene har bergslagsproblemene økt, spesielt i vederlagene oppstrøms og sideveggene nedstrøms. Dette tilsier moderate jomfruelige bergspenninger i takskivenivå og at spenningskonsentrasjonen har økt ved utsprengning nedover i bergrommene.

Fig. 6 Utlasting i svingekammer nr. 2

Omfordeling av spenningsstrømmen rundt bergrommene som er vist i fig. 7 forklarer hvorfor spenningsproblemene øker ved økt utgravingsnivå.

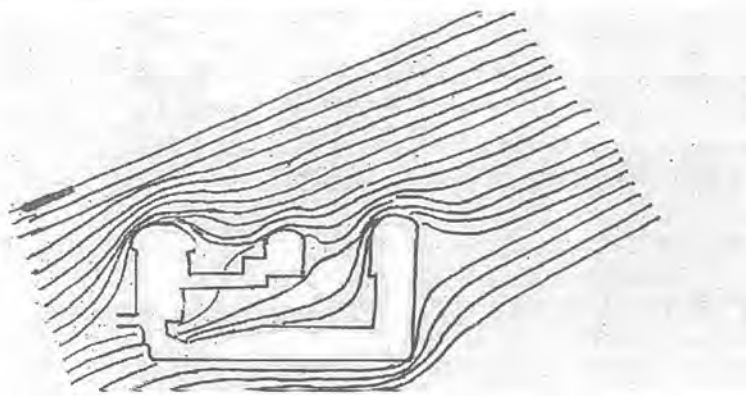


Fig. 7 Spenningsstrømlinjer rundt kraftstasjonskomplekset

Endeforankrede bolter og stag er en fleksibel og energiabsorberende sikring som anbefales i områder med høye bergspenninger. En endeforankret bolt av vanlig stålkvalitet kan forlenges med ca. 6%. Fullt innstøpte bolter kan ikke deformeres sammen med berget.

Følgende sikring er brukt som permanent sikring i bergrommene:

Hvelv
Fullt innstøpte bolter, 5-8 m lange, avstand ca. 1,0 x 1,0 m og 100-150 mm fiberarmert sprøytebetong.

Sidevegger
I svingekammeret er det brukt fullt innstøpte bolter, 4-8 m lange med avstand ca. 1,5 x 1,5 m og minst 70 mm fiberarmert sprøytebetong. I kraftstasjonen er det brukt fullt innstøpte bolter, 6-8 m lange med avstand 1,5 x 1,5 m og minst 100 mm fiberarmert sprøytebetong. I tillegg var det planlagt 15-20 m lange stag med 6 m avstand i veggene av svingekammeret og 15-20 m lange stag med 4,5 m avstand i veggene i kraftstasjonshallen.

Etter at takskiva og de øverste benkene i bergrommene var ferdig utsprengt ble det bestemt å redusere antall stag i svingekammer og kraftstasjon med 50% og antall bolter i svingekammeret med 60%.

Bergslag
Sprak er mer vanlig i granodioritt enn i gabbro. Bergslag er også mer vanlig i massive bergmasser enn i oppsprukne bergmasser.

De største sprak- og bergslagsproblemer med avskalling av berg- og sprøytebetong har forekommet i oppstrøms vederlag og i overgangen mellom vegg og såle i bergrommene. Store sprak- og bergslagsproblemer har også forekommet i søndre vederlag og i nordre overgang vegg/såle i sugerørstunnelene og kabeltunnelene som har retning Ø-V.

Oppsprekking av sprøytebetongen har også forekommet i hengen i bergrommene. Verst er skadene i kraftstasjonshengen og svingekammeret.

De største deformasjoner og bergslag har inntruffet etter jordskjelv eller større gjennomslag i kraftstasjonen og svingekammeret.

Skader i tunneler og bergrom
Det første store bergslaget på Ertan inntraff i desember 1994. I samme uke var det registrert et jordskjelv i området. De største skadene ved dette bergslaget oppstod i kraftstasjonen og kabeltunnel 1 og 2.

Det største bergslaget på Ertan inntraff i september 1995. Også denne gangen var det registrert to jordskjelv i størrelsesorden 3,2-3,7 på Richters skala i samme uke. De største skadene oppstod i oppstrømsveggen i trafohallen mellom kabeltunnel 1 og 2, se fig. 8, i kabeltunnel 1 og 2, i sugerørtunnel 1 og 2, se fig. 9 og 10. og i nedstrømsveggen i kraftstasjonen.

Siste store bergslag inntraff på Ertan i slutten av april 1996. Ved bergslaget oppstod det skader i sålen og nedre deler av veggene og i oppstrøms vederlag i kraftstasjonen.

Sprak- og bergslag inntreffer med jevne mellomrom på Ertan. Det som her kalles store bergslag er bergslag hvor det smeller på mange forskjellige steder på samme tidspunkt. Tidsintervallet mellom disse tre store bergslagene er ca. 9 måneder.

Fig. 8 Skader i kabeltunnel nr. 2 som oppstod ved bergslaget 08.09.95

Fig. 9 Skader i søndre vederlag av sugerørstunnel nr. 1

Fig. 10 Skader i sugerørstunnel nr. 2. Den nedre delen av nordre veggen i overgangen til såle er løftet opp

Tiltak

Følgende tiltak har vært tatt i bruk for å øke sikkerheten og stabiliteten av bergmassene: Installering av nett hvor det er registrert skader på sprøytebetongen. Installering av 35 tonn og 175 tonn stag i veggene av bergrommene og 15 tonn endeforankrede kabelbolter i hengen. Installering av 15 tonn endeforankrede kabelbolter i sugerørstunnel 1 og 2 og i kabeltunnel 1 og 2 og andre steder hvor det har vært bergslagsproblemer. Lengden av kabelboltene varierer fra 8-12 m, slik at de blir endeforankret ca. 2-4 m bak den stive sikringen. Installering av 175-350 t kabelstag i sålen av kraftstasjonen og igjennom pilaren mellom kraftstasjonen og trafohallen og trafohallen og svingekammeret har også vært utført.

7 REFERANSER

Nilsen, S. 1993: Ertan - Anlegget i Kina. Norsk rådgiving ved vannkraftanlegg. Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk. Tapir, Trondheim, s. 5.1-5.18.

Nilsen, B. 1995: Skråningsstabilitet - er forskjellen stor mellom Sichuan og Norge? Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk. Tapir, Trondheim, s. 29.1-29.9.

World Atlas of Hydropower & Dams 1996: The International Journal on Hydropower & Dams. Vol. 3, Issue 1, 1996.

Cheng Xuemin 1995: Tunnels for a hydro project in a Chinese wilderness. Tunnels & Tunneling, March 1995.

Reynolds, P. 1994: China rock puzzle. International Water Power & Dam Construction, June 1994.

Guo Zongyan 1993: Ertan China Hydro Project. World Tunneling, December 1993.

Li Wo-Zhao 1992: Underground powerhouse chamber design of ERTAN hydroelectric project. IN; Broch, E. & Lysne, D. (eds.) Hydropower '92. Balkema, Rotterdam, 1992.

Grimstad, E. 1995: Ertan Hydroelectric Project - LOT 2. Rock Stress Problems - Rock Support Report, September 1995.

Grimstad, E. 1996: Ertan Hydroelectric Project - LOT 2. Rock Stress Problems - Rock reinforcement Report, May 1996.

Grimstad, E. & Barton, N. 1993: Updating of the Q-system for NMT. Proceedings, International Symposium on Sprayed Concrete, Fagernes, Norway, October 1993.

Geoconsult GmbH. 1994: Ertan Hydroelectric Project - Lot II, Expert opinion on Geological and Geotechnical Conditions, June 1994.

Geoconsult GmbH. 1995: 2nd Follow-up Report on Assessment of Cavern Stability and Support, February 1995.

Geoconsult GmbH. 1995: Follow-up Report No. 3 on Ertan Cavern Stability, September 1995.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

DRIFT UNDER HØYE BERGSPENNINGER I LÆRDALSTUNNELEN
TUNNELLING UNDER HIGH ROCK STRESS IN THE LÆRDALSTUNNEL

Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt, Oslo

SAMMENDRAG

I den 24,5 km lange Lærdalstunnelen er det høye spenninger som delvis skyldes høye horisontale spenninger, og til dels den store fjelloverdekningen på opptil 1450 m. 20 km av tunnelen har 800 m fjelloverdekning eller mer. Spenningsnivået har stor variasjon langs tunneltraseén, og er ikke nødvendigvis avhengig av fjelloverdekningen. Det er installert tre flerpunkts borhullsekstensometere i en rundkjøring om en pilar med 1250 m fjelloverdekning. Mesteparten av bevegelsene foregikk på dyp større enn 3 m fra tunnelperiferien. Dette kan skyldes tett bolting kombinert med sprøytebetong som holdt den ytre delen av bergmassen sammen.

Artikkelen beskriver ulike sikringsprosedyrer under høy bergtrykk. Bare bolter eller bare sprøytebetong gir dårlig sikring. I områder med intens avskalling og bergslag er det ofte store deformasjoner en tid etter utsprengning og sikring. På disse stedene er det en fordel at bolteskivene sitter på utsiden av sprøytebetongen. Noe reparasjon av sprøytebetongen må påregnes etter store deformasjoner.

Variasjonen av både variable og faste kostnader med ulik ukeinndrift har blitt undersøkt med bakgrunn i tall fra driften på Aurlandsiden. Til sammenligning er også tall fra Høyangertunnelen som ble sikret med bolter og nett tatt med.

SUMMARY

In the 24,5 km long Lærdal Tunnel has the excavation encountered high stresses caused by high horizontal stresses and partly high overburden up to 1450 m. 20 km of the tunnel length has an overburden of 800 m or more. The stress level has a large variation along the tunnel axis, partly independent of the overburden. Three multiple borehole extensometers are installed in a roundabout with 1250 m overburden. Most of the registered deformations were measured more than 3 m from the tunnel periphery. This may be caused by rock bolts with little spacing and shotcrete, which prevented opening of joints in the outer part of the rock mass .

The paper describes different proceedures of rock support under high stresses. Only rock bolts or only shotcrete give poor support. In areas with intense spalling and rockburst large deforamtion often occur some time after excavation and support. In these areas the plates of the rock bolts should prefeably be outside the shotcrete, and som repair of the shocrete should be expected after deformations.

Variations of variable and fixed costs related to the weekly excavation rate has been examined based on numbers from the Aurland side. For comparision also numbers from the Høyanger Tunnel, which was suported with rock bolts and wire mesh, has been examined.

INNLEDNING

Lærdalstunnelenen vil bli 24,5 km lang. I tillegg kommer en atkomsttunnel på 2,1 km som kommer inn på hovedløpet ca. 6 km fra Lærdal. Fjelloverdekningen er opptil 1450. 20 km av tunnelen har mer enn 800 m fjelloverdekning. I likhet med de fleste andre tunnelene på Vestlandet med høy fjellover-dekning tyder likevel avskallingsmønsteret på at de horisontale spenningene i store deler av tunnelen er større enn den vertikale. En fjelloverdekning på 1450 m tilsier en vertikalspenning på 39 MPa. Tunnelen går i grunnfjellsgneiser av ulike slag fra massiv granittisk gneis til gabbroid gneis og amfibolitt. De ulike bergartene reagerer forskjellig på høye spenninger. Amfibol- og glimmerrike gneiser oppfører seg mer plastisk enn de hardere sprøe gneisene som gir kraftige lyder når de skaller av.

I kryssområdet mellom atkomsttunnelen og hovedløpet er det ca. 1250 m fjelloverdekning. Driften i dette området i begynnelsen av oktober har imidlertid bare gitt svak avskalling i veggene og stuffen, mens hengen har vært lite preget av avskalling nær stuff. Det har under driften av atkomsttunnelen vært lite avskalling. Derimot på Aurlandsiden, hvor fjelloverdekningen har ligget stabilt mellom 800 og 850 m over de siste 2 km, har det til tider vært meget sterk avskalling og til dels kraftig bergslag i høyre side av hengen og høyre vederlag, samt nede i venstre vegg. Dette tilsier at største hoved-spenning her heller 20-40° mot SØ. [8]. Dette avskallingsmønsteret har vært stabilt siden tunnelen var kommet ca. 1000 m inn fra påhugget på Nyheim i Aurland. Intensiteten derimot har variert en del med et kraftig maksimum fra slutten av april til begynnelsen av juni 1996. Graden av avskalling eller bergslag influerer sterkt på sikringsarbeidene, og dermed også på inndriften.

I perioden med spesielt høye spenninger våren 1996 ble det bestemt å måle både deformasjon og spenninger i bergmassen, i sprøytebetongen og i boltene. Instrumenteringen ble påbegynt av SINTEF i mai. Men et uhell stoppet hele arbeidet. Da det var aktuelt å gjenoppta arbeidet, var spenningsytringene avtatt til et lavmål, slik at det var liten hensikt i å installere instrumentene. Bortsett fra en kort periode i august, har det vært moderat til liten avskalling også på Aurlandsiden siden juni 1996. Det ble 9 oktober 1996 installert 3 borhullsekstensometere i kryssområdet mellom hovedtunnelen og atkomstunnelen fra Tynjadalen på Lærdalssiden, hvor det blir sprengt ut en rundkjøring omkring en pilar med en diameter på 18 m i skrivende stund.

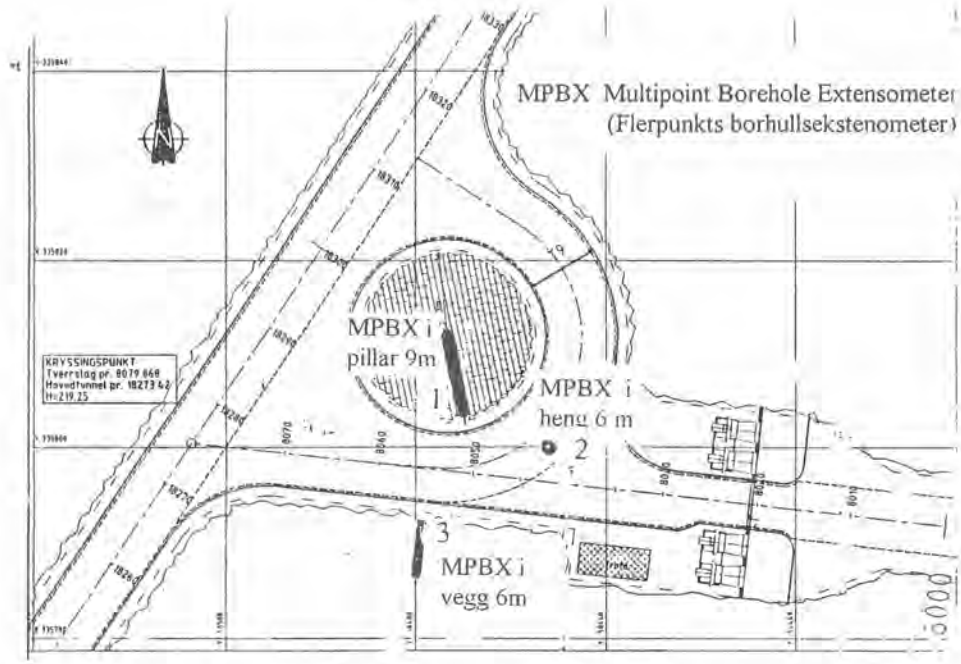
Under perioden med bergslag våren 96, ble det eksperimentert noe med ulike sikrings-prosedyrer for å øke sikkerheten på stuff, uten å tape for meget inndrift.

INSTALLERING AV BORHULLSEKSTENSOMETERE VED RUNDKJØRING PÅ 1250 M DYP.

I krysset mellom atkomsttunnelen fra Tynjadalen og hovedtunnelen skal det utformes en rundkjøring om en pilar med 18 m i diameter. Siste del av atkomsttunnelen inn mot rundkjøringen er utvidet til 20 m bredde for å gi plass til vifter og transformator. I dette området, som har ca. 1250 m fjelloverdekning, er det lite oppsprukket, massiv bergmasse med en del avskalling i veggene og vederlagene. Dette er særlig markert i høyre side og i flater som er vendt mot Tynjadalen. Det er relativt lite avskalling i hengen nær stuff. Det sprøytes for det meste etter hver salve her, slik at det ikke kan observeres om det skaller av i hengen noen salvelengder bak stuffen. Det er imidlertid en del avskalling i stuffen. Dette avskallingsmønsteret kan tyde på at det står spenninger parallelt med dalsiden. Dette kan i såfall gi mer avskalling i ytre vederlag i hovedtunnelen, som går parallelt med

dalsiden. Dalsiden ligger imidlertid ca. 2 km til siden for tunnelen, slik at anisotropien neppe er meget stor.

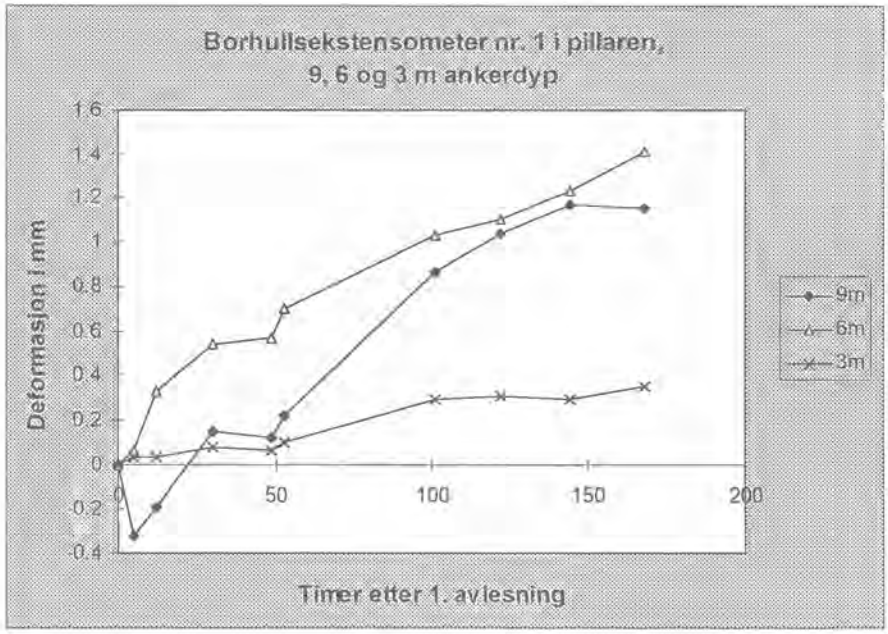
I forbindelse med drivingen forbi pilaren ble det 9. oktober installert tre borhullsekstensometere i området rundt pilaren, som skal stå i rundkjøringen i krysset mellom atkomsttunnelen fra Tynjadalen og hovedtunnelen. Se Figur 1. Det ene ekstensometeret, som står horisontalt i selve pilaren, er 9 meter langt med tre målepunkter på henholdsvis 9, 6 og 3 m dyp. Det andre, som står vertikalt i hengen ut for pilaren der hvor tunnelen har 20 m spennvidde, er 6 m langt med tre målepunkter henholdsvis 6, 4 og 2 meter opp fra hengen. Det tredje, som står horisontalt i vestre veggen vis a vis pilaren, er 6 m langt med to målepunkter på 6 og 3 m dyp. I skrivende stund var utsprengningen av pilaren ikke ferdig, slik at pilaren ennå ikke hadde fått maksimal belastning. Deformasjonene hadde derfor ikke nådd maksimale verdier. Rundt ekstensometrene i hengen er det 5 m lange bolter med gjennomsnittlig senteravstand på ca. 1,5 m, og i pilaren er det 4 m lange bolter med senteravstand ca. 1,2 m. Dette fører til at det blir lite deformasjon i de ytre deler av bergmassen i forhold til hva det ville ha vært med mindre bolting.



Figur 1 Geometrisk utforming av rundkjøring og kryss under 1250 fjelloverdekning med plassering av borhullsekstensometere.

Det ble observert betydelig avskalling før sikring, og mellom boltene i perioden før bergoverflaten ble dekket til med stålfiberarmert sprøytebetong. Det ble også notert noe rissdannelse i sprøyte-betongen i pilaren etter den første salven som ble tatt etter installasjon av ekstensometeret. Det ble bare observert små deformasjoner etter denne salven, som gikk 12-15 timer etter installasjon av ekstensometeret. 1. avlesning ble tatt 10 - 13 timer etter installasjonen. Ekstensometer 1 i pilaren viste en svak kompresjon mellom 6 og 9 m hulldyp mellom 1. og 2. avlesning. Se figur 2.

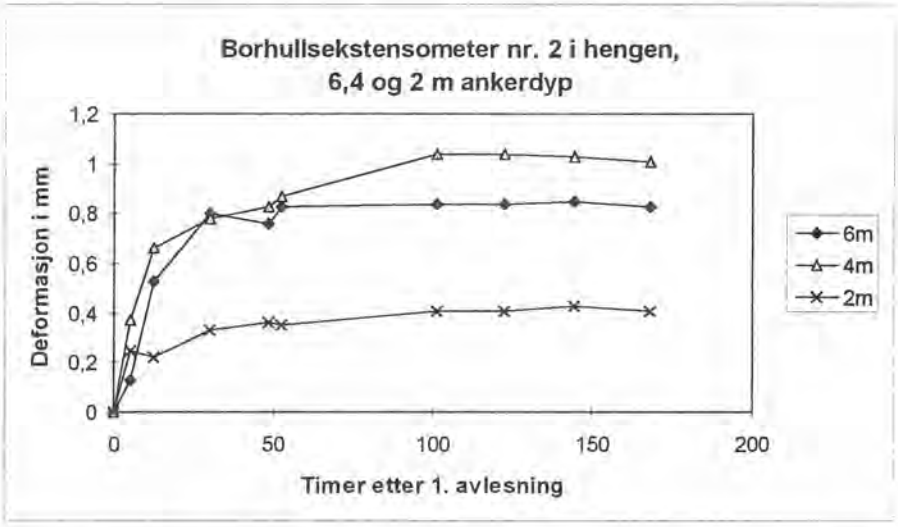
Dette kan være målefeil, men kan også være lukning av en sprekk som følge av spenningsomlagring etter salven. Under gysingen av ekstensometeret gikk det med noe mer masse enn det som tilsvarer borhullets volum. Dette kan tyde på at det finnes en sprekk i dette området. Som det går frem av deformasjonskurvene, er det lite deformasjon i de ytre 3 meterne, og noe mer mellom 3 og 6 m. Kurvene for 6 og 9 m ankrene går ikke helt parallelt, selv om de har samme utvikling etter avlesning nr. 2. Deformasjonen er relativt jevn til og med siste måling. Akkumulert deformasjon etter 7 dager er bare 1,41 mm for 6 m ankeret, og 1,15 mm for 9 m ankeret. (Kompresjon i 2. avlesning).



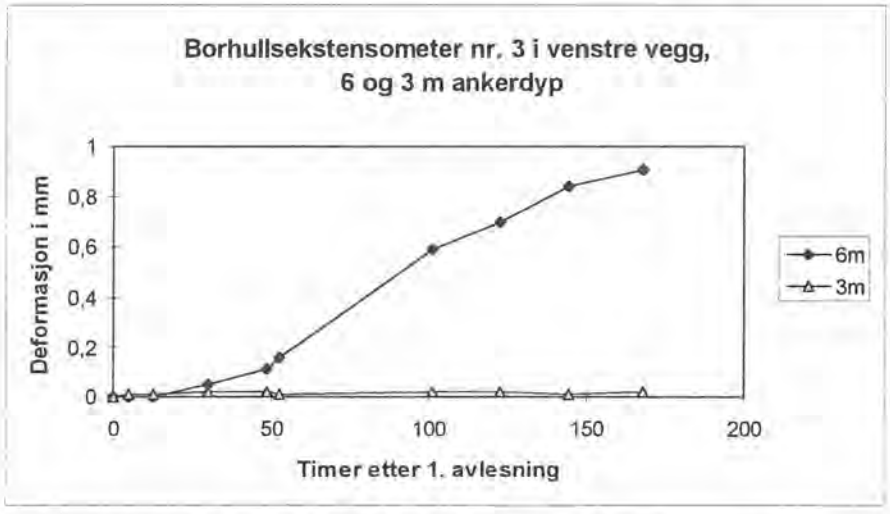
Figur 2. Deformasjoner i pilaren de første 7 dagene etter 1. avlesning, regnet i timer.

Ekstensometer 2 i hengen viser også mindre deformasjon for det dypeste ankeret (6 m). Se Figur 3. Ankeret på 6 m dyp viser en utflating på kurven på samme tidspunkt som en tilsvarende utflating i deformasjonskurven for ekstensometer 1. Det er usikkert om dette skyldes spenningsomlagringer etter salve eller er måleunøyaktighet. For både ekstensometer 1 og 2 viser det grunneste ankeret, (henholdsvis 3 og 2 m) minimal bevegelse etter den andre målingen. De to dypest ankrene viser en gradvis flatere deformasjonskurve etter de første to døgnene. Det ble renske ned et 8-12 cm tykt flak inntil målehodet på ekstensometer 2, slik at ekspansjonen (1-2 mm) av den ytterste avskallingssprekken etter salven ikke ble registrert.

Ekstensometer 3 i venstre vegg sett fra Tynjadalen viser, som ventet mindre deformasjon enn de to andre. Se Figur 4. Først etter 4 dager (inkludert helg), og mange salver ble det registrert signifikant bevegelse i området mellom 3 og 6 m dyp. Ingen signifikant deformasjon er observert de ytterste 3 m. Ekstensometer 1 og 2 står i meget massiv praktisk talt sprekkefri stripet diorittisk gneis, mens ekstensometer 3 står i en finkornet glimmerrik litt mer oppsprukket gneis som synes å være helt uten spenninger.



Figur 3. Deformasjoner i hengen de første 7 dagene etter 1. avlesning, regnet i timer.



Figur 4. Deformasjoner i venstre vegg sett fra Tynjadalen de første 7 dagene etter første avlesning, regnet i timer.

Den høye overdekningen (1250 m), og spesifikk vekt 27 KN/m^3 skal etter teorien gi en vertikal spenning, σ_z, på ca. 34 MPa. Ved å bruke formelen $\sigma_h = k \cdot \sigma_z$, kan vi forsøksvis beregne den horisontale spenningen, σ_h, ut fra den vertikale spenningen.

Hvor konstanten, $K = 0.25 + 7 \cdot E_h \left(0.001 + \frac{1}{z} \right)$

E_h er deformasjonsmodulus i horisontal retning.
Deformasjonsmodul er foreløpig ikke målt med stor nok sikkerhet til at vi kan bruke tallet. Men ut fra erfaringer med tilsvarende bergarter, ligger den sannsunligvis på rundt 50-70 GPa. Ut fra dette er K = 1 og den horisontale spenningen skulle være nær opptil den vertikale spenningen

Avskallingsmønsteret i krysset tilsier imidlertid en markert høyere subvertikal spenning sammenlignet med den horisontale. Det kan som nevnt tidligere skyldes en dalsideeffekt, selv om dalsiden står ca. 2 km fra tunnelen. Selve pilaren må ta deler av de lastene som fordeles fra den bergmassen som fjernes rundt pilaren. Initialt, før pilaren deformeres mer enn omgivende vegger, må en anta pilaren må bære lasten fra bergmassene i de frisprengte arealene inntil halve avstanden til omgivende vegger. Dette øker den vertikale spenningen på pilaren fra 34 til i underkant av 100 MPa. Etter hvert som pilaren deformeres, vil sannsynligvis noe av lasten fra overliggende bergmasse gradvis overføres til sideberget.

Tangentialspenningen, σ_θ, som grovt kan regnes ut fra største og minste hovedspenning ved hjelp av Kirch's forenklede formel blir da: $\sigma_\theta = \sigma_1 \cdot 3 - \sigma_3$. I veggene utenom rundkjøringen skulle dette tilsi en tangentialspenning, $\sigma_\theta = 77 - 92$ MPa, når $\sigma_1 = \sigma_z = 34$ MPa og $\sigma_3 = 25 - 10$ MPa. Enaksial trykkfasthet er foreløpig målt til $\sigma_c = 208$ MPa fra én borkjerne. I følge empiriske erfaringer med hensyn til forholdet mellom tangentialspenninger og enaksial trykkfasthet, σ_θ/σ_c, som her blir 85/208 = 0,41, skulle vi kun ha lite avskalling i veggene, noe som stemmer med observasjonene. I pilaren derimot, hvor $\sigma_\theta/\sigma_c = 200/208 = 0,96$, var det tildels sterk avskalling før sikring. Se Tabell 1. [3], [4] og [5]. Uten at spenningene er målt in situ vet vi ikke hvor store spenningene er. Spenningsytringene her i kryssområdet, 2,1 km inn fra Tynjadalen er langt svakere enn de har vært i andre tunneler hvor største hovedspenning har vært målt til over 25 MPa, og hvor forholdet σ_θ/σ_c er større enn 0,65. [5] Se Tabell 1.

Harde, kompetente bergarter, bergtrykksproblemer		σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
H	Lave spenninger, åpne sprekker. Utfall av blokker pga. lav spenning. Vanligvis nær overflaten.	>200	<0,01	2,5
J	Middels til høye spenninger, gunstige spenningsforhold.	200-10	0,01-0,3	1
K	Høye spenninger. Vanligvis gunstige spenningsforhold, men kan være ugunstig for veggene.	10-5	0,3-0,4	0,5-2
L	Moderat avskalling etter > 1 time i massivt berg.	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Avskalling og bergslag etter få minutter i massivt berg.	3-2	0,65-1	50-200
N	Intenst bergslag og umiddelbart deformasjonsbrudd i massivt berg.	<2	>1	200-400

Tabell 1. Sammenheng mellom σ_c/σ_1 og σ_θ/σ_c-forholdene og beskrivelse av spenningsforholdene. [3].

VALG AV SIKRING VED EKSTRA HØYE SPENNINGER (BERGSLAG OG KNUSING) I AURLAND.

Da stuffen sto omkring pel 3000 i mai 1996 var det uvanlig høye spenninger på Auralandssiden. Dette førte til bergslag og delvis knusing av en på forhånd massiv båndet gneis. Fjelloverdekningen på dette stedet er 800 m. Fjelloverdekningen er meget konstant (mellom 750 og 900 m) over en strekning på 3 km langs tunnelen i dette området. Området er i sin helhet dekket av fyllitt i terrengoverflaten, mens tunnelen går i massive grunnfjellsgneiser. Med 800 m fjelloverdekning blir den vertikale spenningen teoretisk 22 MPa. Avskallingen i tunnelen fra Aurland-siden har hele tiden vitnet om en subhorisontal største hovedspenning. Da nivået på spenningene økte markert etter påske i 1996, var det meget sterk avskalling i høye side av hengen og over i høyre vederlag. Det var også intens avskalling i nedre del av venstre vegg. Da spenningen var på det maksimale i første halvdel av mai, beveget hele stuffen seg utover i tunnelen med en hastighet som kunne observeres med det blotte øye. De mest påkjente områdene bommet seg opp umiddelbart etter salve med avskalling og bergslag, og var under rask deformasjon i lang tid etterpå, inntil sikring ble installert i form av bolter og sprøytebetong. Dette dempet deformasjonen.

I begynnelsen av denne perioden ble det sikret etter samme mal som hadde blitt fulgt under moderat avskalling tidligere. Følgende prosedyre ble da fulgt:

a) Mekanisk rensk som varte i 2 timer, førte tunnelpeirferien inntil 2 m ut fra teoretisk profil i det mest påkjente området.
b) Bolting i heng og vegger, og i stuffen ved intens avskalling og bergslag. 35-40m bolter (opptil 55) ble satt inn i heng og vegger pr. salve. I tillegg ble det satt 10-15 1,5 m lange bolter i stuffen, ofte kombinert med nett.
c) Sprøyting med stålfiberarmert betong (5-8 cm)på siste salve ved intens avskalling og bergslag. Eller som mest vanlig, når moderat avskalling opptrer: sprøyting av siste dags produksjon den påfølgende natt.
d) Ved intens avskalling og bergslag blir det satt inn bolter gjennom sprøytebetongen med liten senteravstand ca. 70 cm over sålen noen salvelengder bak stuff for å hindre nedkanten av sprøytebetongen i å skalle av der hvor den avsluttes.

Etter å ha drevet etter dette opplegget en tid, var det svært utrygt å arbeide ved stuff på grunn av stadig nedfall av løse flak og store deformasjoner under innsetting av boltene før sprøyting. Selv etter mekanisk rensk som førte profilet 2 m ut fra teoretisk profil, måtte det bores gjennom 1,5 m tykt lag av knust bergmasse (borsynk 2-5 m/minutt mot normalt i samme bergart1,2-1,3 m/min.), før det ble oppnådd kontakt med vanlig bergmasse. Dette tilsier at tilsammen 3,5 m av bergmassen utenfor teoretisk profil var knust og oppbommet som følge av de høye spenningene. Det ble observert opptil 15 cm deformasjon av hengen i forhold til enden av en endeforankret bolt hvor skiven var fjernet eller revet av. Disse observasjonene ble gjort i intervallet mellom bolting og sprøyting av samme salva. Det er sannsynligvis åpning av sprekker som følge av avskalling som føre til denne store konvergensen.

For å forbedre stabiliteten og å redusere behovet for mekanisk rensk ble det forsøkt å bore profilet tilnærmet i samme fasong som fremsto etter rensk med ca. en meter utvidelse fra normalprofilet. I tillegg ble sikringsprosedyren endret til følgende:

a) Etter sprengning ble mekanisk rensk utført som en lett og kortvarig rensk.
b) Sprøyting av stålfiberarmert betong (5-6 cm) etter utkjøring av ca. halve salva.

c) Innsetting av 3 m lange bolter gjennom den ferske sprøytebetongen, og 1,5 m lange bolter i stuffen samtidig som det ble boret for neste salve.

d) Andre laget av sprøytebetong ble lagt på samtidig som første laget av neste salve ble sprøytet. Det andre laget gikk ned i veggene til ca. 1,5 m over sålen. Ytterligere noen salvelengder lengre bak ble sprøytebetongen utvidet ned til fremtidig kjørebanenivå. Dette gir en bra reparasjon av det første laget, som ofte sprekker opp på grunn av store deformasjoner nær stuff. Den samlede tykkelsen blir ca. 10 cm i hengen og uttynning til ca. 5 cm nede i veggene.

e) En rekke med bolter blir satt inn ca. 0,7 m over fremtidig vegbane for å hindre avskalling eller utpressing av den nedre kanten av sprøytebetongen.

Høye spenninger (også) i veggene

Avslutning av sprøytebetong uten en rast av bolter gjennom sprtøytebetongen langs kanten fører som oftest til dannelse av overheng ved at det usikrede området fortsetter å skalle av og etter hvert river med seg sprøytebetongen. På Aurlandsiden ble et slik overheng på opptil 0,7 m dannet ca. 1 m over sålen bare 50-100 m bak stuffen da spenningene var svært høye. Ved å sprøyte helt ned og forankre kanten av sprøytebetongen med tett bolting (skivene utenpå betongen) stoppet denne avskallings-prosessen. Behovet for denne bolteraden rett over sålen er blitt demonstrert i mange andre tunneler, hvor store skader har oppstått i ettertid på grunn av manglende bolter.

FORSLAG TIL STABIL LANGTIDSSIKRING VED HØYE BERGRYKK

Oppsprekking og rissdannelse i sprøytebetong ser ut til å være relatert til betongens tykkelse og til en viss grad forholdet mellom tidspunktet for sprøyting av de ulike lagene og deformasjoner i bergmassen. Ved tykkelser under 3-4 cm ser det ut til at betongen ofte har tørket ut før den har herdet, eller at heften er dårlig. For tykk betong i områder med betydelige deformasjoner føre til brudd og oppsprekking. Tidlig påsprøytede lag bør derfor være mest mulig fleksible for å kunne følge bergmassens deformasjoner. Ingen sikring er sterk nok til å kunne hindre deformasjoner som følge av høye spenninger. Sikringen bør imidlertid vær sterk nok til å kunne hindre nedfall og kollaps. Deformasjonsmålinger kan være aktuelt for å finne balansen mellom deformasjoner og riktig sikringsnivå som ikke er for stiv og ikke for svak. Det er viktig at sluttsikringen ikke blir utført før deformasjonene har gått ned til et minimum. Dette gjelder særlig for sprøytebetongen. Det kan også være avgjørende at skivene på mange av boltene sitter på utsiden av sprøytebetongen (er plassert etter sprøyting) eller at boltene på annen måte har et sterkt samvirke med sprøytebetongen. Det er også viktig at boltene er endeforankret, slik at de kan strekke seg med deformasjonen i bergmassen uten å bli revet av i gjengene eller at platene blir trukket gjennom sprøytebetongen. Ved store deformasjoner eller for lite sikring vil det etter en tid i avstand 50 til flere hundre meter fra stuff komme oppsprekking i sprøytebetongen eller avskalling i tunnelperiferien.

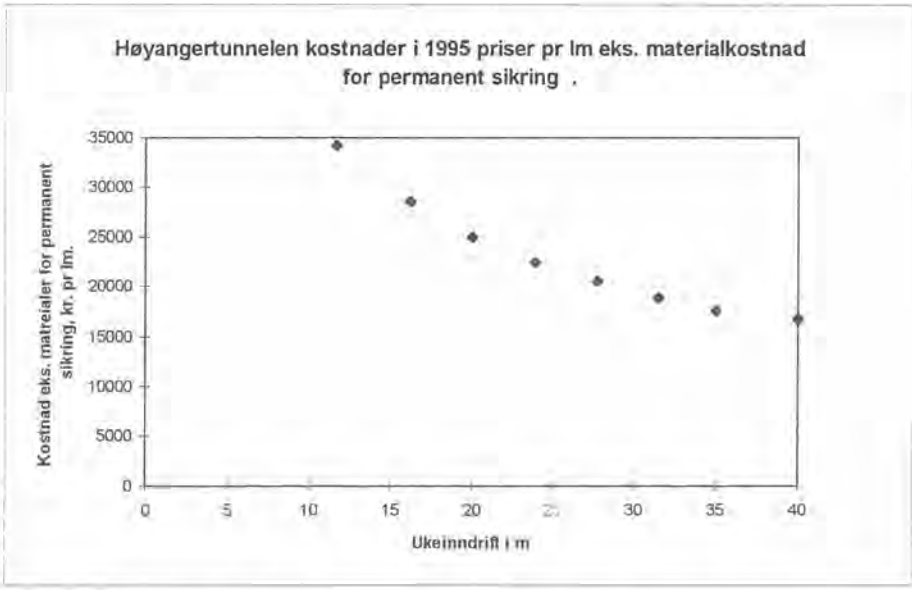
Som i mange andre tunneler har det også i Lærdalstunnelen vist seg at sprøytebetongen må føres helt ned til sålen eller at nedkanten av sprøytebetongen må boltes med liten bolteavstand og med platene utenpå sprøytebetongen for å hindre forsatt avskalling etter at arbeidet er avsluttet. Det bør også nevnes at endeforankrede bolter er helt nødvendig for å kunne oppnå stabil sikring med fordeling av spenningene på langs av bolten. erfaringer fra enkelte andre anlegg gir klare bevis på dette. Fullt innstøpte bolter gir ingen spenningsutgjevning langs bolten, og fører til ekstra store ødeleggelser på bergoverflaten i tunnelperiferien.

KOSTNADER VED ULIKE INNDRIFTSHASTIGHETER

Ved tunneldriving kan de løpende kostnaden deles inn i tre grupper.

a) De faste kostnadene som lønninger, brakkerigg, ledelse, maskiner i hvile etc.
b) De variable produksjonsavhengige kostnadene som borstål, sprengstoff, transport, sikring
c) Etterarbeid som ettersikring, grøfter, installasjoner, vann- og frostsikring, kjørebane etc

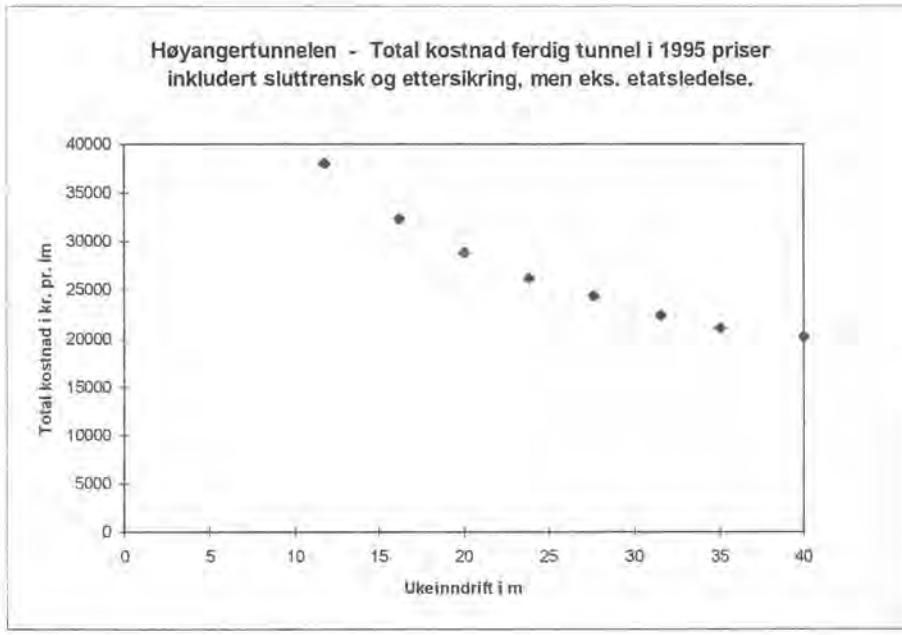
Etter opplysninger om de ulike kostnadene fra Jon Kvåle og andre fra Statens v.v., Sogn og Fjordane, har det vært mulig å analysere de ulike kostnadene som en konsekvens av ulike inndriftshastigheter. Det har vær hevdet at sikring med bolter og nett er meget billigere og bedre enn bolter og sprøytebetong. Derfor har jeg gått tilbake til data fra Høyangertunnelen for å sammenligne disse to sikringstypene. [2].



Figur 5. Kostnadsutvikling eks. matreialkostnad for sikringen og etatsledelse plottet mot ukeinndrift. (Oppdatert fra[2] med 1983 priser til 1995 priser med faktor 1,668).

I Høyanger ble det sikret til stuff med bolter og nett. Boltene ble satt inn med knematere etter en meget tidkrevende rensk. Ved intens avskalling eller bergslag ble det i tillegg nettet både i hengen og i stuffen før neste salve ble påbegynt. Nettet ble som regel mer eller mindre ødelagt av salvene. Dette medførte stadig reparasjon og utskifting av nett, samt rensk og tømming av stein fra nettposer. Etter gjennomslag måtte alt nett tas ned før en tidkrevende sluttrensk ble foretatt med hydraulisk hammer og manuell etterrensk. Dette førte til at de fleste eksisterende boltene måtte etterstrammes. Antall bolter satt inn på stuff ble øket med nesten 50 % som ettersikring. Til sammen ble det satt inn ca. 80.000 bolter på den 7,4 km lange fjelltunnelen, dvs. 10,7 bolter pr. lm. Lokalt var det opp til 15-16 bolter pr. lm. Til sammenligning er det hittil satt inn gjennomsnittlig kun ca. 4 bolter pr. lm på Aurlandsiden av Lærdalstunnelen. Til slutt ble det satt opp 26.000 m^2 netting som permanent sikring. Alt nettet er konsentrert i hengen og til dels i vederlagene. Veggene (særlig nedre del) ble etterlatt usikret. Noe av veggene måtte etterboltes noen få år etter åpning av tunnelen fordi store

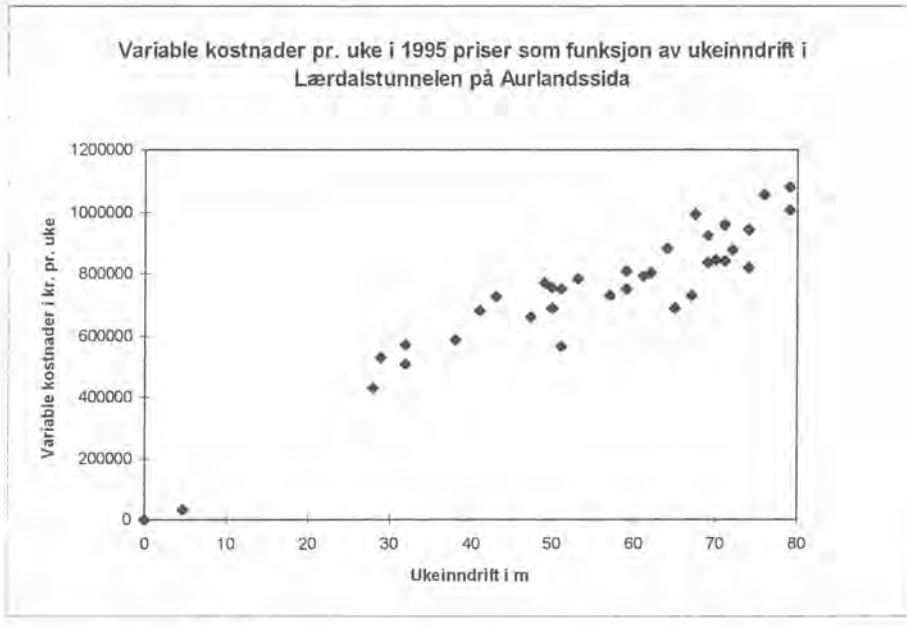
flak løsnet. Ellers har sikringen fungert bra i Høyangertunnelen. Kostnader uten og med sikringsmateriell er gitt i henholdsvis Figur 5 og Figur 6. Kurven i Figur 5, som er tatt fra [2] med en justering for prisstigning etter Vegdirektoratets prisomregningsfaktorer, viser at prisen pr. løpemeter varierer fra 16.700,- 1995 kr/lm ved en inndrift på 40 lm/uke til 34.250,- 1995 kr./lm ved en inndrift på11,7 lm/uke. Figur 6 viser samme priskurve inkludert prisen for sikringsmateriell, men uten utgiftene til etatsledelse, som kan være i størrelsesorden 3-4000,- 1995 kr./uke. Hvis vi sammenligner disse tallene med tallene som fremkommer i Figur 11, ser vi at en inndrift på f.eks. 40 m/uke kostet ca. 28.000,- 1995 kr./lm i Aurland mot ca. 25.000,- 1995 kr./lm i Høyanger når etatsledelse tas med. Gjennomsnittlig ukeinndrift i Høyanger var 22 lm/uke mot 58 lm/uke hittil i 1996 i Aurland. Selv med moderne utstyr som sannsynlig ville ha økt inndriften betydelig i Høyanger, vil tiden for nettsikring og den lange tiden som er nødvendig for sluttrensk og ettersikring ved valg av nett, ha gitt en redusert inndrift i forhold til sprøytebetong, som er meget rask å legge på, og som krever lite ettersikring, og gjør sluttrensk overflødig. I tillegg til dette kommer sikkerhetsaspektet. Det er meget farlig å arbeide under delvis usikret heng ved festing av nett.



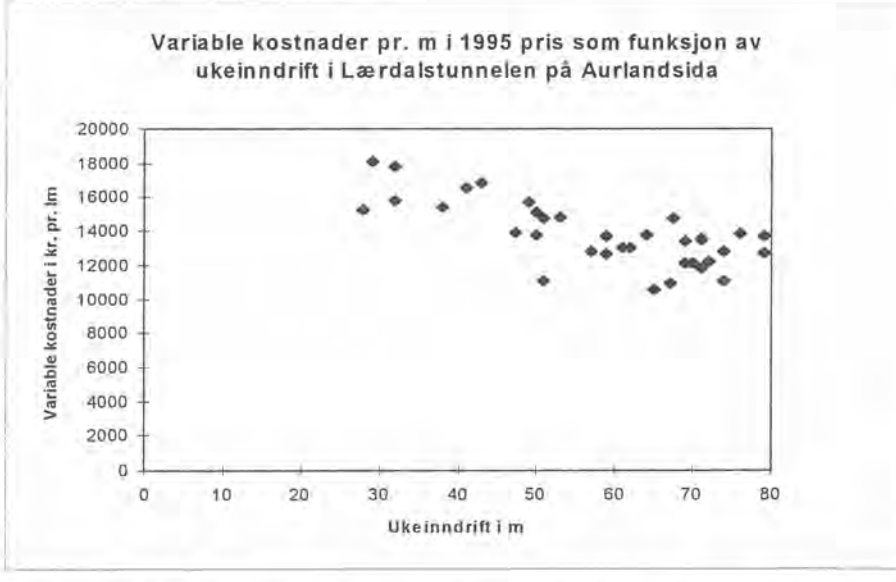
Figur 6. Kostnadsutvikling i 1995-kr. pr. lm i Høyangertunnelen, eks. etats- og avdelingsledelse plottet mot varierende ukeinndrifter. [2].

Figur 7 viser at de variable kostnadene pr uke øker tilnærmet lineært med økt inndrift. Når det ikke er drift er det heller ikke noen variable utgifter. Kurven antyder at de ukentlige variable utgiftene overstiger 1 mill. kr. når det drives mer enn 75 m/uke.

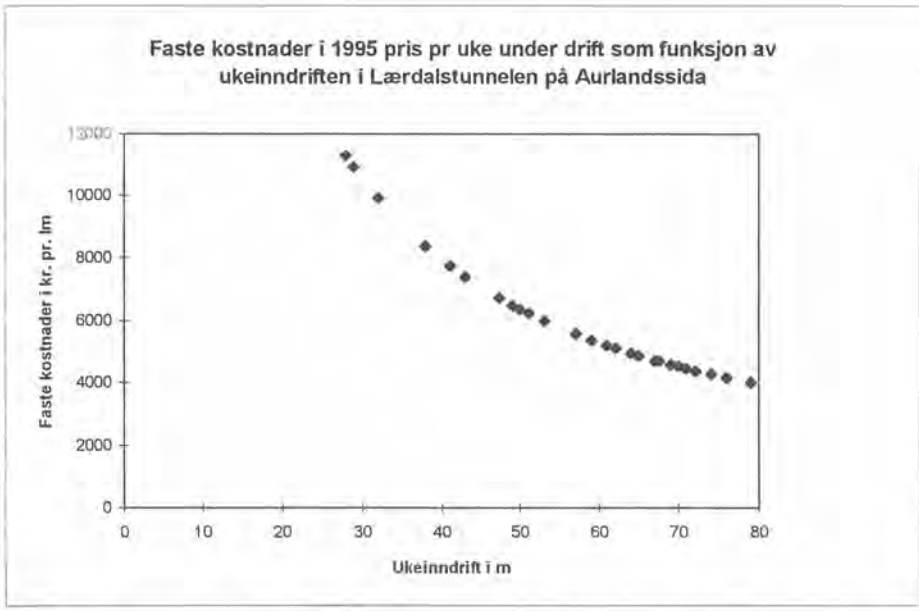
Kurven i Figur 8 viser at også de variable kostnadene/lm øker noe ved avtakende inndrift. De variable kostnadene øker fra ca 13.000,- kr/lm ved ca. 80 lm/uke til ca. 17.000,- kr/lm ved 30 lm/uke.



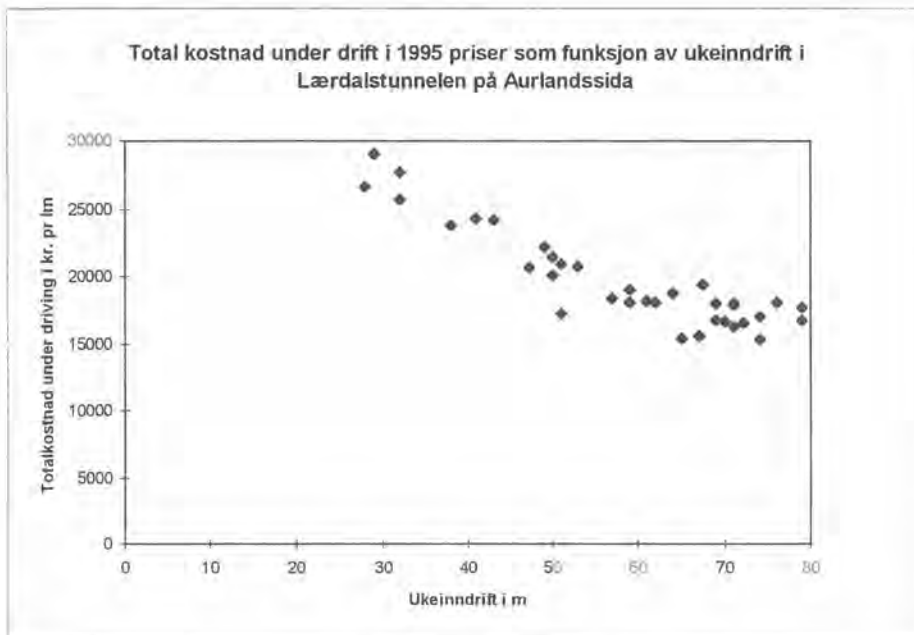
Figur 7. De variable kostnadner i kr. pr. uke på Aurladsstuffen i 1996 plottet mot ukeinndrift.



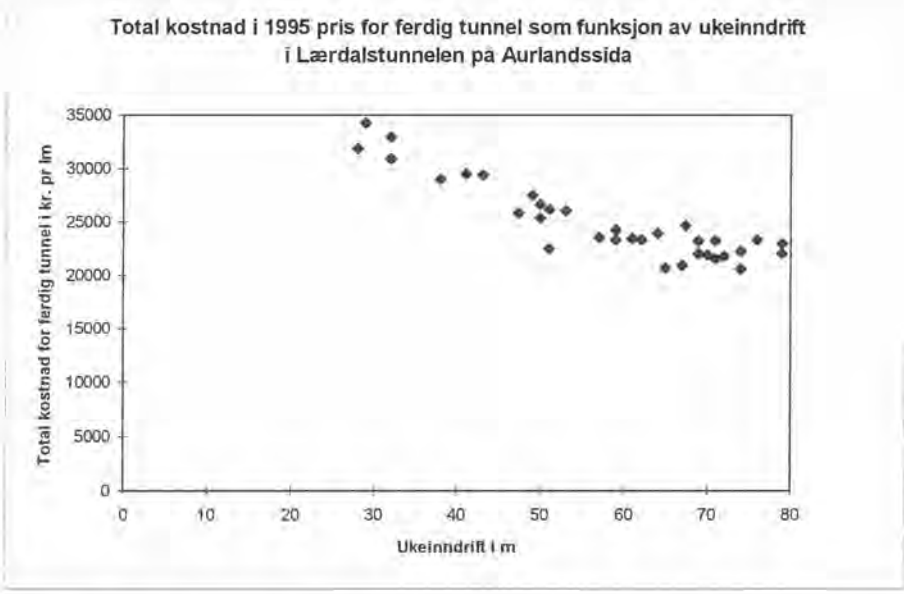
Figur 8. Variable kostnader i 1995 kr. pr lm på Aurlandstuffen i 1996 plottet mot ukeinndrift.



Figur 9. Faste kostnader i kr. pr. lm på Aurlandstuffen under drift plottet mot ukeinndrift.



Figur 10. Total kostnad (variable + faste) i kr. pr. lm plottet mot ukeinndriften i Lærdalstunnelen på Aurlandstuffen.



Figur 11. Total kostnad for ferdig tunnel i 1995 kr. pr. lm som funksjon av ukeinndrift i Lærdalstunnelen på Aurlandstuffen.

Figur 9 viser en sterk økning i de faste kostnadene pr. lm ved redusert inndrift. De faste kostnadene øker fra ca. 4.000,- kr/lm ved en inndrift på 80 lm/uke til ca. 12.000,- kr/lm ved en inndrift på 25 lm/uke. Figur 10 viser at de samlede kostnadene under driften øker fra ca. 17.000,- til ca. 30.000,- kr/lm når inndriften reduseres fra 80 til 25 lm/uke.

I figur 11 vises de estimerte samlede kostnadene for Lærdalstunnelen på Aurlandsiden som funksjon av ukeinndriften. Ved reduksjon i inndriften fra 80 til 25 lm/uke vil kostnadene øke fra ca. 22.000,- til ca. 30.000,- kr/lm.

REFERANSER

[1] Barton, N., R. Lien, J. Lunde 1974, "Engineering Classification og Rockmasses for the Design of Tunnel Support", Rock Mechanics, Vol. 6. No.4 pp.189-236.

[2] Grimstad, E. 1984, "Rockburst Problems in Road Tunnels", International Symposium on Low Cost Road Tunnels, Oslo, Norway June 1984, Proceedings, Tapir Press, Vol II, pp. 691-706.

[3] Grimstad, E. and N.Barton 1993, "Updating of the Q-system for NMT", International Symposium on Sprayed Concrete, Fagernes, Norway, November 1993, Proceedings, NIF, pp 46-66.

[4] Grimstad, E. and R. Bhasin 1996, "Stress-Strength Relationships and Stability in Hard Rock", National Conference on Recent Advances in Tunelling Technology, New Delhi, India March 1996, Proceedings, Government of India, Ministry of Water Resources, pp. 3-8.

[5] Grimstad, E., 1996, Stability in Hard Rock Affected by High Stress and Supported by Sprayed Concrete and Rock Bolts", International Conference on Sprayed Concrete, Gol, Norway 1996, Proceedings, pp. 75-84

[6] Kvåle, J., 1996, Statens vegvesen, Sogn og Fjordane, personlig kommunikasjon.

[7] Stephansson, O., L.O. Dahlstrøm, K. Bergstrøm, P.Sarkkä, A.Vaeaetaeinen, A. Myrvang, O Fjeld, and T.H. Hansen; «FennoscandianRock Stress Data Base»- FRSDB, Research report Luleå 1987: 06, Luleå University, Luleå 1987.

[8] Zoback, M.D., D. Moos, L. Mastin, and R.N. Anderson, «Wellbore Breakouts and in-situ stress», J. Geophysics.Res.90, p.5523-30, 1985.

Overingeniør Lars Mørk
NSB Bane Ingeniørtjenesten

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Armert jord - støttekonstruksjoner med grønn front

Arnstein Watn
Forsker, SINTEF Bygg og miljøteknikk

1. INNLEDNING

Støttekonstruksjoner/bratte skråninger med armert jord og vegetasjonsfront har i løpet av de siste 10 år hatt en økende anvendelse. Bruk av såkalt "grønn front" har mange fordeler estetisk, miljømessig og kostnadsmessig framfor mer tradisjonelle løsninger i form av vinkelstøttemurer i betong, spuntveggsløsninger e.l. Bygging av bratte skråninger er ofte aktuelt for å redusere arealbehov i forbindelse med trafikkanlegg. Vegetasjonsfronten har vist seg å ha klare fordeler mht støydemping i forhold til mer tradisjonelle konstruksjoner. Armerte støttekonstruksjoner kan i utgangspunktet bygges med helning opp til 90°, men av praktiske og estetiske årsaker er bygging av grønne fronter med helning over 75° lite aktuelt.

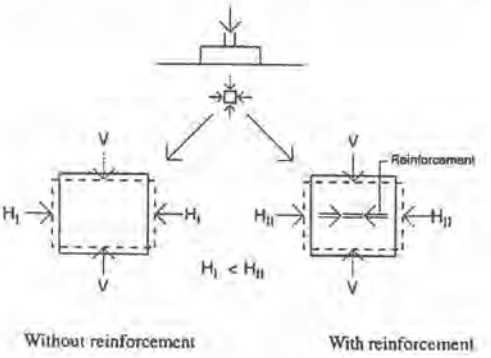
Tradisjonelle støttekonstruksjoner har strenge krav til utførelse mht drenering. Det er krav til bruk av telefrie og selvdrenerende tilbakefyllingsmasser for å unngå oppbygging av poretrykk og fare for deformasjoner pga teledannelse i tilbakefyllingen. Ved bygging av støttekonstruksjoner med grønn front vil disse kravene i noen grad stå i konflikt med ønsket om vegetasjonskledning. Etablering av vegetasjon krever tilgang på fuktighet og mer finstoffholdige masser i vekstsonen. For konstruksjoner med telefrie og selvdrenerende masser som tilbakefylling, spesielt ved helning over 60°, har det ofte vist seg vanskelig å etablere permanent vegetasjon.

Kravet til telefrie og selvdrenerende fyllmasser for en støttekonstruksjon er i stor grad betinget av selve den stive frontløsningen. Denne har meget begrensede muligheter til akseptable deformasjoner uten at det oppstår skade i form av oppsprekking. En vegetasjonsfront er i utgangspunktet en fleksibel konstruksjon, der noe deformasjon av fronten ikke nødvendigvis innebærer noe problem. Stabilitetsmessig er det ingen ting i veien for å dimensjonere en støttekonstruksjon med armert jord som tar hensyn til poretrykk i tilbakefyllingen, slik det er vist i kapittel 2.2. Dette er i prinsippet likt med en tradisjonell skråning som kan stabilitetsberegnes med forutsetninger om poretrykk. På denne bakgrunn vil jeg derfor heretter benytte uttrykket bratt skråning med vegetasjonsfront (vanligvis 45° - 75°). For en slik konstruksjon er kravene til tilbakefyllingsmasser og drenering ikke like rigide som for en tradisjonell støttekonstruksjon, forutsatt at dimensjoneringen tar hensyn til dette.

2. DIMENSJONERING OG BYGGING

2.1 Armert jord-prinsipp

Jordmaterialer har generelt liten strekkstyrke mens kapasitet for trykk og skjærbelastning kan være betydelig. Prinsippet bak armert jord er at det legges inn materialer som skal kompensere for jordens manglende strekkstyrke. For å mobilisere strekkspenningene i armeringen må omkringliggende materialer overføre skjærspenninger til armeringen og dermed påføre denne en strekktøyning. Dette medfører at hovedspenningsretningene i konstruksjonen blir dreid i forhold til en armert konstruksjon. Selve prinsippet for armert jord er vist i figur 2.1.



Figur 2.1 Armert jord, funksjonsprinsipp

Armeringens funksjon avhenger av samvirke med de andre materialene. Armeringen virker inn på fyllmassene omkring og fyllmassene påvirker igjen armeringen. Effekten av jordarmeringen kan enten beskrives som at matrixen jord/armering får bedre strekkstyrkeegenskaper enn den uarmerte jorden, eller som at jorden får mindre skjærbelastning fordi armeringen opptar denne i form av strekk.

I en armert jordkonstruksjon må det tillates visse deformasjoner for å mobilisere armeringsvirkningen. Størrelsen på deformasjonene avhenger både av konstruksjonstype, løsmassetype og armeringstype. For bratte skråninger med vegetasjonsfront er det vanligvis benyttet geosyntetiske produkter som armering og det som blir sagt om dimensjonering tar utgangspunkt i denne typen armering.

2.2 Dimensjonering

2.2.1 Sikkerhetsprinsipper

Dimensjonering av armerte støttekonstruksjoner utføres generelt etter retningslinjene gitt i NS 3479 "Prosjektering av bygningskonstruksjoner" og "Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk. Veiledning for bruk av grensetilstandsmetoden". datert juni 1979, fra

NBR. Ved en slik dimensjonering beregnes konstruksjonen for å ha en tilfredsstillende sikkerhet i bruddgrensetilstand mens den kontrolleres for deformasjoner i bruksgrensetilstand.

Analysene utføres med partielle sikkerhetskoeffisienter og det må verifiseres at dimensjonerende motstand er større enn dimensjonerende lastvirkning.

Materialkoeffisienter for konstruksjonens generelle sikkerhetsnivå bestemmes i hht "Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk". Denne materialkoeffisienten bestemmer tillatt mobiliseringsgrad for jordmaterialene i konstruksjonen og sikkerhetsnivå for den ytre stabiliteten av konstruksjonen.

For støttekonstruksjoner med armert jord må det i tillegg benyttes materialkoeffisienter for styrkeegenskapene for armeringen. Disse materialfaktorene skal ivareta skade ved installasjon og holdbarhet mot kjemisk og biologisk nedbryting. Dette vil ikke bli behandlet nærmere her, men kan finnes i annen litteratur /3/ /5/ /9/.

2.2.2 Styrke og deformasjonsparametre

Jord:
Karakteristiske skjærstyrkeparametre for jord i konstruksjonen bestemmes ut fra forsiktig anslått middelverdi av målinger. For tilbakefylte granulære masser anbefales det generelt å anta attraksjon, a=0 kN/m^2.

Armering:
Styrke og tøyningsegenskapene for armeringen avhenger av flere forhold som råstoff, framstillingsmåte og vil også variere med temperatur, fuktighet mm. For dimensjonering er det viktig å bestemme karakteristiske styrke- og deformasjonsegenskaper. Bestemmelse av armeringens korttids strekkstyrke skal utføres i hht internasjonal standard, EN ISO 10319 "Geotextiles -Wide-width Tensile Test" /10/.

For permanente konstruksjoner er det armeringens langtids strekkstyrkeegenskaper som er avgjørende. Dimensjonerende styrke for armeringen vil være avhengig av konstruksjonens forutsatte levetid, dimensjoneringsperioden. Generelt tilrås at det for permanente konstruksjoner benyttes en dimensjonerende levetid på minimum 100 år. For armeringen legges da en karakteristisk langtids strekkstyrke til grunn ved beregningene. Bestemmelsen av karakteristisk langtids strekkstyrke bør baseres på standardiserte langtids forsøk, prEN ISO 13431 "Geotextiles and geotextile related products - Determination of tensile creep behaviour" /11/. Dersom slike forsøk ikke foreligger, kan det evt benyttes reduksjonsfaktorer for å finne karakteristisk langtids strekkstyrke ut fra karakteristisk korttids strekkstyrke. Reduksjonsfaktorer for polymerbaserte armeringer er angitt i Vegdirektoratets håndbok 016 /3/.

En vurdering av strekkstyrke uten å ta med tøyningsegenskapene er av liten verdi. Granulære tilbakefyllingsmasser vil ha en dilatant bruddutvikling, dvs at etter et

definert brudd vil massene fremdeles beholde skjærstyrken med økende deformasjon. Med armering som har bruddtøyning som er større enn jordmaterialene vil konstruksjonen dermed få store deformasjoner før konstruksjonen kollapser, det utvikles som et seigt brudd. Dersom armeringen har bruddtøyning som er lavere enn jordmaterialene vil dette medføre at armeringen utvikler brudd før jordmaterialene og det kan inntre et sprøbrudd i konstruksjonen.

For å unngå for store deformasjoner i konstruksjonen i bruksfasen er det selvsagt viktig ut fra konstruksjonsløsninger og estetikk at deformasjonene i bruksfasen er mest mulig begrenset. Hensynet til deformasjoner sammen med kinematisk samvirke mellom jord og armering tilsier at tøyningen for armeringen for langtidsbelastning i bruksgrensetilstanden bør begrenses. For vanlige konstruksjoner bør det dokumenteres at tøyningen for armeringen er lavere enn 5 % ved langtids belastning i bruksgrensetilstand.

2.2.3 Samvirkemekanismer

Prinsippet for armert jord er at armeringen skal bedre jordas strekkstyrkeegenskaper. Gjennom en mobilisering av skjærspenninger mellom jord og armering dreies hovedspenningsretningene og den armerte jorden oppnår en høyere strekkstyrke.

For at armeringen skal fungere etter hensikten må det overføres skjærkrefter mellom armeringen og jordmaterialene omkring. Muligheten for overføring av skjærkrefter avhenger av armeringens utforming (rutenett, ribber etc) og overflate.

For spesifikke armeringsprodukter kan det benyttes friksjonskoeffisienter mellom jord og armering basert på godt dokumenterte forsøk.

2.2.4 Dimensjoneringsprinsipper

Prinsippene for dimensjonering av støttekonstruksjoner er de samme enten det gjelder en armert støttemur eller en armert skråning. Ved dimensjonering beregnes nødvendige stabiliserende bidrag fra armeringen for å oppnå tilfredsstillende stabilitet i bruddgrensetilstanden. Det forutsettes i beregningene at bidraget fra armeringen opptrer samtidig med at jorda mobiliserer sin styrke. En slik betraktning forenkler beregningene ved at dimensjonerende inngangsparametre for jordmaterialene blir de samme som for en uarmert konstruksjon.

Ulempen med denne betraktningsmåten er at den ikke tar hensyn til materialenes deformasjonsegenskaper og innvirkningen av samvirket mellom jord og armering. I konstruksjonen må jord og armering virke sammen og det er styrke og deformasjonsegenskapene for denne "matrixen" som avgjør konstruksjonens reelle sikkerhetsnivå. Som eksempel kan en meget stiv armering mobilisere sin strekkstyrke ved et langt lavere deformasjonsnivå enn jordas bruddeformasjoner. Armeringen kan altså i verste fall utvikle brudd lenge før jorda har mobilisert sin styrke og antagelsen om at maksimum bidrag fra jord og armering opptrer samtidig kan følgelig være feil.

Når dimensjoneringen blir gjort ut fra grenselikevektsbetraktninger er det viktig at den som utfører arbeidet er klar over disse forholdene og tar hensyn til dem. Dette gjøres ved at det kontrolleres at de styrkeparametre som blir benyttet for armeringen opptrer innenfor et akseptabelt deformasjonsnivå.

Det finnes alternative beregningsmetoder som tar hensyn til styrke- og deformasjonsegenskapene ved dimensjoneringen (endelig elementmetoder). Slike metoder vil imidlertid vanligvis ikke bli benyttet uten for spesielle forskningsprosjekter e.l.

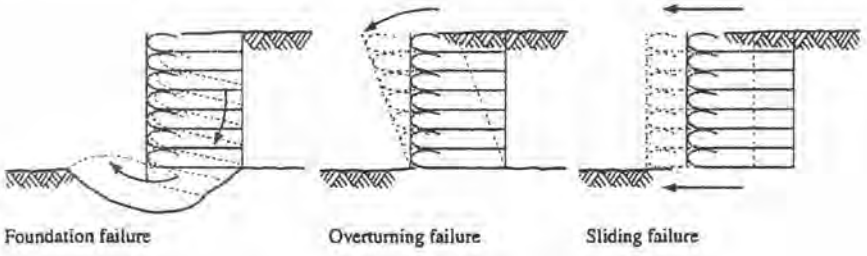
2.2.5 Dimensjoneringsmetoder

Dimensjonering av støttekonstruksjoner skal ivareta to forhold:

* ytre stabilitet, dvs stabilitet for hele den armerte konstruksjonen sett under ett

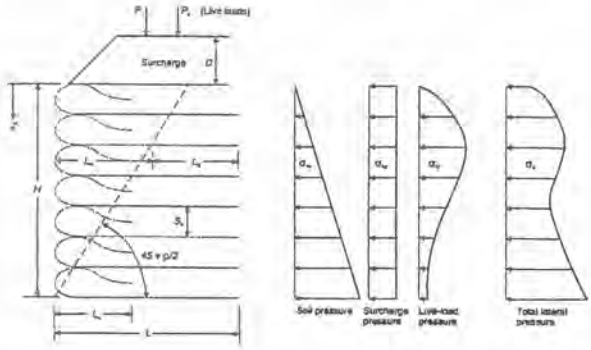
* intern stabilitet, dvs dimensjonering av armeringen (styrke, lengde, armeringsavstand)

Den ytre stabiliteten dimensjoneres generelt i hht vanlige geotekniske dimensjoneringsprinsipper. Det er viktig å være klar over at armeringens lengde vil påvirke totalstabiliteten slik at dette kan bli dimensjonerende for minimums armeringslengde i konstruksjonen. Beregning av ytre stabilitet kan gjøres på grunnlag av bruddmekanismer vist i figur 2.2.



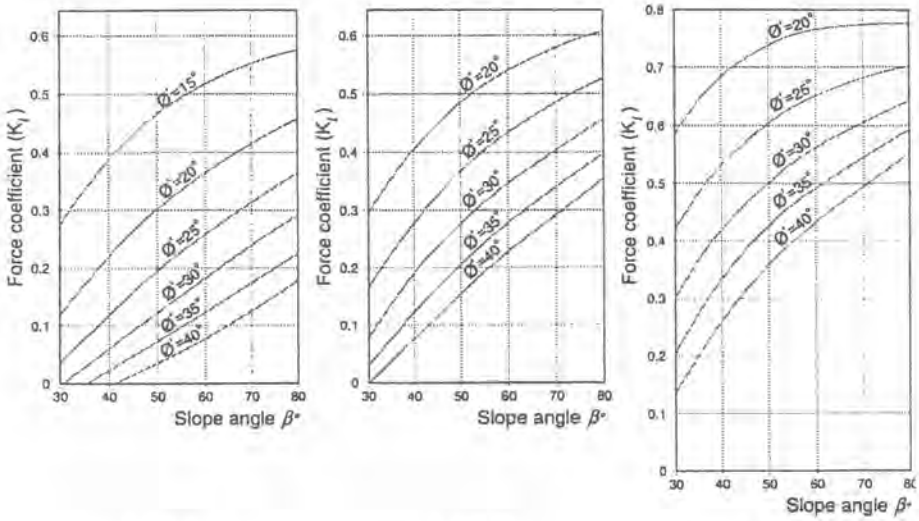
Figur 2.2 Bruddmekanismer for vurdering av ytre stabilitet

En enkel metode for dimensjonering av indre stabilitet deler inn konstruksjonen i en aktiv sone og en forankringssone. Gjennom en beregning av opptredende lateralt jordtrykk slik som vist i prinsipp i figur 2.3 kan nødvendig styrke og lagavstand for armeringen beregnes.



Figur 2.3 Laterale jordtrykk i armert bratt skråning, prinsippfigur

Det er også utarbeidet dimensjoneringsdiagram som gir faktor for å beregne opptredende horisontalkraft i konstruksjonen avhengig av fronthelning og skjærstyrke for tilbakefyllingsmaterial, figur 2.4. Dette tar også inn muligheten for oppbygging av poretrykk i tilbakefyllingen gjennom å benytte et uttrykk for poretrykksforholdet, r_u.



Figur 2.4 Dimensjoneringsdiagram, koeffisient for lateralt jordtrykk

Vertikal spenning og mobiliserbar friksjon mellom jord og armering gir grunnlag for å beregne nødvendig armeringslengde i forankringssonen.

Det finnes flere regneprogrammer for beregning av armerte støttekonstruksjoner. Dersom slike programmer benyttes er det imidlertid viktig å være klar over at det for en del programmer, utviklet i andre land, benyttes sikkerhetsprinsipper som avviker fra det som anvendes i Norge. Teorigrunnlaget som benyttes for de ulike programmene er også til dels uklart.

Det bør benyttes regneprogram der det teoretiske grunnlaget er godt dokumentert og der sikkerhetsprinsippene er i samsvar med norske retningslinjer. Et slikt program er f.eks RESLOPE, utviklet ved Department of Civil Engineering, University of Delaware, Newark, Delaware, USA /6/.

2.2.6 Deformasjoner

En armert støttekonstruksjon vil under og etter bygging bli utsatt for deformasjoner. Vertikale deformasjoner vil oppstå p.g.a. setninger av undergrunn og tilbakefyllingsmasser. Dersom det oppstår store differansesetninger kan det medføre betydelige tilleggskrefter på armeringen.

Mobilisering av armeringen vil kreve en viss horisontal deformasjon. Størrelsen vil avhenge av type bakfyllmasse, type armering og fronthelning. Deformasjonene vil generelt være mindre dess stivere armeringen er. For steile skråninger er deformasjonene gjennomgående små og uten betydning. For støttemurskonstruksjoner vil forventede horisontale deformasjoner dimensjonert etter de prinsipper som er gjengitt foran være ca 1/1000 --3/1000 av høyden på fronten.

Det finnes regneprogrammer som tar utgangspunkt i tillatte deformasjoner og beregner nødvendig armeringsstyrke, lagavstand og lengde på dette grunnlaget /12/.

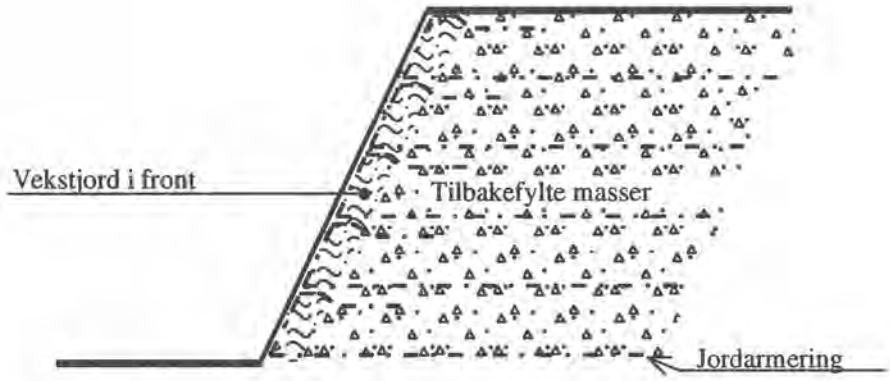
2.3 Konstruksjonsløsninger

Det finnes flere forskjellige konstruksjonsløsninger ved bygging av bratte skråninger med grønn front. Prinsipielt kan de imidlertid deles inn i to forskjellige kategorier:

- oppbrettsløsning, konstruksjon der det benyttes et armeringsnett som brettes opp og tilbake i fyllingen.

- separat front, der det benyttes en egen konstruksjon i fronten, f.eks et stålnett.

Oppbrettsløsningen benytter et armeringsnett som hovedarmering. Armeringen legges lagvis og brettes vanligvis tilbake i konstruksjonen 0.5 -1 m, slik som vist i prinsipp i figur 2.5. Bak armeringen legges et lag med vekstjord for å gi grobunn for rotdannelse, det kan også benyttes spesielle vekstmatter bak armeringen. Vegetasjonen vokser gjennom åpningene i hovedarmeringsnettet. Det er også gjennomført forsøk med bruk

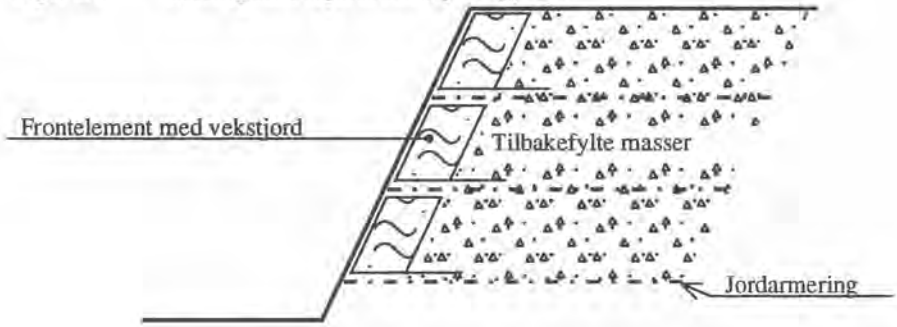


Figur 2.5 Oppbrettsløsning, prinsipp

I en slik konstruksjon ligger armeringen åpen (bortsett fra vegetasjonen) i fronten. UV-stråling, gressbrann, hærverk eller påkjørsel kan medføre at armeringen blir skadet i overflaten. Dette vil imidlertid ikke representere en fare for totalstabiliteten av konstruksjonen og vil dermed kun være et spørsmål om å få til rasjonelle og estetisk akseptable metoder for utbedring av slike overflateskader.

Flere alternative løsninger med bruk av separate frontløsninger er utviklet. Den vanligste løsningen har vært at det benyttes et vanlig brettet stålnett (evt galvanisert) i fronten. Bak stålnettet legges det så inn et lag med vekstjord eller en vekstmatte. Prinsippfigur for en slik konstruksjon er vist i figur 2.6.

Figur 2.6 Løsning med separat front, prinsippfigur



For denne løsningen kan det benyttes ulike typer armering. For å oppnå tilstrekkelig overflatestabilitet må fronten enten være festet til selve hovedarmeringen eller så må fronten ha tilstrekkelig horisontal utstrekning (avhengig av avstand mellom armeringslagene, og type tilbakefylling) bak fronten til at det ikke oppstår utglidning av selve fronten.

Det finnes også andre typer frontløsninger, f.eks betongelementer med mulighet for innfylling av vekstjord og vegetasjon i selve elementene men dette vil ikke bli nærmere behandlet her.

2.4 Armeringstyper

Det finnes flere ulike typer armering som kan benyttes i armerte støttekonstruksjoner. Polymerbaserte armeringer framstilles av ulike råstoffer med ulik framstillingsmåte og med forskjellige strukturer. De råstoffene som er mest anvendt er polyester, polypropylen og polyetylen. De ulike råstoffene har noe ulike egenskaper mht styrke, krypegenskaper, motstand mot nedbryting fra sollys, kjemikalier etc, og følsomhet over for temperaturvariasjoner. For en del geotekstiler blir det benyttet additiver for å bedre egenskapene mht nedbryting.

De syntetiske produktene som anvendes som armering kan inndeles i tre hovedgrupper:
-duker (vevd eller strikket)
-nett (ekstruderte, strekte, vevde eller strikkede)
-kompositter (kombinasjoner av ulike teknikker, ofte veving og filting)
-fiberduker (filtede)

Tabell 2.1 gir en oversikt over de ulike gruppene av syntetiske armeringer.

Tabell 2.1 Oversikt over grupper av armeringstyper med framstillingsmetode

Hovedgruppe	Produkttype	Råmaterial	Framstilling
Syntetiske nett	Ekstruderte nett	Polyetylen	Ekstrudering
	Strekte nett	Polyetylen Polypropylen	Strekking (varm og kald)
	Vevde nett	Polyester	Veving
	Vevde og strikkede nett	Polyester	Veving og strikking
Syntetiske duker	Vevde duker	Polyester Polypropylen	Veving
	Strikkede duker	Polyester	Strikking
	Filtede duker (fiberduker)	Polypropylen Polyester	Nålefilting Termisk filting
Kompositter		Polypropylen Polyester	Kombinasjoner (ofte veving og filting)

Armeringsnettene produseres etter ulike metoder med varierende egenskaper. Nettene på markedet dekker et bredt spekter mht styrkeegenskaper med korttids strekkstyrke fra ca 10 kN/m opp til ca 200 kN/m og kan produseres med ulike strekkstyrkeegenskaper i lengde- og tverretning. Tøyning ved korttids bruddlast ligger hovedsakelig mellom 7 og 15 %. Armeringsnett er spesielt aktuelle i konstruksjoner av typen oppbrettsløsning der vegetasjonen kan vokse gjennom rutene i armeringsnettet.

Armeringsduker produseres hovedsakelig av polyester eller polypropylen. Dukene framstilles med stor variasjon i styrkeegenskaper med korttids strekkstyrke fra ca 40 kN/m opp til over 1000 kN/m. Dukene kan leveres med ulik strekkstyrke i lengde- og tverretning. Tøyning ved bruddlast ligger hovedsakelig mellom 10 og 20 % ved korttids strekkforsøk for disse produktene. Armeringduker benyttes som hovedarmering i kombinasjon med separat frontløsning eller sammen med et armeringsnett i fronten.

Filtede duker (fiberduker) er i en del tilfeller benyttet som armering i støttekonstruksjoner. De filtede dukene har gjennomgående forholdsvis lav korttids bruddstyrke (5-30 kN/m) og høy tøyning ved brudd 40-70 %. Basert på de tradisjonelle beregningsmetodene vil derfor anvendelsen av slike produkter være begrenset (liten høyde, slak helning). Det er imidlertid utført flere forsøk og utviklet egne empiriske beregningsmetoder for høyere og brattere støttekonstruksjoner med slike armeringer. Det er her også til dels anvendt mer finkornige og telefarlige materialer. Uten bedre dokumentasjon bør filtede duker ikke brukes for permanente konstruksjoner med steilere helning enn 60° og høyde større enn 4 m.

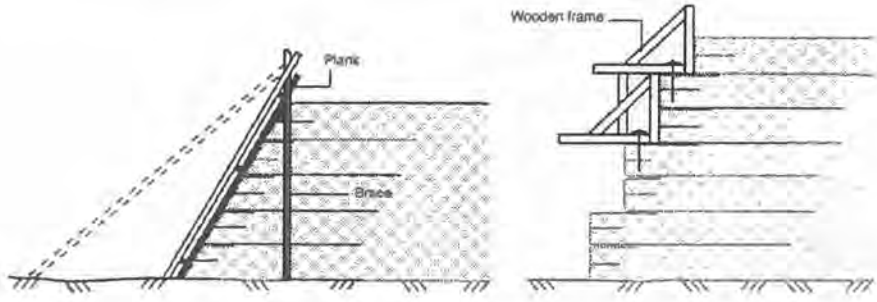
Kompositter er kombinasjoner av ulike produkter og framstillingsteknikker. For vanlige støttekonstruksjoner er de lite anvendt. Kombinasjonen av armering og drenering kan være aktuell for å kunne benytte mer finkornige materialer som fyllmasse.

2.5 Byggemetoder

For å oppnå teknisk og økonomisk gode løsninger er det helt avgjørende at det benyttes rasjonelle byggemetoder som gir få muligheter for at det gjøres feil. Erfaringene tilsier at gode detaljløsninger og god gjennomføring i selve byggefasen er de punktene som har størst betydning for å oppnå et godt resultat.

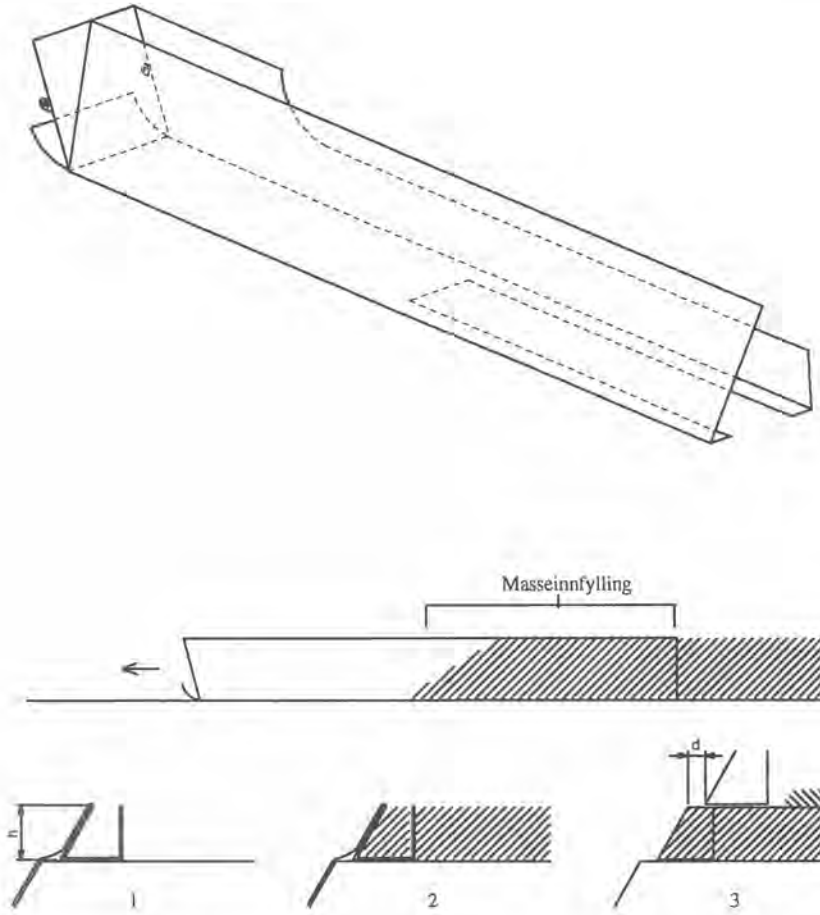
Forarbeid:
Ved utgraving av masse er det viktig at utgravingen blir utført med en helning som har tilstrekkelig stabilitet i anleggsfasen. Det er også viktig at utgravingen blir gjort slik at det er mulig med en kontrollert installering av armeringen. Dette tilsier f.eks at det må være tilstrekkelig plass for å kunne foreta en oppstrekking av armeringen ved installasjon.

Forskaling:
I byggeprosessen må det må benyttes en forskaling dersom ikke frontløsningen har tilstrekkelig egenstabilitet. Ulike typer forskalingsløsninger har vært benyttet. Ved begrenset høyde kan det benyttes faste forskalingslemmer til full høyde. En slik løsning gir, spesielt ved forholdsvis slak fronthelning, vanskelig tilkomst og dårlige arbeidsforhold bak forskalingen. Alternativt kan det også benyttes en terassert løsning med en flyttbar forskaling. Prinsippet for slike løsninger er vist i figur 2.7.



Figur 2.7 Forskalingsløsninger, prinsippfigur

Det er også utviklet en spesiell type glideforskaling der armering og tilbakefylling blir lagt inn i en stålkasse som blir dratt langs fronten med lagvis oppfylling og komprimering bak forskalingskassen. Denne løsningen er vist i prinsipp i figur 2.8.



Figur 2.8 Glideforskaling

Løsninger som ikke krever spesielle forskalinger i byggefasen kan være avstivede ståelementer eller stabling av poser med innfylt vekstjord i fronten.

Komprimering:
Tilbakefyllingsmassene må komprimeres lagvis under innbyggingen. Lagtykkelsen bestemmes ut fra fyllmasser og komprimeringsutstyr. For konstruksjoner med steilere helning en 45° (1:1) skal komprimeringen gjøres med lett utstyr fra fronten og 1.5 m inn.

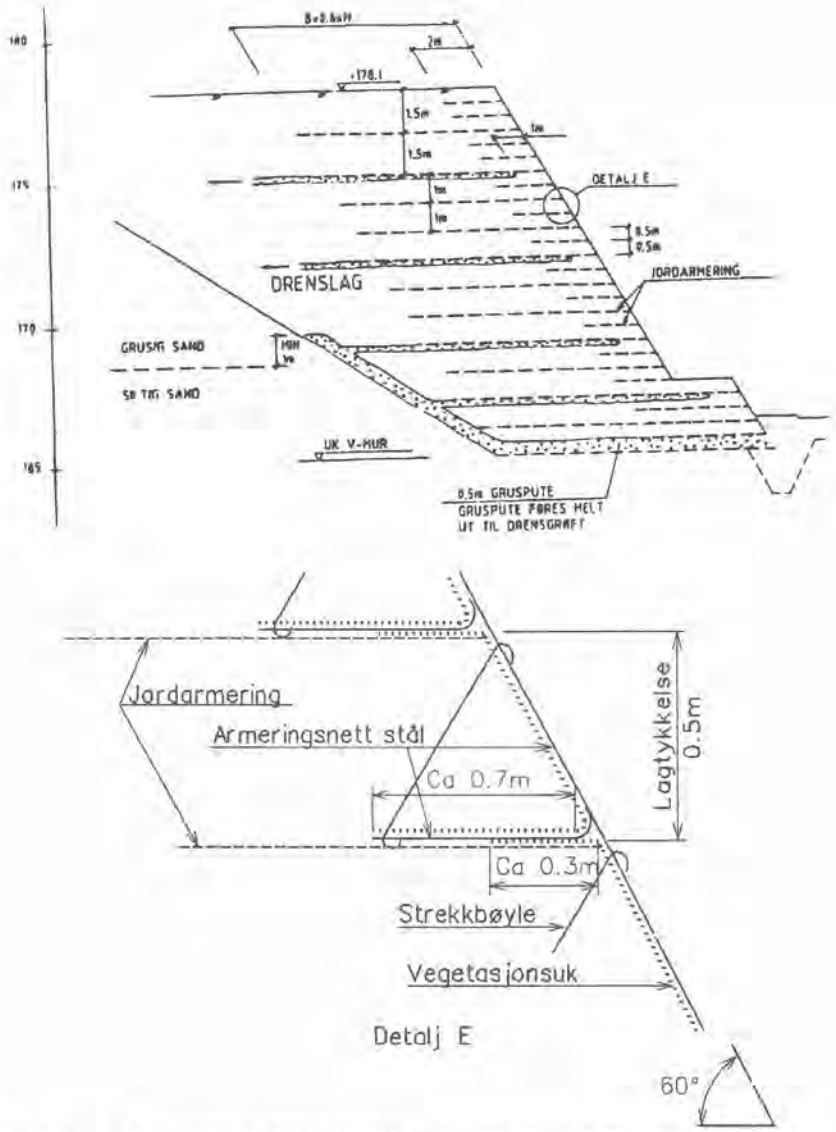
3. KOSTNADSERFARINGER

Kostnadene ved denne type løsninger vil selvsagt variere med type løsning og stedlige forhold. Generelt kan det sies at konstruksjoner med armert jord har vist seg å være meget konkurransedyktige kostnadsmessig med tradisjonelle vinkelstøttemurer. Som en tommelfingerregel vil armerte konstruksjoner være 25-60 % rimeligere i utførelse, med økt potensiale for besparelse med økende konstruksjonshøyde. Pga økende krav til armeringsmengde og økende vanskelighetsgrad ved bygging vil enhetsprisen, uttrykt som kostnad pr m^2 front, øke med økende høyde av konstruksjonen. Som en tommelfingerregel kan det sies at for konstruksjoner med høyde opp til 5-6 m vil enhetskostnadene for en typisk bratt skråning med helning 60° være ca 800-1000 kr/m^2 For høyere konstruksjoner vil enhetskostnaden øke noe opp til ca 1500-2000 kr/m^2 for konstruksjoner med høyde 15 - 20 m.

4. EKSEMPLER

4.1 Lillehammer

I 1993 ble det bygget en 13 m høy armert bratt skråning med vegetasjonsfront i Lillehammer. Skråningen har en helning på 60° og det er benyttet en løsning med et frontelement av bøyd stålnett med en vegetasjonsduk bak i fronten. Av estetiske grunner er det lagt inn en terrasse med beplanting med trær i den nedre delen av skråningen. Armeringen er en vevd polyester duk med karakteristisk korttids strekkstyrke 150 kN/m som hovedarmering med lagavstand 1 m. I tillegg er det lagt inn sekundærarmering for hver 0.5 m. Armeringen har en lengde på 7.8 m ved skråningshøyde 13 m. I de ytterste 50 cm av konstruksjonen er det innlagt et lag med matjord. Tilbakefyllingen forøvrig er gjort med stedlige masser: siltig, grusig sand. Konstruksjonen er vist i prinsipp i figur 4.1.

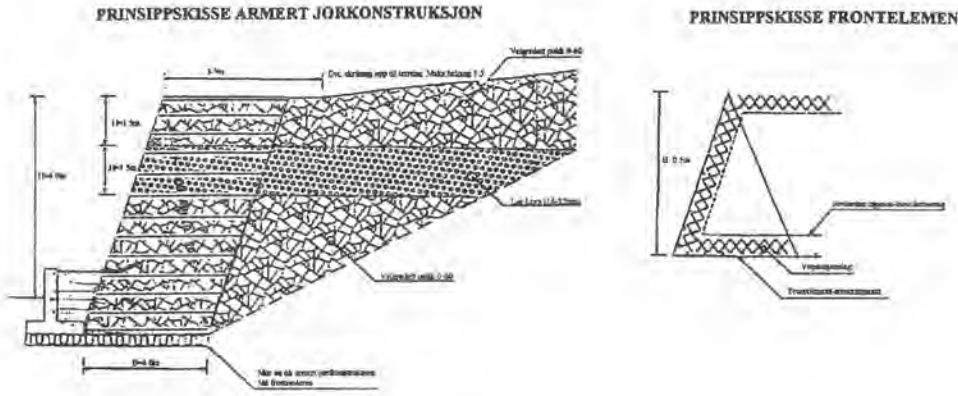


Figur 4.1 Armert bratt skråning med vegetasjonsfront, Lillehammer

4.2 Vittenbergtunnelen, Lørenskog

Ved Vittenbergtunnelen i Lørenskog er det under bygging en bratt skråning med armert jord og vegetasjonsfront. Skråningen har en maksimal høyde på 6 m og en

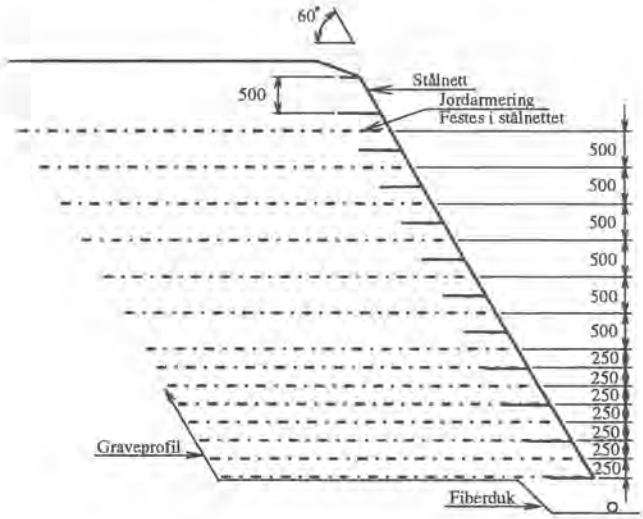
helning på 60°. I fronten er det benyttet en løsning med et stålnett med en vekstmatte og et lag med vekstjord bak. Bak vegetasjonslaget er hovedarmeringen brettet opp og rundt tilbakefyllingsmassen slik at det blir en oppbrettsløsning. Armeringen er et strikket polyester nett med karakteristisk korttids strekkstyrke 100 kN/m i nedre del og 35 kN/m i øvre del. Avstand mellom armeringslagene er 0.5 m. Armeringen har en lengde på 4 m. Tilbakefyllingen er hovedsakelig utført med velgradert pukk 0-60 mm, i tillegg er det lagt inn et lag med løs Leca i tilbakefyllingen for å redusere belastningen på undergrunnen. Konstruksjonen er vist i prinsipp i figur 4.2.



Figur 4.2 Vittenbergtunnelen, Lørenskog.

4.3 Mørlenda, Tronheim

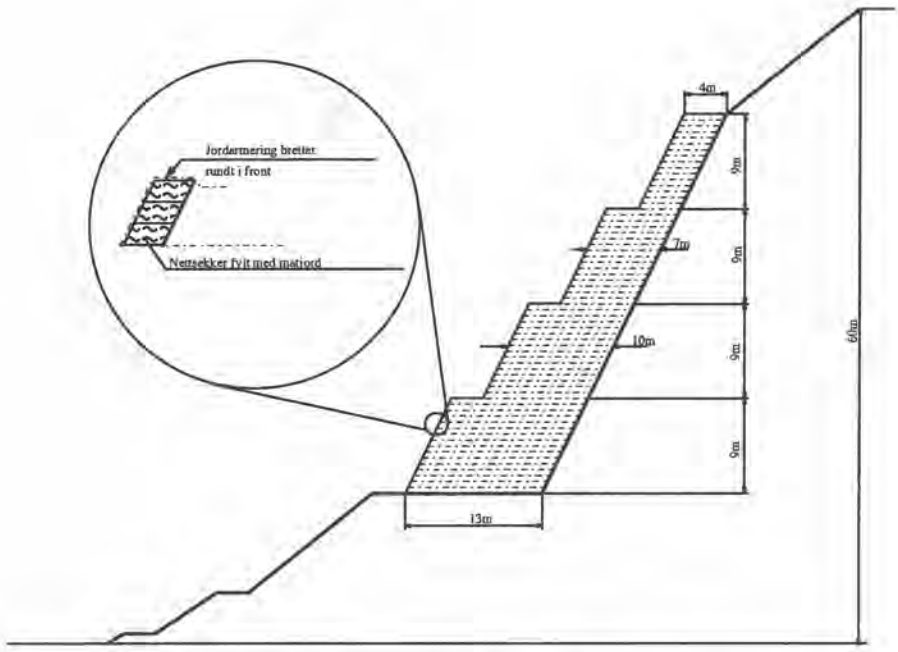
I Mørlenda i Trondheim er det bygget en bratt skråning med armert jord og vegetasjonsfront. Skråningen har en maksimal høyde på 6 m og en helning på 60°. I fronten er det benyttet en løsning med et frittstående galvanisert stålnett med en vekstmatte og et lag med vekstjord bak. Hovedarmeringen ligger ut til fronten av stålnettet. Armeringen er et vevd polyester nett med karakteristisk korttids strekkstyrke 35 kN/m. Avstand mellom armeringslagene varierer fra 0.25 til 0.5 m. Armeringen har en lengde på 4.2 m i hele konstruksjonens lengde. Tilbakefyllingen er gjort med velgradert sand. Konstruksjonen er vist i prinsipp i figur 4.3.



Figur 4.3 Mørlenda, Trondheim

4.4 Shinan-Universitetet, Taiwan

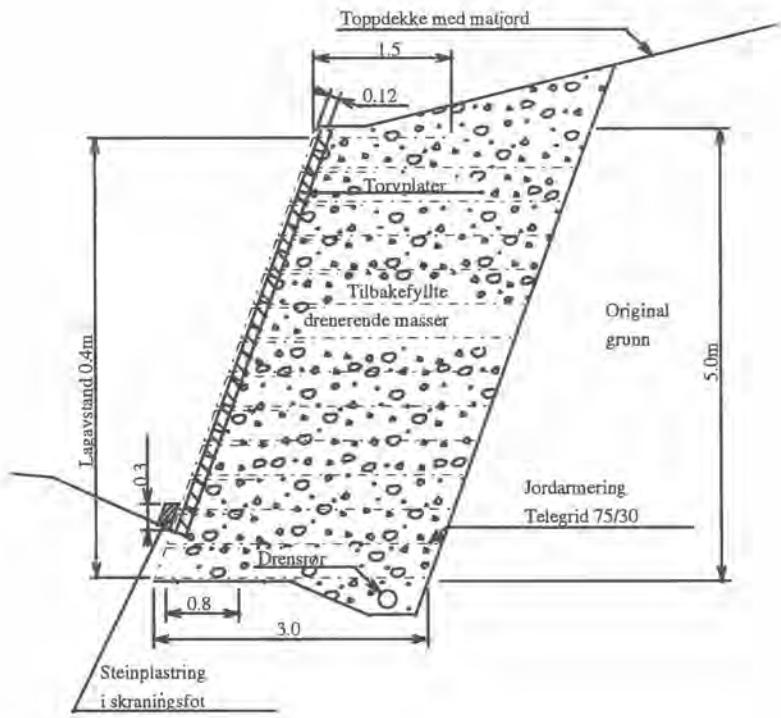
Ved Shinan Universitet på Taiwan er det bygget en terrassert skråning der hver terrasse har en helning på 63° mens hele skråningen har en gjennomsnittlig helning på 57°. Skråningen har en maksimal høyde på over 60 m! I fronten er det benyttet en oppbrettsløsning sammen med nettingsekker fylt med vekstjord bak hovedarmeringen. Flere typer polyester armeringsnett er benyttet med både vevd og sveiste nett med strekkstyrke fra 70 -290 kN/m. Avstand mellom armeringslagene er 0.6 m. Det er benyttet meget korte armeringslengder, 13 m i bunnen av konstruksjonen og 4 m i toppen. Tilbakefyllingen er gjort med velgradert sand. Det er registrert betydelige deformasjoner av konstruksjonen, noe som trolig skyldes meget anstrengt totalstabilitet (bæreevnebrudd) sammen med betydelig erosjon av overflaten. Konstruksjonen er vist i prinsipp i figur 4.4.



Figur 4.4 Bratt skråning med armert jord, Shinan Universitetet, Taiwan

4.5 E16 Einang-Husaker, Valdres

Langs nye E16 i Valdres, mellom Einang og Husaker gjennomføres det et prøveprosjekt med bruk av oppbrettsløsning kombinert med torvplater i fronten. Torvplatene skal både fungere som vekstsone og som frostisolasjon. Skråningen har en helning på 70° og maksimal høyde på 5 m. Armeringen er et vevd polyester nett med karakteristisk korttids strekkstyrke 75 kN/m. Avstanden mellom armeringslagene er 0.5 m. Armeringen har en lengde på 3-3.5 m. Prinsippet for denne konstruksjonen er vist i figur 4.5.



Figur 4.5 Armert bratt skråning, E16, Valdres.

5. LITTERATURLISTE

/1/ Laboratorie Central Des Pontes et Chausses/Bundesanstalt fur Strassenwesen: "Performance of geotextile reinforced earth under surface loading". 1992.

/2/ Utvalg for armert jord: Diverse rapporter. (Hittil 14 rapporter som fås fra Veglaboratoriet).

/3/ Statens Vegvesen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet: "Håndbok-016 Geoteknikk i vegbygging". 1990.

/4/ Statens Vegvesen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet: "Publikasjon nr 69, Støttekonstruksjoner i armert jord." 1993.

/5/ Koerner, R.M.: "Designing with Geosynthetics". 1990.

/6/ Lechinsky, D: "Issues in geosynthetics reinforced soil". Keynote lecture International Symposium on Earth Reinforcement Practice. Fukuoka, Japan. 1992

/7/ British Standard: "BS 8006:1995. Codes of practice for stengthened/Reinforced soils and other fills." 1995.

/8/ Vaslestad, J: "Long-Term behaviour of a 13 m high reinforced steep slope" Proceedings EuroGeo 96. Geosynthetics: Applications, Design and Construction. 1996.

/9/ Watn, A: "Geotextiles and Geogrids for Soil Reinforcement". New Technology Seminar, Beijing. 1994.

/10/ CEN: EN ISO 10319 "Geotextiles -Wide-width Tensile Test" . 1996.

/11/ CEN: prEN ISO 13431 "Geotextiles and geotextile related products - Determination of tensile creep behaviour". 1996.

/12/ Gourc, J.P., Ratel, A., Gotteland, Ph.; "Design of Reinforced Soil Retaining Walls: Analyses, and Comparison of Existing Design Methods and proposal for a New Approach." Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures. 1987.

/13/ Jewell, R.A: "Application of revised design charts for steep reinforced slopes." Geotextiles and Geomembranes, Vol 10, nr 3, 1991.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

GRUNNFORHOLDENE I BJØRVIKA
The ground conditions in "Bjørvika"

Sivilingeniør Frank Fredriksen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet

Sammendrag

En neddykket tunnel for E18 mellom Oslotunnelen og Ekebergtunnelen er under prosjektering. Tunnelen planlegges over Bjørvika og Bispevika, og flere alternative geometri- og konstruksjonsløsninger er under utredning.

Statens vegvesen Oslo ga Veglaboratoriet i oppdrag å framskaffe eksisterende data om grunnforholdene, samt å planlegge og utføre supplerende grunn- og laboratorie-undersøkelser. Krysningsløsningen som ble benyttet som grunnlag ved planleggingen av de nye grunnundersøkelsene, er Altenativ B, som har en kryssløsning på Bjørvika-utstikkeren.

Det er blitt utført et omfattende grunnundersøkelsesprogram. Innlegget beskriver grunnforholdene inklusive dybder til fjell langs traséen for områdene Havnelageret - Bjørvika - Bjørvikautstikkeren - Bispevika - Sørenga. Det gis også anbefalinger vedrørende størrelsen på ulike jordparametere.

Sjøbunnen i vikene er svært forurenset, og med bakgrunn i prøvetakinger utført for ulike formål som geotekniske parameterbestemmelser, kjemiske aggressivitetsmålinger, samt datering av avsetningene, er variasjoner i mektigheten på det forurensede laget dokumentert.

Summary

The planning of a submersible tunnel for traffic between the two existing tunnels "Oslotunnelen" and "Ekebergtunnelen" is in progress. The tunnel will cross the two bays "Bjørvika" and "Bispevika" in the inner part of the Oslo Habour basin. Several geometry- and construction alternatives are under evaluation.

The County Roads Office of Oslo asked the Norwegian Road Research Laboratory to compile all existing relevant informations about the ground conditions, and to plan and conduct a supplementary ground and laboratory investigation programme. The geometry alternative B has served as a basis for the planning as well as for the presentation of the new site investigations. Alternative B includes an intersection at "Bjørvikautstikkeren".

An extensive site investigation programme has been executed. The paper describes the ground conditions including depths to bedrock along the tunnel alignment. It also gives recommendations regarding design values for different soil parameters.

The sea beds in Bjørvika and Bispevika are extremely contaminated. Based on soil sampling at several locations carried out for different puposes such as determination of geotechnical parameters, chemical corrosion analyses and dating of the soil deposits, variations in thickness of the contaminated layer have been documented.

1. INTRODUKSJON

I forbindelse med prosjektering av neddykket tunnel mellom Oslotunnelen og Ekeberg-tunnelen, over Bispevika og Bjørvika, ga Statens vegvesen Oslo Veglaboratoriet i oppdrag å framskaffe eksisterende data om grunnforholdene, samt å planlegge og utføre supplerende grunn- og laboratorieundersøkelser. Et bilde over det aktuelle området er vist i Fig. 1.

Fig. 1. Bispevika (nærmest) og Bjørvika. (Foto hentet fra informasjonsbrosjyre utarbeidet av Statens vegvesen Oslo)

Hovedkonsulenten i forprosjektet var prosjekteringsgruppen Reinertsen Engineering /Dr. Techn. Olav Olsen AS. Denne gruppen besto, foruten de to nevnte firmaer, av følgende firmaer/personer: Kummeneje, Det Norske Veritas Industrier, VBB Viak AB, Volker Stevin Construction Europe, Maunsell og Nilmar Janbu.

Parallelt, og i samarbeid med GeoVita as, NGI og ViaNova AS, utarbeidet Dr. ing. A. Aas-Jakobsen A/S konsepter basert på bygging i tørr byggegrop.

Veglaboratoriet startet med oppdraget etter at forprosjektet var kommet i gang. For å sikre at undersøkelsene skulle være mest mulig dekkende med tanke på de ulike byggealternativene, ble grunnundersøkelsene planlagt i samråd med konsulentene.

Grunnundersøkelsene ble utført i perioden oktober 1995 til mai 1996, med opphold i desember-januar og mars på henholdsvis fem og tre uker. Arbeidene ble utført av mannskaper og utstyr innleid fra tre forskjellige vegkontor: Møre og Romsdal, Akershus og Buskerud. Geoteknisk-relaterte laboratorieforsøk ble utført ved Veglaboratoriet. I tillegg ble det tatt opp prøver for kjemisk karakterisering og datering av bunnsedimentene. De kjemiske analysene ble utført av Norsk institutt for vannforskning (NIVA). Datering av sedimentene ble forlangt av Norsk sjøfartsmuséum som et ledd i å dokumentere at det ikke finnes skipsvrak i bunnsedimentene. Dateringsanalysene ble utført ved Institutt for geologi, Universitetet i Oslo.

2. TIDLIGERE UTFYLLINGER

Tidligere utfyllinger i aktuelt område er beskrevet i en rekke rapporter som i det alt vesentlige er utarbeidet av Oslo kommunes geotekniske kontor. I Ref. [11] er det gitt en generell oversikt over utfyllingsforløpet i Bjørvika og Bispevika. Vesentlige deler av det etterfølgende er hentet fra denne referansen. Tidligere utbyggingsprosjekter som har størst interesse i forbindelse med dette prosjektet, er i første rekke Revierhavnautbyggingen fra 1976 til 1982, Ref. [1] - [5], og Bjørvikautstikkeren, ny kai, fra 1981 til 1982, Ref. [7] - [9].

Fig. 2 viser hvor sjøkanten befant seg omkring år 1700. Akerselva hadde den gang sitt utløp ved Schweigaardsgate. Området hvor Oslo sentralstasjon ligger i dag, med mesteparten av sporområdet, befant seg ute i Bjørvikabassenget.

Store deler av Bjørvika var et gruntvannsområde som etter hvert ble tørrlagt både på grunn av landhevningen, og på grunn av en gradvis oppfylling. De skraverte områdene på Fig. 2 var såkalt "tørrfall" allerede omkring år 1700. Normal middelvannstand i henhold til Oslo kommune, Plan- og bygningsetaten sitt (Oslo oppmålingsvesen's) system for fastsettelse av nullkoten er i dag på ca. kote -0,4, og landhevningen er på 3,97 mm pr. år. Antar vi konstant landheving på 4 mm pr. år siden år 1700, samt at tørrfallsområdene i år 1700 tilsvarte normal middelvannstand, tilsvarer dette ca. kote +0,8 i dag.

Sagbruksvirksomheten langs Akerselva var kommet godt i gang allerede på 1500 tallet. Akerselva førte med seg store mengder sagflis fra sagbrukene og ga et vesentlig bidrag til oppfyllingen. Oppgrunningen av Akerselva's utløp vanskeliggjorde havnetrafikken, og de første klagene er registrert på 1600 tallet. På 1700 tallet ble det virkelig fart på sagbruksvirksomheten og følgelig også flistransporten. Noe måtte gjøres, og for å lede sagflismassene som elva førte med seg ut på dypere vann, ble det bygget ledeskjermer utenfor elveutløpet. Bak disse skjermene ble det etter hvert foretatt oppfyllinger. Dette var begynnelsen til dannelsen av Bjørvikautstikkeren som i det alt vesentlige ble utfylt i perioden 1770 til 1860. Mer detaljert informasjon om fyllmassene på Bjørvikautstikkeren og

Paulsenkaia er å finne i Avsnitt 5.4.

Fig. 2 Beliggenheten av sjøkanten omkring år 1700

I området omkring Børsen (innenfor dagens "Langkaia") ser vi på Fig. 2 at et bryggeanlegg allerede var etablert rundt år 1700. Utfyllingen i dette området (fra Dronningensgate, mellom Karl Johans gate og Rådhusgata) startet tidlig på 1600 tallet. Bryggene ble gradvis flyttet lenger og lenger ut til nåværende kailinje.

Utfyllinger av relativt nyere dato består i det alt vesentlige av spengstein. En kan nevne utfyllingen av området fra Havnegata og fram mot dagens Palékai som ble utført i siste del av 1950 årene. Ytre del av området langs Palékaia ble utfylt i 1968. Gjennfylling av tidligere Revierhavna, samt utfylling for ny Revierkai ble utført i perioden 1977 til 1981. Øvrige utfyllinger ble stort sett foretatt før århundreskiftet med masser av mer varierende art.

I utfylte områder må en gjøre regning med å støte på elementer som det tidligere var vanlig å benytte i kaikonstruksjoner, som for eksempel tømmer, uthogde steinblokker, faskiner og laftekasser fylt med stein. Disse elementene vil ganske sikkert skape problemer ved for eksempel spunt- og peleramming.

Fig. 3 viser beliggenheten til en av krysningsløsningene, Alternativ B. Alternativ B er benyttet som grunnlag for grunnundersøkelsene. Bindingene i begge ender av parsellen (Ekebergtunnelen og Oslotunnelen) sørger imidlertid for at de nye grunnundersøkelsene er dekkende for reguleringsplanstadiet, uansett løsningsalternativ foreslått på forprosjektstadiet.

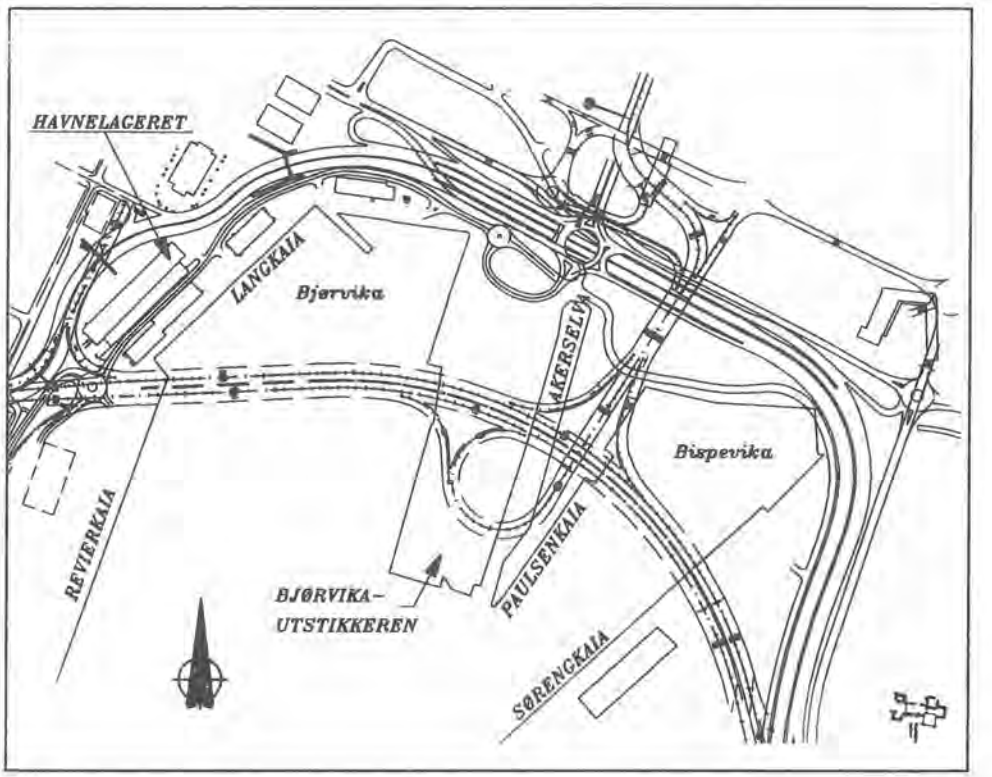


Fig. 3 Krysningsløsning, Alternativ B

Fyllmassenes utbredelse ved landfallsområdene for tunnelen ved Havnelageret og på Sørenga ble kartlagt i til sammen 9 profiler. Profilene ble plassert vinkelrett på kaikantene. 3 profileringer ble foretatt ut for Revierkaia, 2 ut for Langkaia, og 4 ut for Sørengkaia.

Profileringene ble utført ved bruk av hydraulisk borerigg og dreiesonderingsstenger. Det ble derfor kun boret ned til fyllmassene, og ikke gjennom fyllmassene og i eventuell leire under. Sonderinger som ikke stoppet mot fyllmasser, ble avsluttet såpass dypt at en kan være sikker på at fyllmassene ikke når så langt ut fra kaikanten. På Fig. 4 - Fig. 6 er det vist typiske profiler for henholdsvis Revierkaia, Langkaia og Sørengkaia. Sonderingene er presentert som

enkeltsonderinger.

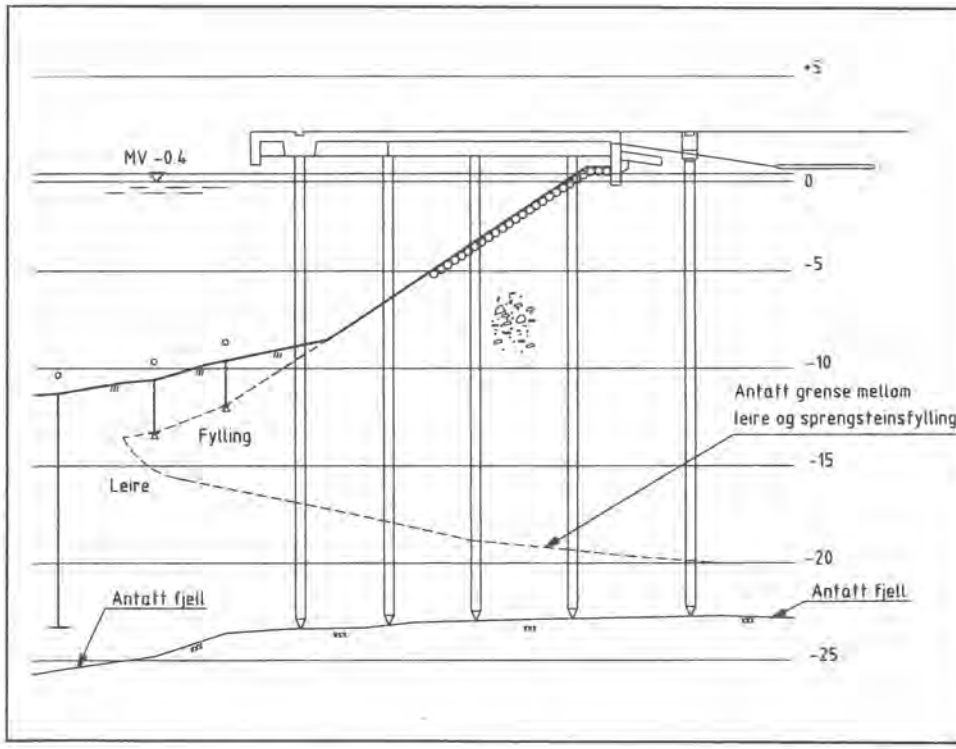


Fig. 4 Utbredelse av fyllmasser, Revierkaia

Av Fig. 4 kan en se at steinfyllingen når inntil 10 meter ut fra kaikanten på Revierkaia. Antatt grense mellom underkant fylling og leire er også stiplet inn. Denne grensen er vurdert med bakgrunn i Ref. [1] - [5], hvor nedtrengningen av fyllingen er dokumentert for områder lenger ut på kaia. Profiler med tilsvarende vanndybde og tilsvarende dybde til fjell er lagt til grunn.

Utbredelsen av fyllmassene utenfor Langkaia stemmer bra overens med Havnevesenets tegninger av kaikonstruksjonene. Fyllingen når inntil ca. 5 meter ut fra kaikanten (Fig. 5).

For Sørengkaia er sannsynlig omfang av fyllmassene tegnet inn med bakgrunn i sonderingene og Havnevesenets tegning. Fyllmassene når også her her inntil ca. 5 meter ut fra kaikanten. Med bakgrunn i en prøvetaking som ble foretatt like utenfor "landkaret" for kaiplata, tyder det på at underkant av fyllingen stemmer bra overens med Havnevesenets tegning. Prøver ble tatt opp gjennom fyllingen, via tidligere sjøbunn og ned i leiren. Prøveserien dokumenterer at fyllmassene når ned til mellom kote -7 og kote -8 i aktuelt punkt.

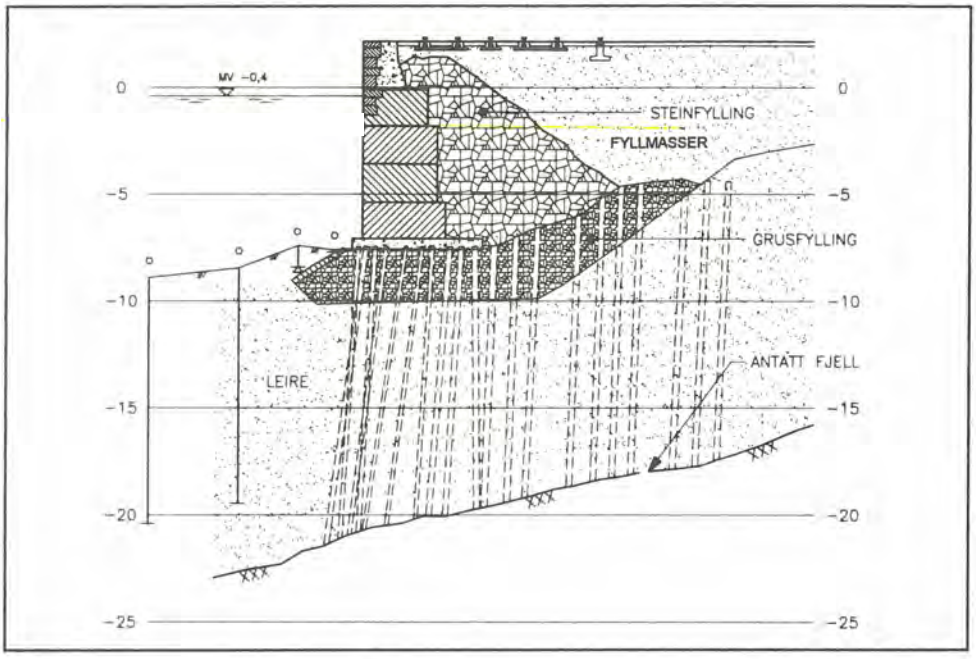


Fig. 5 Utbredelse av fyllmasser, Langkaia

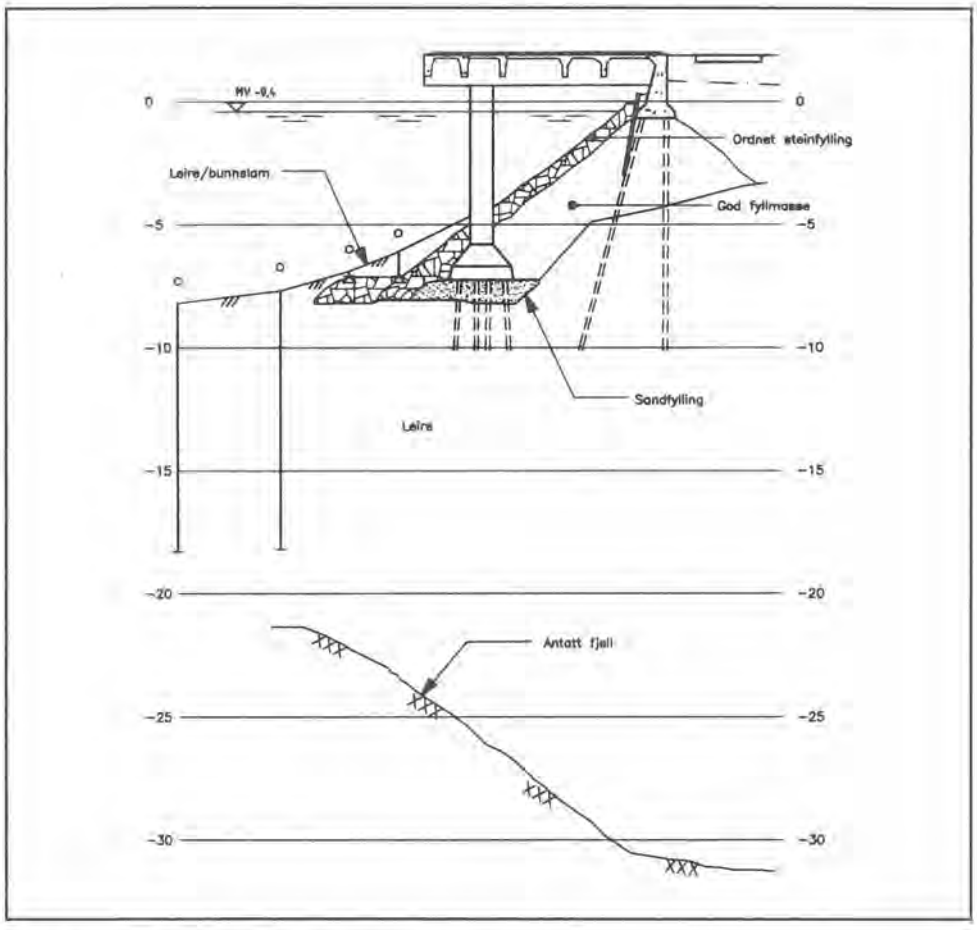


Fig. 6 Utbredelse av fyllmasser, Sørengkaia

3. FORURENSET SLAMLAG I BJØRVIKA OG BISPEVIKA

Forurensningssituasjonen for bunnsedimentene i Bjørvika og Bispevika er godt undersøkt og dokumentert av Norsk institutt for vannforskning (NIVA). Det etterfølgende er hentet fra Ref. [23].

Undersøkelser av bunnsedimenter og vannprøver i Bjørvika og Bispevika viser at området har vært, og fortsatt er, sterkt belastet av enkelte tungmetaller, polyklorerte bifenyler (PCB), andre utvalgte klororganiske forbindelser (CHC), polysykliske aromatiske hydrokarboner (PAH eller tjærestoffer) og oljeprodukter (THC). Også mindre mengder pesticider (bl.a. α-HCH og DDT) er også blitt registrert.

Mektigheten av det forurensede laget varierer mye, men de fleste av komponentene i

sedimentene forekommer med få unntak i høye konsentrasjoner i hele overflatelaget (0-2cm). Lokalt er det registrert en tildels kraftig økning i konsentrasjonene med økende sedimentdyp (ned til 50-65cm) og analysene indikerer forurensede sedimenter helt ned til 105cm. Visuelt observeres forurensning (bl.a. fri olje og tjæreaktig materiale) ned til ca. 130cm.

Dybden til upåvirket lys grå marin leire er svært varierende i området. Med bakgrunn i prøvetakinger med NGI-54mm prøvetager i en rekke punkter for ulike formål, er tykkelsen på det forurensede slamlaget kartlagt. I Bjørvika varierer tykkelsen av slamlaget mellom 0 og 2 meter. Slamlaget har liten mektighet nær Revierkaia, mens tykkelsen er størst nær Bjørvikautstikkeren. I Bispevika varierer tykkelsen mellom 0,2 og 1,7 meter. Variasjonen her er mer tilfeldig.

I Tabell 1 er ulike tungmetaller og miljøgifter ført opp, og konsentrasjonen er angitt i forhold til et antatt bakgrunnsnivå, dvs. antatt naturlig konsentrasjon i ikke-forurenset område.

Tabell 1 *Typiske konsentrasjoner av ulike tungmetaller og miljøgifter i Bispevika og Bjørvika*

Type forurensning	Antall ganger overkonsentrasjon. Gjennomsnitt	Antall ganger overkonsentrasjon. Maks. verdi
Kvikksølv	30	100
Kadmium	27	100
Bly	12	29
Kobber	12	45
Sink, nikkel og krom	ikke oppgitt	2 - 8
Polyklorerte bifenyler (total PCB)	200	1300
Polysykliske aromatiske hydro-karboner/ Tjærestoffer (PAH)	60	3000
Total hydrokarboner (THC/olje)	470	2000

Med bakgrunn i verdiene i Tabell 1 må sedimentene karakteriseres som sterkt forurenset (tildels ekstremt lokalt) for de fleste komponenter som er blitt undersøkt. Bare sink, nikkel og krom kan karakteriseres som moderat forekommende. Videre siteres det fra Ref. [23]:

> "Nivåer som 1500 mgPAH/kg, over 100 mgB(a)P/kg tørt sediment og nærmere 2% olje, er verdier som overgår hva som tidligere er registrert, selv i våre mest belastede fjorder. Sammen med gjennomgående høye konsentrasjoner av tungmetaller, PCB, innslag av giftige og potensielt kreftfremkallende komponenter, må forurensningen karakteriseres som alvorlig, selv om situasjonen foreløpig er lokal".

På grunn av den alvorlige forurensningssituasjonen, ble det, som et ledd i de nye grunnundersøkelsene, besluttet å foreta en kjemisk karakterisering av bunnsedimentene som

kommer i kontakt med selve tunnelkonstruksjonen. Formålet var å kvantifisere sedimentenes innhold av utvalgte ioner og salter med hensyn på aggressivitet overfor betong og armering. Oppdraget med å utføre analysene ble gitt til NIVA, og resultatene er utgitt i rapport, Ref. [25]. Med bakgrunn i analyseresultatene anses aggressiviteten overfor armering og betong å være beskjeden utover det som er tilfelle i et tilnærmet uforurenset saltvannsmiljø.

4. GRUNN- OG LABORATORIEUNDERSØKELSER

4.1 Grunnundersøkelser

Tabell 2 gir en oversikt over omfanget av grunnundersøkelsesprogrammet.

Tabell 2 *Oversikt over utførte grunnundersøkelser*

Delområde	Type grunnundersøkelser	Antall hull
Bjørvika	Totalsondering	20
	CPTU	12
	Prøvetaking (geotekniske formål)	2
	Prøvetaking (Sjøfartsmuséet)	5
	Prøvetaking (NIVA)	3
Bjørvikautstikkeren og Paulsenkaia	Totalsondering	9
	Prøvetaking (geotekniske formål)	4
Bispevika	Totalsondering	7
	CPTU	6
	Prøvetaking (geotekniske formål)	1
	Prøvetaking (Sjøfartsmuséet)	5
	Prøvetaking (NIVA)	2
Sørenga	Totalsondering	6
	Prøvetaking (geotekniske formål)	1
	Prøvetaking (Sjøfartsmuséet)	1

I tillegg til hva som står oppført i Tabell 2, ble det satt ned hydrauliske poretrykksmålere (2 og 2 sammen) på Sørenga, på Paulsenkaia ut mot Bispevika, på Bjørvikautstikkeren ut mot Bjørvika, samt omtrent midt i Bjørvika.

4.2 Laboratorieundersøkelser

Foruten rutineundersøkelser, ble det utført totalt 48 treaksialforsøk og 45 kontinuerlige ødometerforsøk (CRS-forsøk). 6 av ødometerforsøkene ble kjørt på horisontalskårede prøvestykker for å vurdere horisontal konsolideringskoeffisient i massene.

De aller fleste av treaksialforsøkene ble konsolidert tilsvarende en hviletrykkskoeffisient (K_0) på 0,6. Plastisitetsindeksen (I_p) for leiren varierer mellom 15 og 25%. Generelt er I_p størst øverst og avtar nedover i dybden. Overkonsolideringsgraden (OCR) varierer fra mellom 2 til

3 i 3,5 meters dybde (størst i Bispevika) til normalkonsolidert (OCR=1) i ca. 20 meters dybde. Basert på resultater publisert av Brooker og Ireland (1965), hvor K_0 kan bestemmes ut fra overkonsolideringsgrad og plastisitetsindeks, vil K_0 variere fra ca. 0,75 for de øverste treaksialprøvene (ca. 3,5 meters dybde) til ca. 0,5 for de dypeste. Anvendt K_0=0,6 ved konsolidering av treaksialprøvene representerer således et middel for sannsynlige K_0-verdier i felt.

5. GRUNNFORHOLD

5.1 Generelt

Ved beskrivelse av grunnforholdene vil parsellen bli delt opp i følgende delområder:

- Revierkaia/ Langkaia, evt. Havnelageret
- Bjørvika
- Bjørvikautstikkeren og Paulsenkaia
- Bispevika
- Sørenga

Hvert delområde vil bli beskrevet for seg. En oversikt over styrke- og deformasjons-parametere vil bli gitt til slutt.

5.2 Havnelagerområdet

Ingen nye grunnundersøkelser ble utført i Havnelagerområdet. Viktigste grunnlag for å vurdere grunnforholdene er Ref. [15].

Omkring hovedløpet, ca. 100 meter innenfor kaikanten, er det 3-4 meter med fyllmasse over leire. Mot Bjørvika passerer hovedløpet over tidligere Revierhavn og Revierbrygge. Nye Revierkai er bygd opp av sprengstein som er fortrengt dypt ned i leirmassene. Foruten gamle kaikonstruksjoner, har en således betydelige fyllinger med sprengstein som i stor grad er blandet med leire. I og med at det må antas at steinfyllingen er blandet med bløt leire uten nevneverdig kontakt mellom steinene (på grunn av ikke-kontrollert fortrengning, og uten sprengning), bør det legges stor vekt på leiren ved vurdering av materialets skjærstyrke. Ser man på tidligere prøver omtalt i ovennevnte referanse, er leiren svært lik den man har på Bjørvikautstikkeren. Styrkeparametere baseres derfor på forsøk utført på materiale fra Bjørvikautstikkeren.

Dybdene til fjell i området er stort sett fra 15 til 25 meter med økende dybde i retning Bjørvika.

5.3 Bjørvika

Største målte sjødybde i Bjørvika innenfor undersøkt område er ca. 12 meter i forhold til normal middelvannstand (MV). Dypest er det utenfor Revierkaia og ca. 100 meter østover.

med vanndybder mellom 11 og 12 meter. Ellers er dybdene stort sett mellom 7 og 9 meter.

Øverst er det et forurenset slamlag varierende mellom 0 og 2 meter i tykkelse. Slamlaget har liten mektighet nær Revierkaia, mens tykkelsen er størst nær Bjørvikautstikkeren. Ref. [26] gir nærmere detaljer vedrørende dette slamlaget. Da slamlaget er svært bløtt og porøst, kan en ikke anbefale at det regnes med noe styrke i dette laget. Dessuten vil slamlaget etter all sannsynlighet bli fjernet før tunnelen bygges.

CPT-sonderingene indikerer at løsmassene ellers varierer lite fra ett sted til et annet. Resultater fra prøveseriene (2 hull) ble derfor lagt til grunn for hele Bjørvika.

Under slamlaget er det siltig leire/ leirig silt ned til ca. kote -15 til -16. Videre ned er det leire med leirinnhold inntil ca. 40 %. Inntrykk fra CPT- og totalsonderingene tilsier at det blir mer innblanding av sand og grus, og også noe stein, fra ca. kote -35 og dypere. Der hvor fjellet stikker høyere enn dette nivå er det ikke observert nevneverdig innblanding av sand og grus. Basert på udrenert skjærstyrke, kan massene betegnes som bløte ned til ca. kote -25. Vanninnholdet er ca. 50% øverst, avtar noe med dybden til 35-40% ved ca. kote -25, og holder seg omtrent på dette nivå videre nedover. Ellers kan leiren betegnes som middels til meget plastisk, også her generelt avtagende med dybden. Sensitiviteten ligger mellom 3 og 8, altså lite sensitive masser. Ødometerforsøkene viser at massene er noe overkonsoliderte med en overkonsolideringsgrad (OCR) rundt 2-3 i toppen, avtagende til 1 ved ca. kote -30.

Langs traséen øker dybden til fjell fra ca. kote -25 ved Revierkaia/ Langkaia og til ca. kote -50 nær Bjørvikautstikkeren.

5.4 Bjørvikautstikkeren/Paulsenkaia

Overgangen til leire i det aktuelle området er mellom kote -9 og kote -11. Over leiren er fyllmassene noe varierende. Øverst er det mellom 3 og 6 meter med "byfyll". Med byfyll menes fyllmasser som hovedsakelig stammer fra riving av gamle bygninger, dvs. tegl, knust betong, puss etc. Byfyll er vanligvis såpass finkornig at den ikke skaper vanskeligheter ved pele- og spuntarbeider. Under er det et lag som i og nær hovedløpet tilsynelatende består av ren flis, varierende i tykkelse mellom 4.5 og 8 meter. Flisen har tyngdetetthet større enn 10 kN/m^3, da den synker i vann. Basert på resultater fra ødometerforsøk utført på leiren under flisen, tyder det på at tyngdetettheten ligger på ca. 11 kN/m^3. Med dette som grunnlag er effektivt overlagringstrykk ved overgangen til leire mellom 55 og 65 kPa.

Et av prøvetakingshullene befinner seg lenger ut på Utstikkeren, i rundkjøringen ca.120 meter fra hovedløpet (Hull 8-BP). Her er flisen mer slamblandet, samt at det er et lag med humusholdig silt mellom lagene med flis og byfyll. Effektivt overlagringstrykk ved overgangen til leire er her noe større, ca. 90 kPa.

En nærmere beskrivelse av de ulike lagene, samt anbefalte tyngdetettheter til bruk i beregninger, er gitt i Tabell 3. Beliggenheten av de ulike hullene er ikke angitt på noen av figurene. Beliggenheten til Hull 8-BP er beskrevet i avsnittet over. Hull 2-BP og 3-BP befinner seg begge i hovedtraséen, Hull 2-BP midt på Bjørvikautstikkeren, og Hull 3-BP, på Tomtekaia (se Fig. 2 vedrørende beliggenheten av Tomtekaia). For mer detaljert informasjon

så henvises det til Ref. [27].

Under flisen er det hovedsakelig siltig leire og leire med leirinnhold varierende mellom 20 og 40%. Øverste 5 meter av leirmassene kan betegnes som bløt. Ellers er leiren middels fast. Vanninnholdet ligger grovt sett mellom 30 og 40%. Leiren betegnes som middels plastisk, enkelte steder middels til meget plastisk. Sensitiviteten er som i Bjørvika, altså mellom 3 og 8, dvs. lite sensitive masser.

Tabell 3 *Tykkelser på lag og anbefalte tyngdetettheter til bruk ved beregninger for Bjørvikautstikkeren og Paulsenkaia*

	Hull 2-BP	Hull 3-BP	Hull 8-BP
Terrengkote	+1,48	+ 1,05	+ 1,60
Fyllmasser, dybde-angivelser	0 - 3,4 m: Byfyll γ=18,5 kN/m^3	0 - 6 m: Byfyll γ=18,5 kN/m^3	0 - 3 m: Byfyll γ=18,5 kN/m^3
			3 - 8 m: Humusholdig silt γ=17 kN/m^3
	3,4 - 11,5 m: Flis γ=11 kN/m^3	6 - 10,5 m: Flis γ=11 kN/m^3	8 - 12 m: Flis, noe slam-blandet γ=13 kN/m^3
	11,5 m → : Leire, se Tabell 4 vedr. anbefalte tyngdetettheter	10,5 m → : Leire, se Tabell 4 vedr. anbefalte tyngdetettheter	12 m → : Leire, se Tabell 4 vedr. anbefalte tyngdetettheter
Overgang til leire ved ca. kote	- 10	- 9,5	- 10,5

Stedvis er leiren noe overkonsolidert, men ikke mer enn at dette kan skyldes aktiviteter på kaien (overkonsolidering på inntil ca. 50 kPa). Tilnærmet normalkonsoliderte forhold har vi fra ca. 20 meters dybde.

Byfyll og flis regnes som friksjonsmasser. For begge typer masser kan det regnes med en attraksjon a=0 og tan ϕ=0.8 ($\phi \approx 38{,}6°$). Det understrekes at den høye friksjonsvinkelen for flisen kun gjelder for stabilitetsvurderinger ved utgravninger fra eksisterende terreng, enten det spuntes eller graves uavstivet, og uten oppfylling nær spunt/ skråningskant. For de nevnte tilfeller blir effektivspenningene og dermed mobilisert skjærstyrke relativt beskjedne. Ved for eksempel pålastning vil situasjonen bli en annen, og en lavere friksjonsvinkel må evt. legges til grunn (dvs. krum Mohr-Coulomb kurve).

Basert på utførte totalsonderinger, varierer fjellnivået i området nær traséen mellom kote -32 og kote -50.

5.5 Bispevika

Sjødybden i Bispevika varierer mellom 6 og 8 meter innenfor det undersøkte området.

Øverst er det et forurenset slamlag som i de punkter som er undersøkt varierer mellom 0,2 og 1,7 meter i tykkelse. Variasjonen virker her mer tilfeldig enn i Bjørvika.

Som tilfellet også er for Bjørvika, indikerer CPT-sonderingene at løsmassene under slamlaget varierer lite fra ett sted til et annet. Resultater fra prøveserien, samt fra NGI's Hull nr. 103 (Ref. [17]) er lagt til grunn ved etablering av styrke- og deformasjonsparametere.

Noe overraskende ble det påvist et 30-40 cm tykt sandlag i 7,5-8 meters dybde. Sandlaget kan også identifiseres fra utslag på CPT-kurvene utført i samme punkt, se Fig 7. Sandlaget har en viss utstrekning da det også kan observeres på flere CPT-kurver.

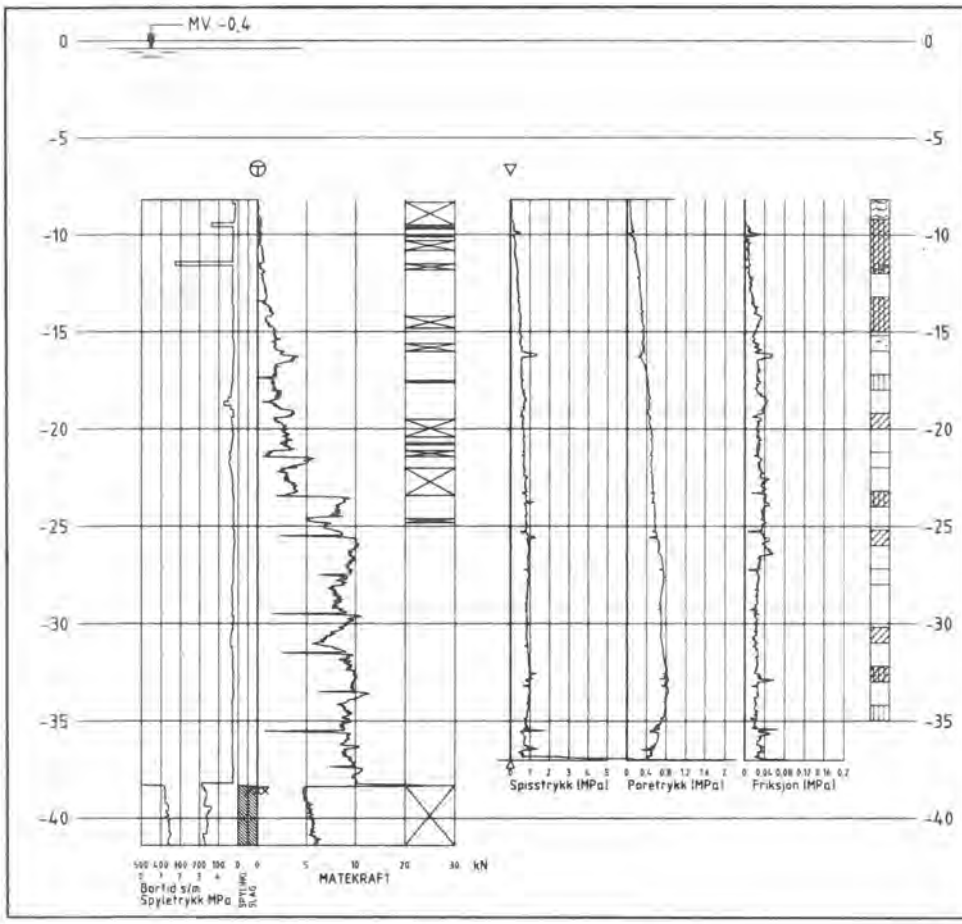


Fig. 7 Totalsondering og CPT fra samme lokalitet i Bispevika

Løsmassene ellers i Bispevika skiller seg ikke nevneverdig fra løsmassene i Bjørvika. Sensitiviteten er omtrent den samme. Likeså er parametere som vanninnhold, leirinnhold og plastisitet i hovedsak de samme. Massene er imidlertid noe mer overkonsoliderte. I 3-4 meters dybde er overkonsolideringsgraden mellom 3 og 4 i Bispevika mot 2-3 i Bjørvika. Også udrenerte skjærstyrke er noe høyere i Bispevika.

Fjellet stiger fra mellom kote -45 og kote - 35 ved kanten av Paulsenkaia til rundt kote -15 omtrent midt i Bispevika. Nær Sørengkaia faller fjellet igjen av, og ved kanten av kaia er fjellnivået ca. på kote -25.

5.6 Sørenga

Prøvetaking ble foretatt rett utenfor "landkaret" for betongplaten for Sørengkaia. Fyllmassene fra denne prøveserien er derfor ikke representative for området lenger inn på kaiområdet. I tillegg til resultater fra laboratorieundersøkelser på prøver fra ovennevnte hull, er opplysninger om grunnforholdene framkommet ved å gå gjennom materiale fra Undergrunnsarkivet, samt ved å studere resultatene fra totalsonderingene.

Øverste ca. 2,5 meter består av fyllmasser som kan betraktes som friksjonsjord. Det er en skarp overgang til lett sonderbare masser. Sannsynlig er det finsand/silt i toppen som gradvis blir finere, og til å være leirig silt nærmest leirlaget som befinner seg på ca. 10 meters dybde.

Øverste halvdelen av dette "mellomjordlaget" kan betraktes som friksjonsjord. Nedre halvdel bør vurderes både på effektivspenningsbasis og på totalspenningsbasis (ved å forlenge designlinjen for leiren). Ugunstigste situasjon benyttes for den aktuelle problemstillingen.

Langs traséen øker dybden til fjell gradvis fra ca. kote -25 ved kanten av Sørengkaia til ca. kote -45 rundt 100 meter fra kaikanten. Siden stiger fjellet gradvis igjen mot Ekeberg-tunnelen til opp i dagen.

5.7 Styrke- og deformasjonsparametere

Anbefalte tyngdetettheter til bruk i beregninger er gitt i Tabell 4. For fyllmassene på Bjørvikautstikkeren og Paulsenkaia henvises det til Tabell 3.

Tabell 4 *Anbefalte tyngdetettheter [kN/m³] til bruk i beregninger*

Sted	Dybdeintervall		
	0 - 10 m	10 - 20 m	20 m -
Havnelageret	18,5	19	19,2
Bjørvika	17,8	18,8	18,8
Bjørvikautstikkeren og Paulsenkaia	varierer, se avsnitt 5.4	18,5	19,2
Bispevika	18,5	19,2	19,2
Sørenga	18,5	19	19,2

Treaksialforsøkene ble framfor alt utført for å etablere karakteristiske udrenerte skjærstyrkeprofiler. Fig. 8 og Fig. 9 viser spenningsstier og spennings-tøyningskurver for serier med henholdsvis aktive og passive treaksialforsøk utført på prøver fra Bispevika. Med aktiv menes her egentlig "vertikal sammentrykking" (σ_r = konstant, σ_v øker). Tilsvarende, med passiv, menes her "vertikal utvidelse" (σ_r = konstant, σ_v avtar).

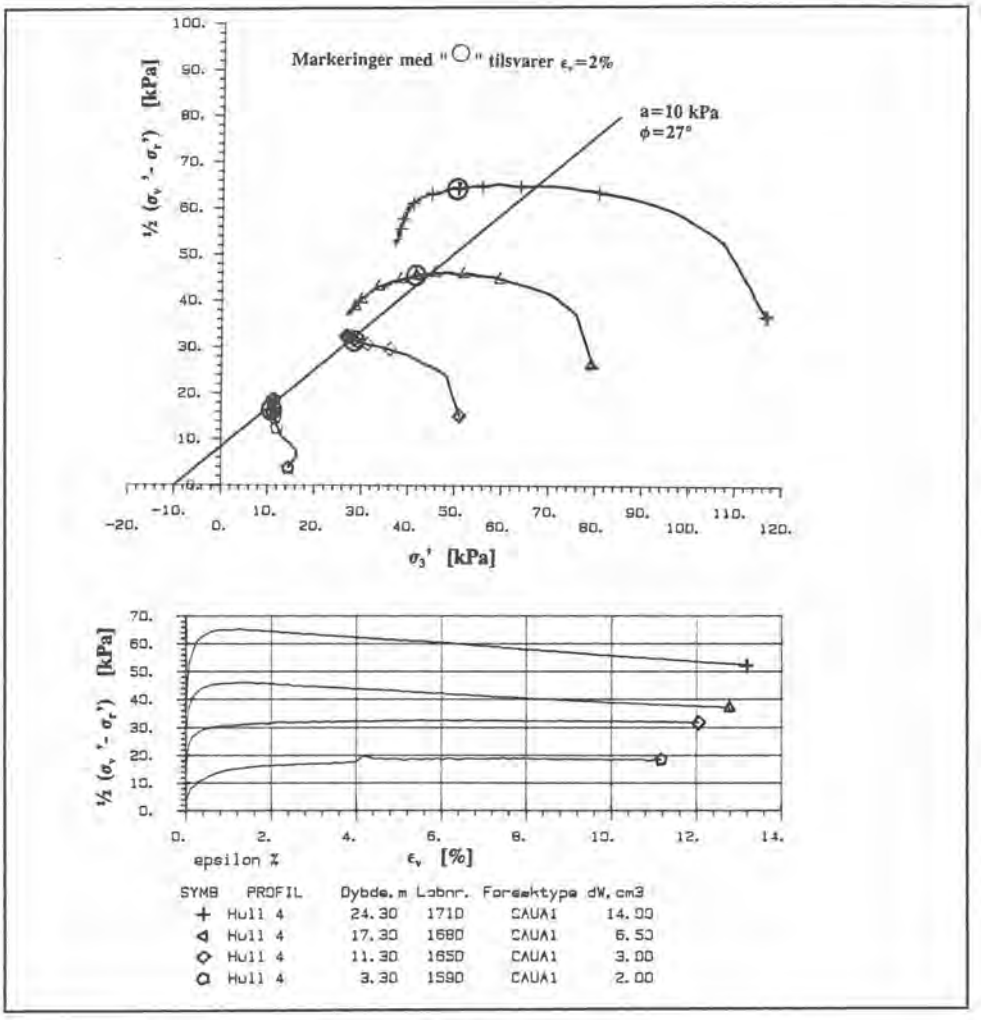


Fig. 8 Aktive treaksialforsøk utført på leire fra Bispevika

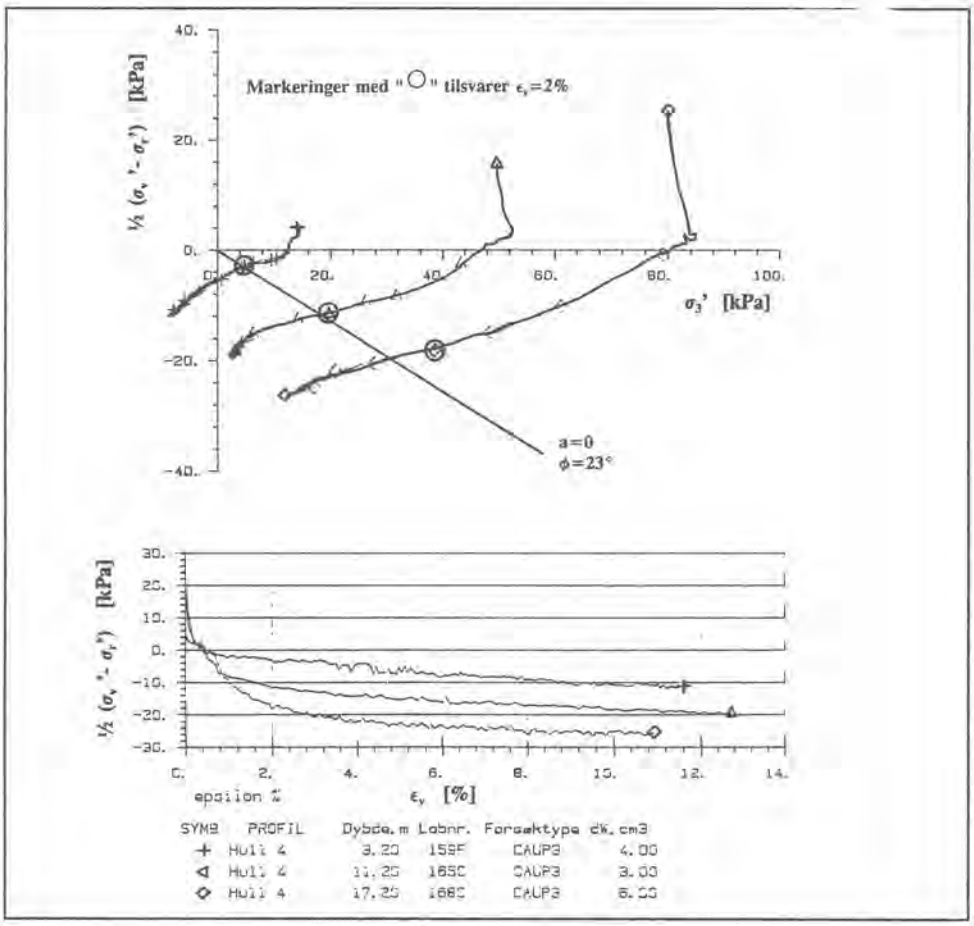


Fig 9 *Passive treaksialforsøk utført på leire fra Bispevika*

For hvert treaksialforsøk ble udrenert skjærstyrke for 2% og 10% vertikaltøyning avlest og overført til dybdediagrammer for skjærstyrke. Et eksempel på et slikt skjærstyrke mot dybde-diagram er vist på Fig. 10. Styrkeprofilene er etablert først og fremst med tanke på stabilitetsvurderinger og spunt- /sekantveggberegninger. Treaksialforsøkene viser at styrken er anisotrop, med aktiv og passiv styrke henholdsvis 1,4 og 0,6 ganger midlere styrke.

Under konsolideringen for treaksiale skjærforsøk presses vann ut av prøvene. Det vil si at prøvestykket vi tester på i laboratoriet har mindre vanninnhold enn det som er tilfelle i virkeligheten. Derfor er det nødvendig å være konservativ når en skal tolke "in-situ" styrkeparametere. Her er det hovedsakelig lagt mest vekt på spenningspunktene tilsvarende 2% vertikaltøyning ved tolkning av styrke. Dette fører til at passive forsøk får lavere styrkeparametere enn aktive forsøk, også på effektivspenningsbasis. På effektivspenningsbasis vil passiv styrke nærme seg aktiv styrke dersom større vertikaltøyninger legges til grunn. En slik utnyttelse av målt styrke må imidlertid begrunnes

særskilt i hvert enkelt tilfelle.

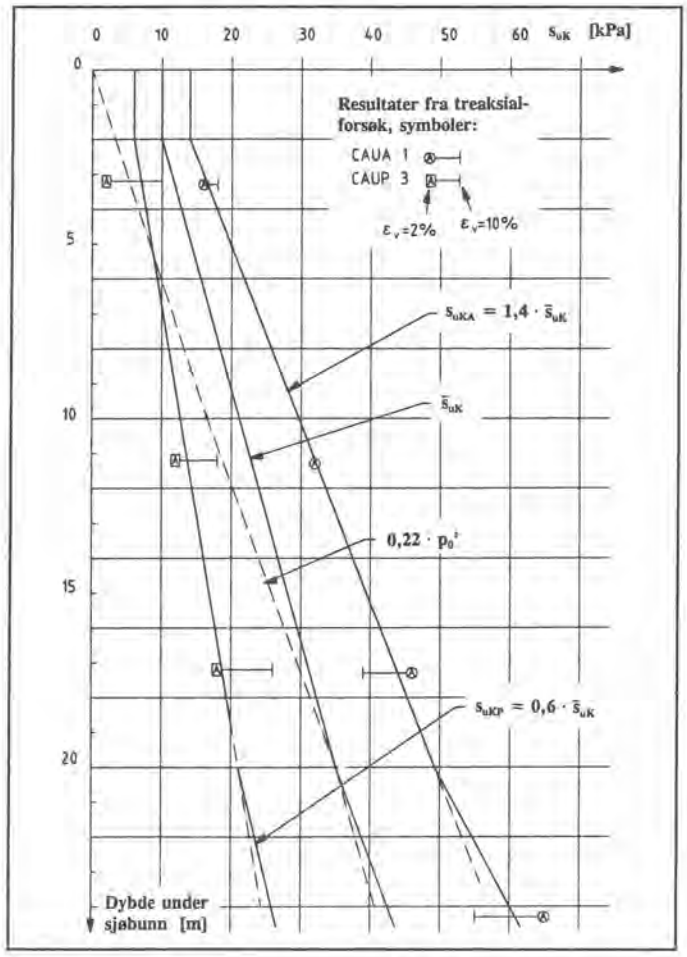


Fig. 10 Karakteristisk udrenert skjærstyrke mot dybde, Bispevika

Fig. 11 viser en sammenstilling av anbefalte midlere karakteristiske udrenerte skjærstyrkeprofiler for alle delområdene. Skjærstyrkeprofilene er her plassert i forhold til riktig kotenivå. For Bispevika og Bjørvika ligger sjøbunnen for det meste høyere enn henholdsvis kote -9 og kote -10, men på grunn av det bløte slamlaget gjelder profilene som plassert i Fig. 11, eventuelt fra aktuell sjøbunnskote der hvor sjøbunnskoten er dypere enn nevnte koteverdier.

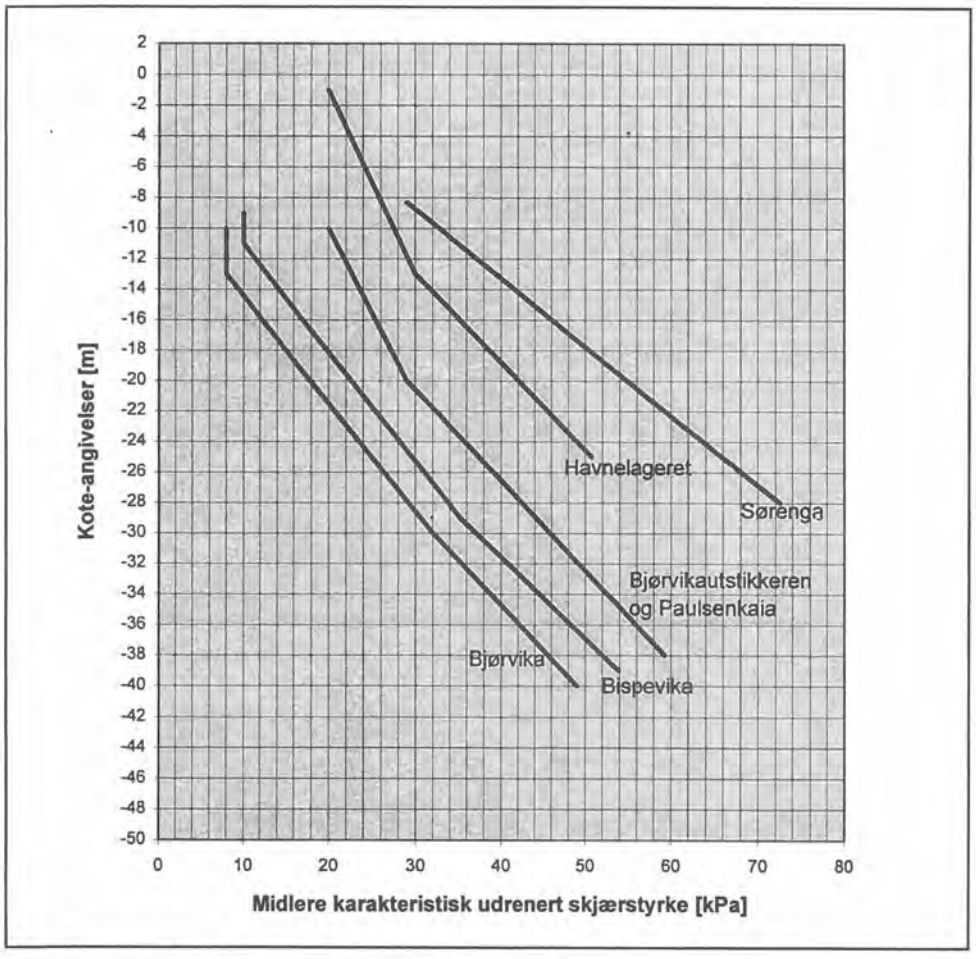


Fig. 11 Midlere karakteristisk udrenert skjærstyrke for kohesjonsjordartene. Anbefalte skjærstyrkeprofiler

I Tabell 5 er det gitt en oppsummering av anbefalte effektivspenningsparametere for de ulike områdene. Her er også variasjonsområder for konsolideringskoeffisienter og modultall gitt for kohesjonsjordartene.

Tabell 5 *Anbefalte effektivspenningsparametere, samt variasjonsområder for konsolideringskoeffisienter og modultal*

	Havnelageret	Bjørvika	Bjørvikautst. og Paulsenkaia	Bispevika	Sørenga
Terreng-/kai-/bunn-kote	~ +2	~ -10*	~ +1,5	~ -9*	~ +1,7
Dybde-intervaller / type masser / jord-parametere	0 - 3 m friksjonsjord a=0 ϕ=42°	kohesjonsjord fra sjøbunnsnivå	0 - 11,5 m friksjonsjord (byfyll og flis) a=0 ϕ=38,6°	kohesjonsjord fra sjøbunnsnivå	0 - 2,5 m friksjonsjord a=0 ϕ=38,6°
	3m → kohesjonsjord a_A=10 kPa ϕ_A=27° a_P=0 kPa ϕ_P=23°	a_A=10 kPa ϕ_A=26° a_P=0 kPa ϕ_P=23° c_V=5-10 m²/år m=15-20	11,5m → kohesjonsjord a_A=10 kPa ϕ_A=27° a_P=0 kPa ϕ_P=23° c_V=6-14 m²/år m=13-20	a_A=10 kPa ϕ_A=27° a_P=0 kPa ϕ_P=23° c_V=8-10 m²/år m=17-21	2,5 - 6 m friksjonsjord a=5 kPa ϕ=33° 6 - 10 m mellomjord a=5 kPa, ϕ=26,6° 10m → kohesjonsjord a_A=10 kPa ϕ_A=30° a_P=0 ϕ_P=23° c_V=8-18 m²/år m=20

* Sjøbunnen ligger høyere, men på grunn av det bløte slamlaget gjelder jordparameterene fra dette nivået, evt. fra aktuell sjøbunnskote der hvor sjøbunnskoten er dypere enn oppført verdi i tabellen.

I Tabell 5 er massene delt inn som friksjonsjord, mellomjord og kohesjonsjord. En nærmere beskrivelse av grunnforholdene er å finne i Avsnitt 5.2 til 5.6.

Ved totalspenningsvurderinger benyttes effektivspenningsparameterene som står oppgitt i Tabell 5 for friksjonsjordartene. Mellomjord står kun oppført for Sørenga, mellom 6 og 10 meters dybde. Dette laget bør vurderes både ved bruk av effektivspenningsparametere og totalspenningsparametere (ved å forlenge skjærstyrkelinjen for leiren). Ugunstigste situasjon legges til grunn for den aktuelle totalspenningsanalysen.

Størrelsen på horisontal (radiell) konsolideringskoeffisient (c_r) ble vurdert både med bakgrunn i CPT-dissipasjonsforsøk og ved å utføre kontinuerlige ødometerforsøk på horisontalskårede prøvestykker. Sammenlignes resultatene utført på de horisontalskårede prøvestykkene med resultater fra forsøk utført på vertikalorienterte prøvestykker fra samme

hull og samme dybde, viser det seg at den horisontale konsolideringskoeffisienten ikke er noe større enn den vertikale. Disse resultatene styrkes av CPT-dissipasjonsforsøk.

I vurderinger hvor horisontal konsolideringskoeffisient inngår som parameter, må en altså gjøre regning med at denne er av samme størrelse som den vertikale.

6. PORETRYKKSFORHOLD

I forbindelse med totalsondering, spesielt i Bjørvika, ble det observert artesisk trykk når det ble boret i fjell. Ved avslutning av totalsondering ble vann presset opp gjennom stengene. Ved ett tilfelle ble vannet presset mer enn 4.4 meter over havnivå. Med tanke på mulig effekt for prosjektet og omgivelsene, ble det besluttet å undersøke dette forholdet nærmere, blant annet ved poretrykksmålinger, dykkerinspeksjon og oppboring i samme totalsonderingshull.

Med bakgrunn i de anstrengelser som ble foretatt, og som er detaljert beskrevet i Ref. [27], ble følgende konklusjon trukket:

Det er poreovertrykk i fjellet og i leiren over. Merkbar vannstrømning starter først etter at en har begynt å bore i fjell. Vannmengden, eventuelt tilførselen av vann, er imidlertid så liten at hullene får anledning til å sige igjen og stoppe lekkasjen. En må gjøre regning med at det kan være poreovertrykk inntil 20 kPa ved fjellnivå hvor som helst innen aktuelt område.

7. REFERANSER

1. Rapport nr. R-1360 av 4. august 1976, "*Revierhavna, Del 1*", Oslo kommune.

2. Rapport nr. R-1360 av 5. mai 1977, "*Revierhavna, 2. del: Supplerende boringer utenfor Langkaia*", Oslo kommune.

3. Rapport nr. R-1360 av 29. juni 1978, "*Revierhavna, 3. del: Registrering av fyllmassemektighet*", Oslo kommune.

4. Rapport nr. R-1360-4 av 9. juli 1981, "*Revierhavna, 4. del: Registrering av fyllmassemektighet, stabilitetsvurdering*", Oslo kommune.

5. Rapport nr. R-1360-5 av 4. november 1982, "*Revierhavna*", Oslo kommune.

6. Rapport nr. R-1410 av 28. april 1978, "*Sentralhavna, utfylling i Bjørvika*", Oslo kommune.

7. Rapport nr. R-1742-1 av 23. september 1981, "*Bjørvikautstikkeren, ny kai*", Oslo kommune.

8. Rapport nr. R-1742-2 av 25. mai 1982, "*Bjørvikautstikkeren, ny kai. 2. del: Prøvebelastning*", Oslo kommune.

9. Rapport av 8. desember 1981, "*Bjørvikautstikkeren. Resultat av laboratorieundersøkelser*", NOTEBY.

10. Rapport nr. R-2063-01 av 18. mars 1985, "*Bispevika - utfylling*", Oslo kommune.

11. Rapport nr. R-2110-01 av 9. april 1985, "*Bjørvika byutviklingsområde*", Oslo kommune.

12. Rapport nr. R-2145-07 av 17. april 1989, "*Fjellinjen - øst. Bjørvika - Ekeberg. Orienterende grunnundersøkelser*", Oslo kommune.

13. Rapport nr. R-2404-1 av 15. november 1990, "*Kryss E18 - RV. 4, Del 1: Grunnundersøkelser for rampe Drammen - Gjøvik*", Oslo kommune.

14. Rapport nr. 60095 av juni 1985, "*Bjørvika byutviklingsområde, geoteknisk idé - seminar*", Grøner.

15. Rapport av februar 1987, "*Fjellinjen - E18 gjennom Oslo, Anbudsgrunnlag parsell Festningen øst - Havnelageret, Geoteknisk og geologisk rapport*", Konsulentgruppen for Fjellinjen, Grøner - Norconsult - Aas-Jakobsen.

16. Rapport nr. 924006-2 av 5. mai 1992, Rev. 2 av 15. juni 1992, "*Oslo havnebasseng - Forurensning. Plan for utfylling av Bispevika*", NGI.

17. Rapport nr. 924006-3 av 24. april 1992, "*Oslo havnebasseng - Forurensning. Utfylling av Bispevika. Grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger*", NGI.

18. Rapport nr. 1074 - 1A, Rev. A av 13. februar 1995, "*E18 gjennom Oslo, Parsell: Oslotunnelen - Ekebergtunnelen. Geoteknisk oppsummering til skisseprosjektet*", GeoVita as.

19. Brooker, E.W. og Ireland, H.O. (1965): "*Earth pressures at rest related to stress history*". Canadian Geotechnical Journal, b. 2, nr. 1, s. 1-15.

20. Senneset, K., Sandven, R. og Janbu, N. (1989): "*Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Tests (CPTU)*". Artikkel til Transportation Research Board, National Research Council, "In Situ Testing of Soil Properties for Transportation", Transportation Research Record 1235, Washington D.C.

21. Rapport nr. O-91099 av 18.10.1991, "*Undersøkelse av tungmetall- og PAH-forurensede bunnsedimenter fra Bispevika, Indre Oslofjord, i forbindelse med snøtipping fra Bispekaia*", NIVA.

22. Rapport nr. O-91150 av 27.02.92, "*Kartlegging og vurdering av forurensningssituasjonen i bunnsedimenter fra Oslo havneområde*", NIVA.

23. Rapport nr. O-92024 av 16/11-92, "*Kartlegging og vurdering av forurensningssituasjonen i området Bjørvika - Bispevika, Oslo havn*", NIVA.

24. Rapport nr. O-94070 av 23/3-94, "*Miljøvurdering av tre utbyggingsalternativer for E-18 over Bispevika og Bjørvika*", NIVA.

25. Rapport nr. O-96043 av 20. juni 1996, "*Statens vegvesen. Kjemisk karakterisering av bunnsedimenter fra området Bjørvika - Bispevika, Oslo havn*", NIVA.

26. Rapport A-21A nr. 1 av 10. juni 1996, "*E18 mellom Oslotunnelen og Ekebergtunnelen. Loddinger og lette sonderinger i Bjørvika og Bispevika. Kartlegging av tykkelse på slamlag*", Veglaboratoriet

27. Rapport A-21A nr. 2 - Del I og II av 20. august 1996, "*E18 mellom Oslotunnelen og Ekebergtunnelen. Grunnundersøkelser for detaljplan, Alternativ B*", Veglaboratoriet

Tore H. Søreide, Reinertsen Engineering ANS
Heine Skogseid, Dr.techn. Olav Olsen a.s

BJØRVIKA-PROSJEKTET - SENTETUNNEL-ALTERNATIVET

FORORD

Prosjekteringsgruppen REINERTSEN Engineering ANS./Dr. Techn. Olav Olsen AS. ble i august 1995 tildelt oppdraget med teknisk forprosjekt for neddykket tunnel mellom Ekebergtunnelen og Oslotunnelen. Oppdragsgiver var Statens vegvesen Oslo.

Arbeidet med det tekniske forprosjektet startet medio september 1995, og ble ferdigstilt juli 1996.

Prosjekteringen er utført av en prosjektgruppe hvor følgende firmaer har deltatt:

Reinertsen Engineering og Dr. techn. Olav Olsen :	Prosjektledelse, konstruksjoner, anleggsteknikk, trafikk og kostnadsregning.
Kummeneje:	Geoteknikk
Det Norske Veritas Industrier :	Sikkerhet og miljø
VBB Anlaggning AB og VBB Viak AB :	Geoteknikk og erfaringsoverføring fra senketunnel prosjekter.
Volker Stevin Construction Europe:	Spesialrådgiver med erfaring fra senketunnel prosjekter.
Maunsell	Spesialrådgiver med erfaring fra senketunnel prosjekter.
Nilmar Janbu:	Spesialrådgiver geoteknikk

Under bearbeiding av prosjektet har prosjektgruppa samarbeidet med Statens vegvesen Oslo gjennom jevnlige møter. Gruppen har også hatt kontakt med Statens vegvesen Veglaboratoriet, Oslo kommune Vann og Avløp, Oslo Kommune Havnevesenet og Oslo Energi.

Forskjellige konsepter for bygging av tunnelen har vært vurdert i samband med dette prosjektet. Generelt er det valgt å ha en vid innfallsvinkel på prosjektet for å sikre at en finner det optimale konsept.

I det tekniske forprosjektet har to trafikkalternativer vært vurdert. Ved oppstart av prosjektet var alternativ B grunnlaget, med sentralt kryss ved Bjørvika utstikkeren. I den senere optimaliseringsfasen av prosjektet har trafikkalternativ D uten kryss blitt lagt til grunn.

SAMMENDRAG

Det tekniske forprosjektet har dokumentert at det er teknisk gjennomførbart å bygge en neddykket tunnel for traséen E18 mellom Ekebergtunnelen og Oslotunnelen. Bygging som senketunnel er basert på kjent teknologi, slik at prosjektet ikke er forbundet med tekniske usikkerheter.

I første fase av forprosjektet lanserte prosjekteringsgruppa to byggemetoder. Disse var hhv. tradisjonell senketunnel, og etablering av tørr byggegrop med det såkalte Sandøy-prinsippet. Et tredje konsept, nemlig tørr byggegrop innenfor avstivet spunt, ble forlatt på et tidlig stadium fordi tilstrekkelig stabilitet i byggefase ikke kunne dokumenteres.

De geotekniske parametre som ble fremskaffet i den første del av forprosjektet, er i hovedsak verifisert av nye geotekniske undersøkelser utført av Veglaboratoriet. De geotekniske forholdene må karakteriseres som dårligere enn middels fast leire, både for Bjørvika og Bispevika.

På grunn av de vanskelige geotekniske forhold i området, må systemet av støtbarriere og senketunnel ses i sammenheng. Støtbarrieren i form av jordvoll anbefales lagt ut ca. ett år før mudring og peleramming for tunnelen utføres. Det anbefales også trinnvis oppfylling av barrieren med installasjon av sanddren for å sikre effektiv dissipasjon av poreovertrykk. Tilstrekkelig stabilitet i mudringsfasen er da dokumentert, og setningene pga. jordvollen er akseptable mhp. pelefundamentene.

To alternative fundamenteringsmetoder for tunnelen har vært vurdert, begge basert på peler til fjell. Den ene metoden innebærer peler jevnt fordelt langs tunnelen med pelehoder innstøpt i elementene etter nedsenking. Den andre metoden pelefundamentering konsentrerer pelene ved hver elementskjøt, med ca. 100 meters avstand, slik at tunnelelementene spenner fritt mellom hver pelegruppe. For denne siste metoden vil tørr utstøping av fundamentplate på peletoppene gi mer kontrollert utførelse. Installasjon av senkeelementene blir også enklere.

For begge fundamenteringsmetoder er vannfylling av tunnelen dimensjonerende. Antallet peler er således likt i de to tilfeller.

I forbindelse med det tekniske forprosjektet, er det utført en risikoanalyse som dekker tunnelspesifikke hendelser. For denne tunnelen på grunt vann, er skipsstøt en slik hendelse. I tillegg kommer de innvendige hendelsene som brann, eksplosjon og lekkasjer. Risikoanalysen gir som resultat en dokumentasjon på at risikoen for trafikanten er akseptabel, og at nedetiden for tunnelen som følge av sannsynlige ulykker er innenfor det som er samfunnsøkonomisk tillatt. I tillegg kommer risikoanalysen ut med dimensjonerende laster mhp. skipsstøt, temperatur fra brann og eksplosjonstrykk. For skipsstøt anbefales å dimensjonere for noe høyere kinetisk energi enn de 100 MJ som opprinnelig var satt som kriterium. Løsningen med voll i front av tunnelen gir den ønskede reserve for å ta større støtenergier.

Prosjektgruppa har i forprosjektet engasjert utenlandske samarbeidspartnere, for å bringe erfaring inn fra tilsvarende prosjekter som er bygget. Denne rådgivningsgruppa har deltatt i idègenereringen av konsepter, og kvalitetssikret prosjekteringsgruppas arbeide.

DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Generelt

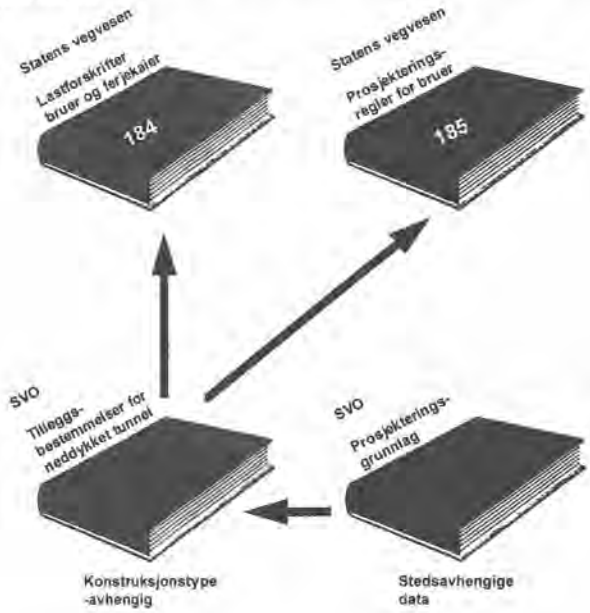
Som en deloppgave i det tekniske forprosjektet, har prosjektgruppen RE/OO utarbeidet prosjekteringsregler for neddykket tunnel og knyttet disse til de stedlige forhold på det aktuelle byggested. For dimensjoneringen har Statens vegvesens Lastforskrifter og Prosjekteringsregler for bruer vært de to grunnleggende dokumenter, sammen med aktuelle standarder.

Retningslinjer beskrevet ovenfor dekker primært brukonstruksjoner. For neddykket tunnel var det nødvendig å supplere det tekniske innholdet. Dette ble gjort gjennom dokumentet "Tilleggsbestemmelser for prosjektering av neddykket tunnel" som utfyller Lastforskriftene og Prosjekteringsreglene..

Opplysninger av betydning vedr. de stedlige forhold, er samlet i Prosjekteringsgrunnlag. Her finnes de tunnelspesifikke data som har betydning for dimensjoneringen.

De to generelle dokumentene Lastforskrifter og Prosjekterings-regler for bruer, sammen med Tilleggsbestemmelser for neddykket tunnel og Prosjekteringsgrunnlag for Bjørvika, danner tilsammen grunnlaget for dimensjonering mhp. funksjon og sikkerhet. Hierarkiet av dokumenter er vist i Fig. 1. All nummerering i de to dokumentene for tunnelen, er gjort i hht. systemet i Lastforskrifter og Prosjekteringsregler, og bare supplerende tekst er medtatt. I forhold til tidligere prosjekteringregler for blant annet flytebruene, er dette en ny fremgangsmåte.

Bruavdelingen har deltatt i diskusjoner og kommentert på utformingen av spesielt Tilleggsbestemmelsene. Hensikten er at dette dokumentet skal godkjennes før arbeidet med byggeplan starter.



STEDLIGE FORHOLD

Generelt

Stedlige forhold er detaljert beskrevet i det prosjektspesifikke dokumentet "Prosjekteringsgrunnlag for nedykket tunnel E18 mellom Ekebergtunnelen og Oslotunnelen".

De stedlige forhold som mest har påvirket utformingen av den neddykkede tunnelkonstruksjonen er:

Konstruksjonens plassering i Oslo havn med forventet stor skipstrafikk av både ferger og passasjerskip langs Revierkaia og RO-RO skip langs Sørengakaia.

Geotekniske forhold

Vannstandsvariasjoner, vanndybder og dybde til fjell.

Forurensningssituasjonen i området

Akerselva

Havnetrafikk og fare for skipspåkjørsel på tunnelen

Konstruksjonens plassering på relativt grunt vann i indre Oslo havn, har medført at konstruksjonen vil kunne bli utsatt for skipspåkjørsel av alt fra store til relativt små skip. For å sikre at en slik hendelse ikke skal kunne sette trafikantens liv og helse i fare ved bruk av tunnelen, er det foreslått å fylle opp en jordvoll som barriere foran selve tunnelen. Barrieren er en nødvendig forutsetning for at risikoen ved bruk av tunnelen ikke skal bli høyere enn ved tilsvarende tunneler som ikke kan bli eksponert for skipsstøt.

Plasseringen i indre havn har også påvirket linjeføringen og delvis utformingen av tverrsnittet. På vestre side av Bjørvikautstikkeren er det planlagt et seilingsløp inn over tunnelen for mindre båter. Lavpunktet i linjen er lagt ved dette seilingsløpet.

Geotekniske forhold

Grunnforholdene langs tunneltraséen er kartlagt gjennom en rekke tidligere undersøkelser.

For Statens vegvesen Oslo har Veglaboratoriet utført supplerende grunnundersøkelser innenfor hele traséområdet for nødvendig styrking av datagrunnlaget for de geotekniske beregninger.

Ved byggemetode Senketunnel fundamentert på peler til fjell er selve byggingen av tunnelen og dens fundamentering lite følsom for lokale variasjoner i styrkeparametrene. Ved etablering av en tørr byggegrop er man derimot følsom for slike variasjoner.

For konseptet, er det tiden til oppbyggingen av kollisjonsbarrieren og den midlertidige stabiliteten av jordvollen, som er mest følsom for variasjoner i leiras egenskaper mhp. styrke, kompressibilitet og poretrykk.

Figur 2 viser et skjematisk lengdeprofil langs traséen, med sjøbunn-nivå, antatte løsmassemektigheter og fjelldybder under Bjørvika og Bispevika. Nivå for uk. tunnel langs traséen er også vist inntegnet til orientering.

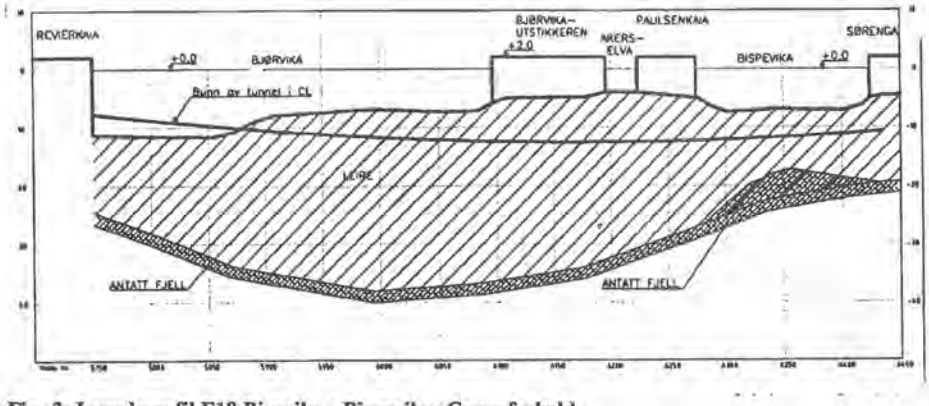


Fig. 2: Lengdeprofil E18 Bjørvika - Bispevika; Grunnforhold.

En gjennomgang av de tilgjengelige data fra det utleverte materiale har gitt grunnlag for en foreløpig fastsettelse av karakteristiske ("design") skjærstyrkeparametre i de originale løsmasseavsetninger i

Bjørvika og Bispevika, vist i figur 3. Disse parametre er lagt til grunn for de geotekniske analyser i forprosjektet. For total (udrenert) skjærstyrke er verdiene justert etter anvisning fra Veglaboratoriet,

Bjørvika

Total skjærstyrke

Su (kPa)	Dybde (m)
8	0
8	-2
20	-10
22	-14
32	-20

Effektiv skjærstyrke aØ

Dybde (m)	a (kPa)	tanø
0-2	0	0,35
> 2	5	0,45

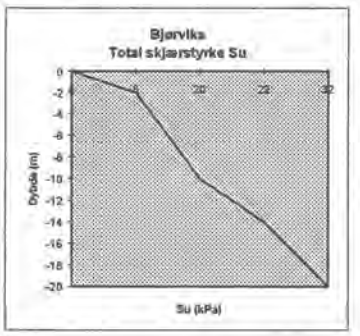
Bispevika

Total skjærstyrke

Su (kPa)	Dybde (m)
10	0
10	-2
22	-8
29	-15
40	-20

Effektiv skjærstyrke aØ

Dybde (m)	a (kPa)	tanø
0-2	0	0,35
> 2	15	0,55



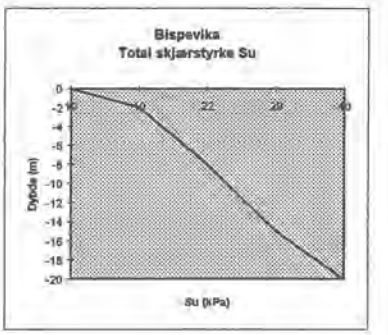


Fig. 3: Karakteristisk ("design") skjærstyrke i Bjørvika og Bispevika.

Som det fremgår av figur 3, er leira i Bjørvika og Bispevika særlig bløt i topplaget, med Su-verdier mellom 5 og 15 kPa. Både i topplaget og med dybden er styrken og styrkeøkningen en del større i Bispevika enn i Bjørvika.

Det er ikke påvist kvikk leire ved de utførte undersøkelser i traséområdet. Innover Sørenga, nord for traséen fram til Ekebergtunnelen, er det tidligere registrert forkomst av sensitiv leire.

Det er så langt ikke registrert eller indikert forekomst av grovere/mere permeable masser i de øvre partier av leiravsetningene under sjøbunnen i traséområdet. Forekomst av slike lag vil evt. kunne være kritisk for sikkerhet mot bunnhevning innenfor tørrlagte utgravninger mellom spuntvegger.

TRASEGEOMETRI OG TVERRSNITT

Generelt

I forprosjektet har det over tid vært arbeidet med to ulike trafikkløsnings alternativer. I den første fasen av prosjektet var Alternativ B hovedalternativet. I optimaliseringsfasen har Alternativ D vært grunnlaget.

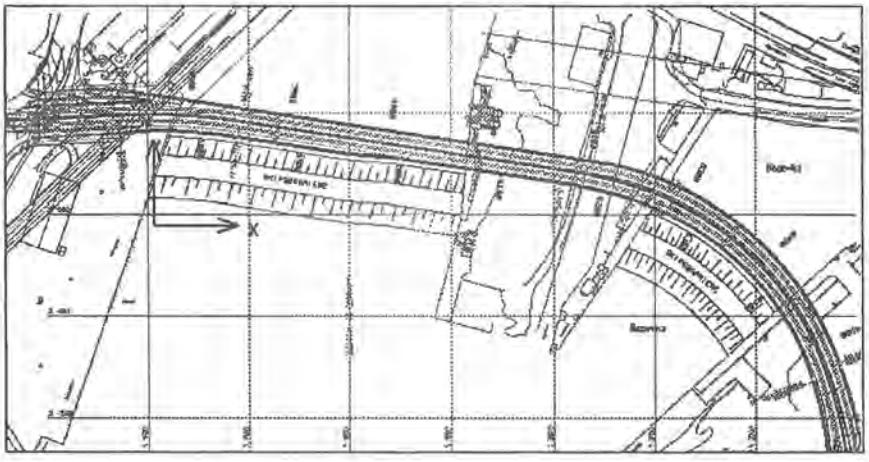
Alternativ D

Alternativ D har en linjeføring og trase som er karakterisert ved at den har 3 gjennomgående kjørefelt i hver retning. Trafikken til og fra Oslo Sentralbanestasjon og Nylandsveien (Rv.4) går inn over land på Sørenga- og Havnelager-siden fra henholdsvis øst og vest, se Figur 4.

I vertikalplanet styres traseen av tilknytningene til henholdsvis Ekebergtunnelen og Oslotunnelen samt at hovedtraseen skal passere under Akerselva på Bjørvikautstikkeren. Ved Bjørvikautstikkeren er det planlagt et seilløp med seildybde ca. 3.5 - 4 m, dette er også med på å presse traseen noe dypere.

Det indre tverrsnitt har vært grundig gjennomarbeidet for å definere de spesielle plassbehov i tunnelen. Denne prosessen for definering av indre mål har gitt at tunnelen har fått en generell indre høyde på 5.4 m og bredder på 12.25m, 13.00m og 14.42m for henholdsvis rettstrekning, høyre og venstre kurver med radius R=300m.

Lengden av traseen som er foreslått bygget ved senketunnel er 755m målt lags hovedtraseen.
Ved denne lengden foreslåes det å benytte senketunnel ca 65 m og 35m innenfor kaikant ved henholdsvis Revierkaia og Sørenga.



TEKNISKE LØSNINGER FOR SENKETUNNEL

Generelt

Senketunnel er bygget en rekke steder rundt om i verden ved kryssing av elver og havnebasseng. Særlig i Holland er dette en mye benyttet byggemetode. I de fleste tilfellene er tunnelene fundamentert direkte på sjøbunnen, men fundamentering på peler forekommer også.

Av tilsvarende prosjekter kan særlig nevnes Øresundforbindelsen mellom Danmark og Sverige, hvor det i disse tider bygges en 3,5 km senketunnel med 2 løp à 2 kjørebaner samt 2 løp for jernbane.

Det er etterhvert etablert standardiserte løsninger for sammenkobling og fuging av senketunnelene, med flere anerkjente leverandører av tetningselementer. Det er også utviklet metoder for kontrollert nedsenking og installasjon av elementene.

Erfaringene fra Holland er at fugene er tette, og uten vesentlige drifts- eller vedlikeholds-problemer. Det er heller ikke problemer med f.eks. tetthet av støpeskjøter mellom bunnplate og vegger, som støpes uten bruk av waterstop. Denne erfaringen samfaller med erfaringer fra betongplattformer i Nordsjøen, hvor støpeskjøtene er utsatt for vesentlig større vanntrykk, og hvor det ikke benyttes waterstop.

I Holland ble det benyttet membran på utsiden av betongen frem til for ca. 25 - 30 år siden. Etter denne tid er det brukt betong uten membran; vanntettheten av betongen sikres ved at det stilles strenge krav vedrørende materiale og utførelse.

Geotekniske aspekter ved valg av byggemetode

Setninger i grunnen som skyldes vekten av skipsbarrieren er avgjørende for valg av byggemetode for tunnelen og tidplan for utførelsen.

Lastene fra skipsbarrieren medfører en forventet setning i grunnen under barrieren på inntil en meter. Dette medfører også setninger i grunnen under tunnelen, hvor det også kan forventes langtidseffekter (kryp) i form av sideveis forskyvning av grunnen.

Vertikale sand-dren må etableres før det fylles opp for barrieren; samtidig vil det være fordelaktig å installere sand-dren ved fundamentene i tunnel-traseen. Barrieren må legges ut lagvis i to til tre lag, med kontinuerlig overvåking av poretrykket i grunnen. I tidplanen bør det avsettes en konsolideringstid på to måneder mellom lagene.

Fundamentering kan være direkte eller på peler. Av geotekniske årsaker og usikkerhet med tanke på fremtidig arealbruk anbefales fundamentering på peler til fjell. Pelene kan være jevnt fordelt langs tunnelen, eller samlet i grupper med tunnelen bærende som en bro mellom pele-gruppene. Antallet peler er uavhengig av dette valget.

Materialvalg

Alternative byggematerialer er stål og betong. En senketunnel bygget i stål vil trenge betydelige mengder ballast. Senketunneler bygget i stål er alle ballastert med betong, hvor stålplatene innvendig er dekket av betong. Stål og betong kan også utgjøre en samvirke-konstruksjon.

Tunneler i samvirke stål/betong vil være mest aktuelle ved mindre sirkulære tverrsnitt, og når konstruksjonens totale byggehøyde er av underordnet betydning.

I henhold til våre byggetekniske tradisjoner er det ikke naturlig å benytte stål som byggemateriale, særlig ikke når man likevel må supplere med så mye ballastbetong at «tunnelen bygges to ganger». Det anbefales derfor å bygge senketunnelen i armert/spennarmert betong, både av konstruktive og økonomiske årsaker.

Det benyttes ingen membran; vanntett betong sikres ved at det stilles strenge krav til betongens sammensetting , utstøping og herding. Vanntetting i dilatasjonsfugene ivaretas med standardløsningene med Gina - og Omega-pakninger.

Levetid og vedlikehold

Kravene til levetid og vanntetthet vil medføre at det vil bli stillet strenge kvalitetskrav til produksjonen av elementene.

Levetid for konstruksjonen skal prinsipielt sikres med riktig design, kvalitetskrav og oppfølging under produksjonen. I tillegg bør det utarbeides et program for inspeksjon og overvåking av tunnelens tilstand. I et slikt program vil naturlig inngå følgende:

- Kontroll av armeringskorrosjon ved potensialmålinger over innstøpte elektroder,
- Ved evt. fremtidig behov sveises offeranoder til innstøpte plater,
- Utvendige tilstandskontroller i elementskjøtene, visuell inspeksjon av Ginapakning med stålprofiler,
- Innvendige lekkasjeinspeksjoner, ved observasjon i sandfang av vannmengde i drenasjesystem,
- Kontroll av lagre, disse er tilgjengelige for inspeksjon og evt. utskifting fra tunnelens innside.

Statisk modell.

Hele senketunnelen består av ialt 8stk fritt opplagte elementer med lengder varierende fra 85-100m. Elementene er forutsatt fastholdt mot forskyvninger både i lengderetning og på tvers i den ene enden, mens det i andre enden kun er fastholdt på tvers. Oppleggene er momentfrie i begge ender , men er utstyrt med skjærribber slik at ved større forskyvninger, så kan elementene overføre skjærkrefter fra ett element til det neste (jordskjelv). Alle relevante lasteffekter slik som egenlast, trafikklast, temperaturlast,vannfylling av tunnel, synkende skip, eksplosjon og brann er ivaretatt i den foreløpige dimensjonering av tunnelen.

Slepefasen

Det er utført en analyse i tauefasen for å kunne dokumentere elementenes oppførsel under slep. Det er her forutsatt offshore slep siden dette er det mest ugunstige. Denne fasen er evaluert for bølgehøyder opp til 4m (signifikant bølgehøyde 2m)

Kritikaliteten av denne fasen er nær knyttet opp imot byggestedet for elementene. Dersom elementene må bygges på Vestlandet slik at det er nødvendig med et offshore slep, vil denne fasen påvirke antall forspennings kabler i konstruksjonen.

Installasjonsfasen.

Dette arbeidet skal foregå i beskyttete farvann i indre Oslofjord, og vil ikke være dimensjonerende for noen deler av strukturen. Det er kun krav til at flytestabiliteten er under kontroll, og dette er ivaretatt ved tilstrekkelig ballasteringsmuligheter.

Driftsfasen.

Driftsfasene er dimensjonerende både for tunnelelementer og fundamenter. Driftsfasen er her definert som perioden etter ferdigstilt tunnel med ballast betong og vegoverbygning.

I tunnelens lengderetning er det ulykkestilstanden med vannfylling av tunneltverrsnittet som er mest kritisk. Denne tilstanden medfører at tunnelen må bære hele den neddykkede vekten av elementet. Dette gir maksimalt bøyemoment i tillegg til maksimale reaksjonskrefter på pelebukkene.

Vurderingene som er gjort vedrørende effekten av jordskjelvskrefter bekrefter at disse lastene ikke er dimensjonerende for elementene. Det må imidlertid iverksettes tiltak som sikrer at skjærkrefter kan overføres mellom elementene, dette er valgt løst ved å etablere skjærribber mellom elementene som blir aktivisert når det oppstår forskyvninger av en viss størrelse.

Dimensjonering for brann.

For å oppnå nødvendig brannmotstand, anbefales løsning med brannbeskyttende materiale i taket og 1m nedover veggene. Det vil derved sikres at betongen ikke skaller av og at armeringen ikke får for

høy temperatur slik at fastheten blir betydelig redusert. For slakkarmerte tunneler vil isolasjonstykkelsen velges slik at temperaturen i betongen ikke overstiger 300°C og i armeringen

ikke over 250°C. Siden det i Bjørvika tunnelen er benyttet forspent armering, vil dette kravet skjerpes ytterligere.

Prinsipper for vanntetting, drenering, fuger

Hovedprinsippet for vanntetting er at betongen skal være tett, og at fuktighet som måtte trenge igjennom vil dampe bort på innsiden av tunnelen. I prosjekteringen ivaretas dette kravet av tykke tverrsnitt, samt at det stilles spesifikke krav til minimum trykksone samt maksimum rissvidde.

I skjøtene mellom elementene, og mellom ende-elementene og landfestene, vil det være en to-trinns vanntetting bestående av gummipakninger: Gina-pakning , som er premontert i dokk, og Omega-pakning, som montereres etter installasjon.

Gina-pakningen har tre funksjoner:

- Tetting mellom elementer i installasjonsfasen, slik at rommet mellom de temporære ende-tverrskottene kan lenses.
- Permanent primær vanntetting av elementskjøten igjennom tunnelens levetid.
- Fungere som dilatasjonsfuge mellom elementene.

Omega-pakningen har en funksjon:

- Permanent sekundær vanntetting igjennom tunnelens levetid.

Byggested for tunnelelementer

Når tunnelen prefabrikeres som flytende elementer kan i prinsippet produksjonen skje hvor som helst, hvor fasilitetene på land og i sjøen samt sleperuten til montasjestedet ligger vel til rette for produksjon, evt. mellomlagring og slep.

Aktuelle dokker som er store og dype nok for flere doble elementer (dvs. i full bredde) er offshore-dokkene på Hanøytangen (Bergen) og Hinna, Stavanger. Begge disse vil kreve relativt kostbare slep utaskjærs.

Tradisjonelle skipsdokker som er store nok for enkle elementer eller delvis ferdige doble elementer er dokkene i Kristiansand, Horten og Fredrikstad. Av disse vil også dokken i Kristiansand medføre slep utaskjærs.

Utaskjærs slep

Ved slep rundt kysten vil det stilles krav til forberedte nødhavner. Ved slep fra Stavanger kan det være tilstrekkelig med forberedt nødhavn i Kristiansand. Her må det være forberedt med land-og ankerfester, evt. kaiplass. Det må også være tilgjengelig taubåt for assistanse inn til havn.

Et typisk operasjonskriterium vil være at slepet skal kunne gjennomføre etappen frem til forberedt nødhavn innenfor et gitt tidsrom med god sikkerhetsmargin. F.eks. kan det kreves at for å kunne starte etappen fra Stavanger til Kristiansand skal det være værmelding med maksimum vind av styrke 5 og forventet bølgehøyde mindre enn 2 meter innen de nærmeste 72 timer. Det skal være opprettet egen værmeldingstjeneste for slepet.

Med planlagt gjennomsnittlig slepehastighet på 3 knop, vil slepet fra Stavanger til Oslo ta ca. 4 døgn.

RISIKOANALYSE

Sammendrag

Tunnelen over Bjørvika og Bispevika, betyr en vesentlig forbedring av trafikkflyten gjennom Oslo, og innebærer en stor forandring av vegstrukturen. Tunnelen vil når den er ferdig, være et nøkkelelement for en effektiv trafikkavvikling i Oslo. I forhold til tradisjonelle norske vegtunneler vil tunnelen være utsatt for en del spesielle farer, som skipsstøt, branner og eksplosjoner. Normal dimensjoneringspraksis for tunneler vil ikke nødvendigvis sikre en fullstendig dekning av sikkerhetsspørsmålene knyttet til operasjonen av tunnelen. Analyser av risiko brukes derfor aktivt i prosjekteringen for å fastsette dimensjoneringslaster, identifisere og vurdere sikkerhetstiltak, og for å dokumentere risikonivået for brukere og eier av tunnelen.

Metodikken er basert på at kun de ulykkeshendelser som medfører større risiko i en tunnel enn på åpen veg i dagen er tatt med. Dette er hendelser som branner, farlig gods ulykker og skipsstøt. I henhold til de foreslåtte akseptkriteriene for Bjørvikatunnelen, har risikoen blitt uttrykt som samfunnsmessig dødsfallsrisiko, individuell dødsfallsrisiko og nedetidsrisiko.

Skipsstøt

Tunnelkonstruksjonen bør ha en barriere på utsiden dimensjonert for et skipsstøt på minst 100 MJ, tilsvarende en baugkollisjon fra et skip på DWT 27500 med en fart på 5 knop.

Brannlast

Resultater fra risikoanalysen av interne ulykker i tunnelen (branner og farlig gods ulykker), viser at lastebilbranner er en av de største bidragsyterene til nedetidsrisikoen. Lastebilbranner er en relativt hyppig hendelse samtidig som varmelasten er stor. Personbilbranner har til sammenlikning større sannsynlighet, men representerer en langt mindre varmelast. Branner i farlig gods (bensin) har værre konsekvenser enn lastebilbranner, men er til sammenlikning en sjelden hendelse.

Basert på risikoestimatene brukes en lastebilbrann som dimensjonerende brann i tunnelen. En slik brann vil typisk resultere i en temperatur på 1000°C over en halv time, og deretter en gradvis nedtrapping av brannintensiteten til null etter 60 minutter.

Eksplosjonstrykk og pulslengde

Sannsynligheten for store eksplosjonstrykk (>0,5 barg) i tunnelen er så lav at eksplosjoner ikke bør tillegges noen særlig vekt ved dimensjoneringen.

Skulle man likevel ønske å dimensjonere for eksplosjoner vil et dimensjoneringstrykk på 1 barg være tilstrekkelig for de mest sannsynlige eksplosjonsscenariene. Varigheten på pulsen kan settes til 300 ms, som er typisk for deflagrasjoner.

Videre bruk av risikoanalysen

En rekke forutsetninger og antagelser har blitt gjort gjennom analysen med hensyn til operasjonelle betingelser, teknisk utforming og tekniske installasjoner. Risikoanalysen bør oppdateres etterhvert som slike parametre blir fastlagt for å dokumentere at et akseptabelt risikonivå opprettholdes. Likeledes bør risikoanalysen oppdateres ved endringer i viktige inngangsdata, som f.eks. vegtrafikkgrunnlag og skipstrafikk.

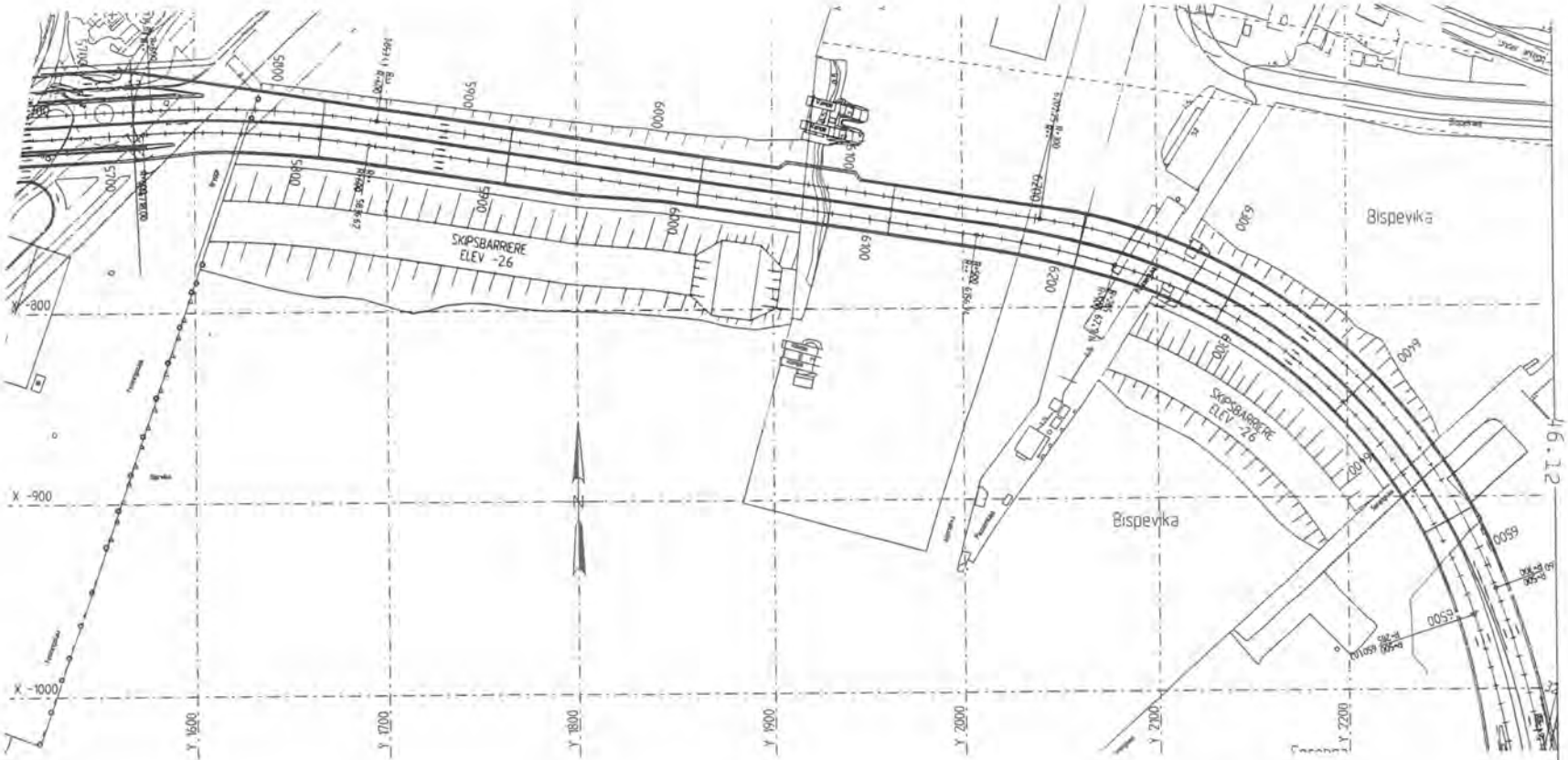
SKIPSBARRIERE

Sammendrag

Data omkring fremtidig skipstrafikk i Bjørvika og i Bispevika er tatt inn i risikoanalysen mhp. skipsstøt. Fra Oslo Havnevesen forelå tidlig i forprosjektet et kriterium for dimensjonering av fender som inneholdt skips-størrelse på 50 000 BRT og hastighet 5.0 knots. Dette svarer til kinetisk energi på 100 000 kNm, medregnet 10 prosent tilleggsmasse fra vann ved baugstøt.

I samråd med SVO ble ulike former for energiopptak foran tunnelen vurdert. Det fremkom imidlertid som klart at med de skipstyper det her er snakk om, vil det være uakseptabelt å basere dimensjonering av fendringen på at tunnelen skal være et aktivt konstruksjonselement mhp. skipsstøt. Hovedfilosofien med tanke på opptak av støt fra de største skipene, har vært at skipene skal stoppes av en egen fendring som er uavhengig av tunnelen.

I forbindelse med at sandøy kom opp som et alternativt konsept, med voll på begge sider av tunnelen for utgraving, ble utformingen av den ytre jordvoll mhp. å ta skipsstøt nærmere vurdert. Det var viktig å fremskaffe et estimat på inntrengnings-lengde av skipet, samt på de krefter som virker mellom skip og jordvoll. En beregningsmodell for skipsstøt ble utviklet, hvor tre former for energiopptak inngår, nemlig friksjon mellom skip og voll, heving av skipet utav sjøen og tilsvarende rotasjon av skipet i sjøen. Basert på denne modell, kunne de første estimater på inntrengnings-lengde fremskaffes.



PLAN
1:1000

MERKNADER:
Målestokk angitt gelder for A1.

Statens vegvesen
Oslo

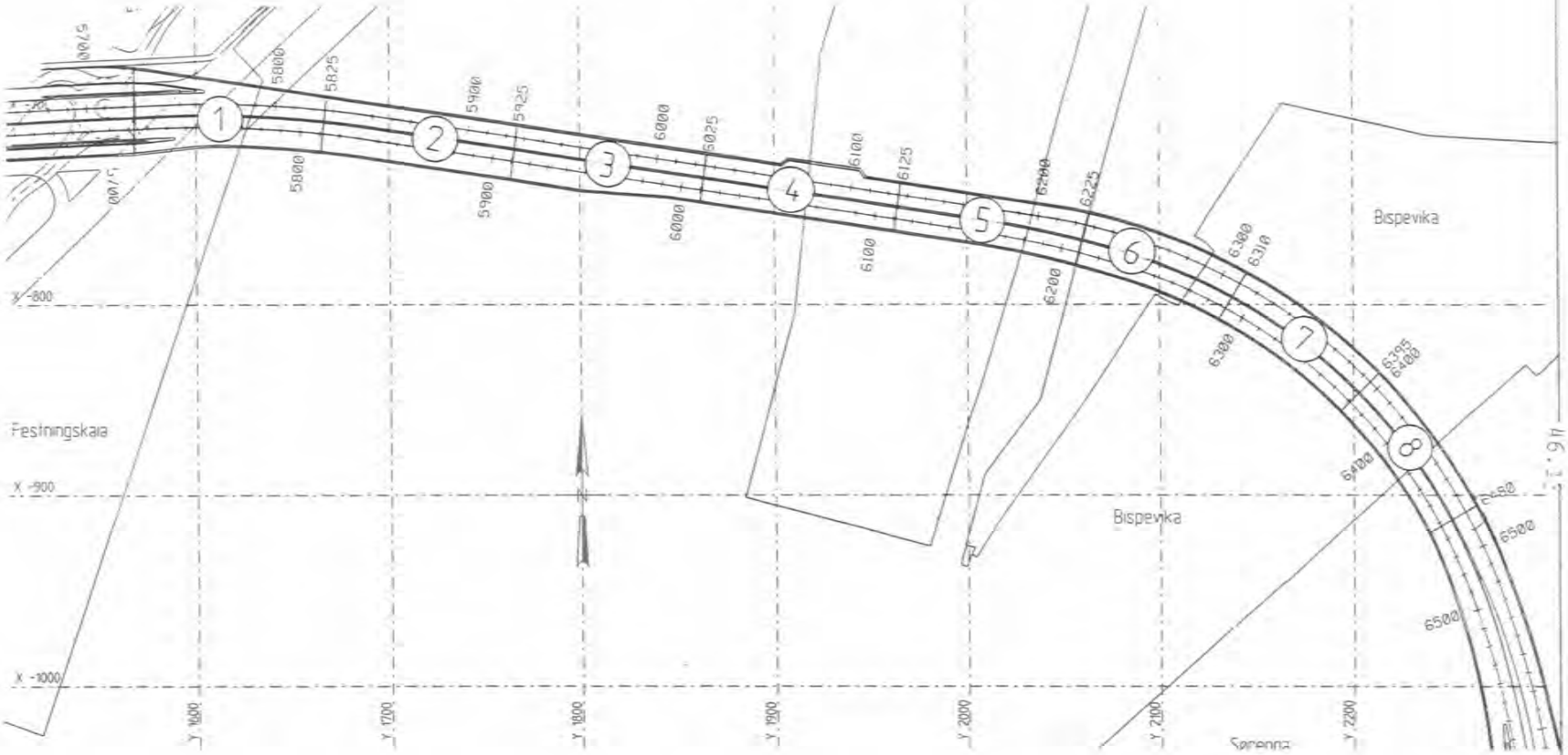
REINERTSEN Drisschn Olav Olsen a.s.

Teknisk forprosjekt neddykket tunnel E18 mellom Ekebergtunnelen og Ostotunnelen

OVERSIKT

K200-001

-



PLAN
1:1000

MERKNADER:
Målestokk angitt gjelder for A1

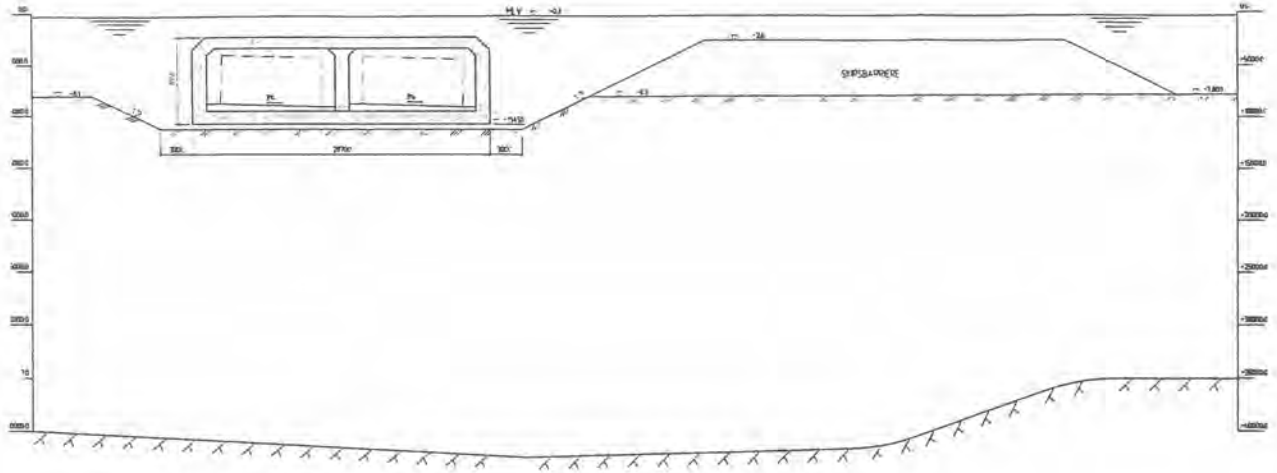
Statens vegvesen
Oslo

REINERTSEN

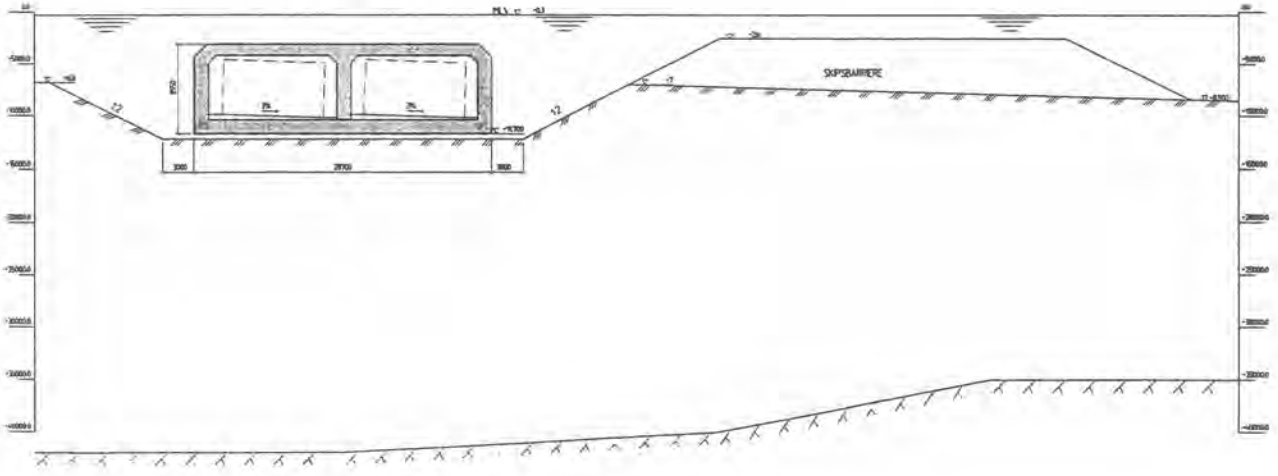
Teknisk forprosjekt neddykket tunnel E18 mellom Ekebergtunnelen og Oslotunnelen

ELEMENTNUMMERERING
PLAN

K200-002



SNITT 3-3 (ved 6000)
Område med 3 felt i begge retninger
1:200

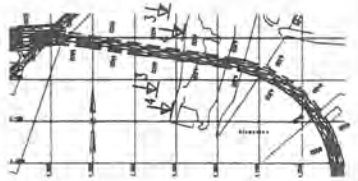


SNITT 4-4 (ved 6050)
Område med 3 felt i begge retninger
1:200

MERKNADER:

Pelenc angitt på snitt er for vestgående fråse.
Målestokk angitt gjelder for A1.

REFERANSER:



Statens vegvesen
Oslo

REINERTSEN Dr.techn. Olav Olsen a.s.

Teknisk forprosjekt neddykket tunnel E18 mellom Ekebergtunnelen og Oslotunnelen

SNITT 3-3 OG 4-4
(P6000 OG P6050)

K200-012

-

46.14

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

BJØRVIKA PROSJEKTET: ÅPEN TØRR BYGGEGROP

The Bjørvika Project: Construction within dry cofferdam

Teknisk direktør Kjell Karlsrud
Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Foredraget beskriver to alternative løsninger for kryssing av 6-felts motorveg for E-18 over Bjørvika i Oslo havn. Det ene alternativet er basert på bygging innenfor cellespunt som "henger" mellom kraftige stålrammer plassert med 10 m mellomrom langs tunnelen. Rammene består av kraftige vertikale stolper tverravstivet i tre nivåer. Spunt og stolper går ned til 9 m under sjøbunnen. Nederste stiver blir installert 7 m under sjøbunnen for å sikre mot innsparking av spunt og stendere og hindre bunnoppressing. Det andre alternativet er basert på å forkonsolidere og forsterke den bløte leirbunnen ved installasjon av vertikaldren, utlegging av drenslag og tett membran og deretter vakuumpumpe under membranen. Diker kan så legges ut for bygging i tørr byggegrop.

SUMMARY

Two alternatives are described for establishing a dry cofferdam for construction of a 6-lane road tunnel accross Bjørvika in Oslo harbour. One alternative is based on establishing a cofferdam of flat-webbed sheet piles that "hangs" in between - and is supported by - heavy steel frames spaced at 10 m distance along the tunnel. The steel frames consist of vertical stenders with 3 levels of crossbeams. The stenders and the flat-webbed sheet piles will extend 9 m below the sea bottom and the lowest crossbeams will be jacked down to 7 m below the seabed. This will prevent toe kick-in and bottom heave failure when the cofferdam is emptied for water. The second alternative is based on preconsolidating and improving the strength of the soft seabed clays prior to establishment of conventional cofferdam from earthfill dikes. Preconsolidation will be achieved by vertical drains and vaccum consolidations under a watertight membrane placed accross the seabed.

1. INNLEDNING

E-18 krysningen av Bjørvika representerer store utfordringer, ikke minst geoteknisk, med vanndyp på rundt 10 m og bløt, normalkonsolidert leire til stor dybde. For nærmere beskrivelse av rammene omkring prosjektet og lokale grunnforhold refereres det til foredrag 27 og 45 ved denne konferansen.

Da Statens Vegvesen Oslo (SVO) inviterte konsulentfirmaer til å gi tilbud på forprosjektet, var det basert på at et senketunnelprinsipp skulle legges til grunn for selve krysningen. NGI ble forespurt av Aas-Jakobsen om å samarbeide med dem, GeoVita og ViaNova om utarbeidelse av tilbud og gjennomføring av prosjektet. I forbindelse med tilbudsutarbeidelsen lanserte NGI et forslag til alternativ løsning basert på bygging i tørr byggegrop innenfor cellespunt avstivet med kraftige tverravstivede rammer presset ned i sjøbunnen. SVO fant dette interessant, og ga samarbeidsgruppen i oppdrag å lage et forprosjekt.

Under forprosjektet brakte NGI også frem et alternativ med å bygge tørt innenfor diker etter først å ha forkonsolidert leira ved bruk av vertikaldren kombinert med en spesiell vakuumkonsolideringsmetode. Begge disse alternativene blir kort presentert, med hovedvekt på prinsipper og de geotekniske aspektene knyttet til selve krysningen over Bjørvika.

2. CELLESPUNTALTERNATIVET

2.1 Prinsipp

Figur 1 illustrerer hovedprinsippet for etablering av en tørr byggegrop innenfor vegger av cellespunt avstivet med stålrammer. Cellespunten overfører vanntrykk og ubalansert jordtrykk som strekk gjennom buen til stålrammene. Avstanden mellom rammene er valgt ca. c/c 10 m.

Som vist i figur 2 består stålrammene av vertikale stolper med tverravstiving i 3 nivåer. I tillegg er det en vertikal stolpe i midten av rammen for knekkavstiving. Det er også langsgående knekkavstiving av øvre og midtre stiver, samt på toppen av de ytre stolpene, fig. 2.

For å skaffe angrepspunkter for installasjon av cellespunt og tilhørende avstivningssystem, etableres først 4 kofferdammen, fig. 3. (Etter at forprosjektet var ferdig er av-/påkjøringsrampene på Bjørvika-utstikkeren fjernet, hvilket endrer litt på former til kofferdam 1, 2 og 3). Disse kofferdammene bli ca. 30 x 40 m og utføres med tradisjonell spunt, avstivet i toppen ved innvendig avstivning og i bunnen med bunnplate støpt under vann. Deretter støper man ut tunnelkroppen i kofferdammen.

Når cellespuntgropen er etablert og tømt for vann vil det virke et ubalansert vanntrykk i langsgående retning fra "utsiden" av kofferdammene. Dette ubalanserte trykket tas opp ved skråstag til fjell montert gjennom bunnplaten i kofferdammen etter at hele tunneltverrsnittet er utstøpt.

Man utfører en cellespuntgrop (mellom to kofferdammer eller mellom kofferdam og land) av gangen for å kunne bruke cellespunt og det meste av avstivningssystemet flere ganger. Av den grunn er det utviklet spesielle detaljer for installasjon og sammenføyning av stolper og avstivning. Sekvensen, og hovedelementene i dette er litt forenklet oppsummert som følger. Det refereres i denne sammenheng også til fig. 2 og 5:

1. Nedre stiver med nedre del av en føringsstolpe i hver ende, presses eller jekkes ned fra lekter ved hjelp av en spesiell installasjonsramme. En spesiell avstandsmal anvendes for å sikre riktig posisjon og vertikal nedføring. Installasjonsrammen trekkes opp og man senker ned en ramme med midtre og øvre tverrstiver påmontert en føringsstolpe i endene, og som har en enkel skjøteforbindelse til føringsstolpen montert med nedre stiver.

2. Neste trinn er å ramme eller vibrere ned de bærende ytre stolpene gjennom føringsstolpene montert på enden av tverrstiverene.

3. Cellespunten rammes eller vibreres ned gjennom en mal som sikrer riktig fasong og posisjon.

4. All tverravstiving monteres.

5. Gropen lenses og tunnelkroppen bygges.

6. Gropen fylles med vann og all cellespunt og avstivning fjernes (med unntak av nedre stiver med tilhørende føringsstolpe) for gjenbruk på neste seksjon.

2.2 Geoteknisk dimensjonering

Generelt

De to sentrale aspektene ved dimensjonering av byggegropene er

- Sikkerhet mot grunnbrudd/bunnoppressing
- Krefter på spunt og avstivning

I begge sammenhenger er leiras udrenerte styrke av sentral betydning. Forprosjektet ble gjennomført før de stedsspesifikke undersøkelsene beskrevet av Fredriksen, 1996 (foredrag 45 til denne konferansen), men man hadde en god del tidligere prøveserier, vingeboringer og sonderboringer å forholde seg til.

Figur 5 viser de udrenerte styrkeprofiler man valgte å legge til grunn over Bjørvika, Bispevika og gjennom utstikkerne. Merk at dette er midlere isotrop styrke. I virkeligheten er styrken anisotrop, med aktiv og passiv styrke henholdsvis ca. 1,4 og 0,6 ganger midlere styrke.

Gjennom Bjørvikautstikkeren og Paulsenkaia er det ca. 3 m "byfyll" over et mektig lag av sagflis, med overgang til leire på ca. kote -9,5. I henhold til tidligere prøveserier inneholder

flislaget enkelte innslag av leire/silt/sand. Dette gjør det noe usikkert hva typisk midlere romvekt av dette laget er. Vi antok at den ville ligge omkring 11 kN/m^3.

Nødvendig spuntdybde

Sikkerhet mot bunnoppressing er beregnet ut fra den velkjente formelen (kfr. også skisse i fig. 6):

$$F = \frac{N_c s_u}{\gamma H + q - p}$$

γH	=	Vekt av jord og vann ned til nivå traubunn
q	=	Terrenglast
p	=	Innvendig mottrykk
N_c	=	Stabilitetstall (avhengig antatt bruddfigur)
s_u	=	Midlere udrenert skjærstyrke

Mottrykket, p, kommer fra en viss innvendig friksjon langs spunten samt et visst mothold fra den preinstallerte nedre stiver under traubunn. Dette mottrykket utgjør imidlertid et relativt lite bidrag på beregnet sikkerhet, ca. 5–8 %. For å finne kritisk bruddfigur for bunnoppressing under spunten er det foretatt parameterstudier der antatt bruddgeometri (fig. 6) og tilhørende stabilitetstall, N_c, er variert.

Resultatet av beregningene for typiske snitt over Bjørvika og utstikkeren fremgår av fig. 7. Her er kritisk sikkerhetsfaktor vist som funksjon av dybde fra traubunn til u.k. spunt. Med et krav til sikkerhetsfaktor eller materialfaktor på 1,4 blir nødvendig spuntdybde 9 m under traubunn på begge steder. Merk i denne sammenheng at det over utstikkeren er forutsatt gravet med skråning ca. 1:1 gjennom massene bak spunten, kfr. fig. 7.

Sikkerheten mot bunnoppressing er også verifisert ved elementmetodeberegninger omtalt i det etterfølgende. Disse beregningene ble også utført for å se på effekten av en skipsstøtvoll på sydsiden av tunnelen.

Belastning på spunt og avstivning

Figur 8 viser resulterende jordtrykk mot spunten over Bjørvika beregnet på grunnlag av klassisk jordtrykk. Det resulterende jordtrykket under traubunn kan uttrykkes som:

$$\sigma_h = \sigma_{Ha} - \sigma_{Hp} = \gamma H + q - N \times s_u$$

Denne formelen er med andre ord helt tilsvarende bunnoppressingsformelen (Karlsrud og Aas, 1994). Stabilitetstallet N vil for noe redusert styrke mellom spunt og leire tilsvare ca. $0,9 \times N_c$. Figur 8 viser beregnet jordtrykk for materialfaktor $\gamma_m = 1,0$ og 1,3 og valgt N = 5,0.

For å verifisere resultatet av disse relativt enkle jordtrykksberegninger er det utført elementmodellberegninger (FEM) med programmet PLAXIS. Dette også for å se på effekten av

en skipsstøtvoll på laster og sikkerhet mot bunnoppressing. Figur 9 viser modell oppsettet. Det er gjort en rekke parameterstudier for å se på betydningen av avstivningssystemets stivhet, romvekt av fyllingen og dens avstand fra spuntgropen. Fyllingen er her forutsatt å ligge med topp på kote -3,0 og representere en neddykket last på henholdsvis 40 kPa ("lett fylling") og 80 kPa ("tung" fylling) på sjøbunnen. En "lett" fylling innebærer bruk av lette fyllmasser som f.eks. Leca i deler av fyllingen. Det er foretatt beregninger for fot av fylling fra 10 til 30 m fra spuntgropen.

Avstivningssystemets stivhet ble innledningsvis modellert ved en teoretisk bøyestivhet av stendere og aksialstivhet av de horisontale stiverne omregnet som et gjennomsnitt pr. lm grop. Det ble m.a.o. ikke tatt hensyn til den deformasjon cellespunten får og som også bidrar til mobilisering av jordas styrke.

Disse beregningene viste overraskende store krefter på nedre stiver sammenliknet med hva man hadde beregnet fra klassisk jordtrykksteori. Dette fremgår også tydelig av sammenlikningen i fig. 9.

Årsaken til de relativt store resulterende jordtrykkene var ganske åpenbar når man så på deformasjonsbildet. Jorda deformerte seg i dette tilfellet mer under u.k. spunt enn over, og ga derfor en tendens til hvelvvirkning hvorved jordtrykk hives oppover på spuntveggen. Sagt på en annen måte får man ikke de relative horisontalforskyvninger og skjærspenninger som er forenlig med mobilisering at et klassisk aktivt jordtrykk.

Fordi beregningen i vedlegg A ikke tok hensyn til innpressingen av cellespunten mellom stenderne, som vil utgjøre ca. 15 cm, ble det gjort en ny beregning der avstivningssystemets stivhet ble redusert til 1/5. Resultatet av denne beregningen fremgår også av fig. 9, og ga jordtrykk som er mer forenlig med klassisk teori.

For å unngå usikkerheter ved deformasjonenes påvirkning på krefter i avstivningssystemet vil det bli lagt inn spesielle fjærende elementer i enden av stiverne som sikrer at man får mer horisontal deformasjon av spunten enn i massene under spunten.

Figur 10 sammenstiller resultat av parameterstudier som er gjennomført for å se på effekten av en skipsstøtfylling på spuntgropen. Figur 10 viser i tillegg til stiverkrefter sikkerhetsfaktor definert ut fra FEM-beregningene. Denne defineres i PLAXIS programmer ved trinnvis reduksjon av styrken inntil en bruddmekanisme fremtrer.

Uten fylling gir FEM-beregningene en sikkerhetsfaktor på F = 1,47 som stemmer meget godt med bunnoppressingsteorien som ga F = 1,42 (kfr. fig. 7). For å oppnå en tilfredsstillende sikkerhetsfaktor på ca. F = 1,4 med fyllingen til stede, må fylllingsfoten iflg. fig. 10 ligge ca. 16 m fra spuntveggen for en lett fylling og ca. 35 m fra med en tung fylling.

3 TØRR BYGGEGROP MED VAKUUM KONSOLIDERING

3.1 Prinsipp

De dårlige grunnforholdene over Bjørvika tillater ikke bygging i tørr grop innenfor diker med mindre leiras styrke blir vesentlig forbedret. Selv en superlett fylling uten nevneverdig nettolast ville rast ut på grunn av det ubalanserte vanntrykket på utsiden.

Den foreslåtte løsning for å øke styrken av leira kombinerer bruk av vertikaldren og et vakuumkonsolideringsprinsipp. Figur 11 og 12 illustrerer løsningen. Prinsippet innebærer følgende trinn:

1. Det legges ut en filterduk og et drenslag på sjøbunnen som dekker hele byggegropens bredde og går inn til senter av de to dikene.

2. Prefabrikerte vertikaldren installeres til ønsket dybde og med ønsket senteravstand (se etterfølgende).

3. Det legges ut en vanntett membran over hele drenslaget og litt ut på naturlig sjøbunn utenfor dette. Membranen er utstyrt med nipler for utpumping av vann i drenslaget.

4. Oppå ytterkantene av membranen legges en 2-3 m høy fylling for å forsegle membranen mot naturlig sjøbunn.

5. Vakuumpumping igangsettes og pågår inntil ønsket konsolideringsgrad i leira med vertikaldren er oppnådd.

6. Dikene legges ut og det rammes en lett spunt gjennom disse og litt ned i sjøbunnen for å hindre vanngjennomgang. For å begrense lasten fra dikene er det foreslått at disse avsluttes på kote -2,0. Spuntveggen føres opp til kote +3,0 og avstives med skrå DIP-bjelker slått ned gjennom diket.

7. For ytterligere å øke konsolideringslasten økes nå vannstanden innenfor diker/spunt til kote +2,0.

8. Når tilstrekkelig konsolidering er oppnådd i denne fasen, lenses byggegropen og tunnelen bygges.

3.2 Geoteknisk dimensjonering

Generelt

De vesentligste geotekniske aspektene for dette alternativet er hvilken styrkeøkning som er nødvendig i de ulike faser av gjennomføringen og hvilken kombinasjon av brutto konsolideringslast og dreneringstid dette krever. Dette styrer igjen nødvendig drensdybde og drensavstand.

Med hensyn til selve konsolideringslasten så har man følgende bidrag å spille på:

- Konsolidering for vannvekt alene, det vil si bare ved å pumpe slik at det ikke blir noe vanntrykk i drenslaget. Det er etter utlegging av dikene forutsatt vannstand på kote +2,0, som med sjøbunn på kote -11,0 etter full konsolidering gir en økning i effektivspenningen i leira på 130 kPa.

- Konsolidering for vannvekt og vakuum. Det vil si at man ved vakuumpumping skaper et undertrykk i drenslaget under membranen. Ideelt sett skulle dette kunne gi 1 atm. undertrykk, men falske lekkasjer har vist at 80 kPa er en praktisk grense. Det vil si at man da oppnår total konsolideringsspenning på 130 + 80 = 210 kPa.

- Konsolidering for vannvekt, vakuum og fyllingsvekt. Fyllingslasten øker effektivspenningen med ca. 80 kPa på sjøbunnen, men lastspredningen gir noe mindre effekt med dybden.

Effekten av konsolidering på udrenert styrke er beregnet ut fra

$s_u = 0{,}2\,(\sigma'_{vo} + \Delta\sigma')$

σ'_{vo} = In-situ effektivspenning

$\Delta\sigma'$ = Spenningsøkning pga. drenering

Figur 13 viser typiske udrenerte styrkeprofiler for ulike konsolideringsspenninger.

Det kan nevnes at prinsippet med å konsolidere ved bruk av vertikaldren og undertrykk under en tett membran er langt fra nytt.

Prinsippet med kombinasjon av vertikaldren og vakuumpumping under tett membran er først beskrevet i "Statens Geoteknisk Institut. Meddelande Nr. 2", 1949. Det ble også i årene 1947-1949 utført feltforsøk på SGI som viste at metoden fungerte. Det viste seg å være en stor fordel å ha vann over membranen.

NGI foreslo i 1972 bruk av vertikaldrenering med vakuummetoden for grunnforsterking under den planlagte nye hovedflyplassen i Bangkok, hvor man har meget bløt leire av 15 m mektighet. Feltforsøk i 1984 viste at vakuumprinsippet fungerte.

Torstensson (1984) beskriver nye feltforsøk og anvendelser i Sverige og Cognon et al. (1994) viser eksempler på praktiske anvendelser i Frankrike.

Y. Tang og Z. Gao redegjør i en artikkel til den internasjonale geoteknikkerkongressen i Rio i 1989 for omfattende anvendelse av vakuumkonsolidering i Kina. Det nevnes ved navn syv forskjellige kystregioner hvor metoden har vært brukt, og det er i alt vakuumkonsolidert 1,1 mill. m^2, dvs. ca. 20 ganger E18-tunnel.

Basert på disse erfaringer og forsøk ble det trukket følgende konklusjoner:

- Vakuumkonsolidering er likeverdig med mekanisk forbelastning og de kan summeres.
- Vakuumkonsolideringen har vært kombinert med vertikaldrenering og setningene har vært 0,5–1 m.
- Areal dekket av en membran har vært opp til 30.000 m^2.
- Det har overalt vært oppnådd 650 mm Hg vakuum, tilsvarende 80 kPa forbelastning.

Stabilitet av fyllinger og byggegrop

Det er gjort en rekke beregninger for å komme frem til en akseptabel utforming av dikene, nødvendig konsolidering og styrke i leira og nødvendig dybde av drenene.

Det foreligger en rekke alternativer til kombinasjon av løsninger. Figur 12 viser foreløpig valgte løsninger over Bjørvika og utstikkerne som gir en tilfredsstillende sikkerhetsfaktor mot utglidning på minimum F = 1,3.

Beregningene viser at drenene må gå ned til ca. kote -30 på det dypeste, men kan avtrappes noe til ca. kote -20 midt i byggegropen. Videre er det nødvendig å oppnå tilnærmet 100 % konsolidering for vannvekt, vakuum og fyllingsvekt før byggegropen kan lenses for vann.

Drensavstand og tid for konsolidering

Konsolideringsforløpet ved bruk av prefabrikkerte vertikaldren kan beregnes ut fra radiell konsolideringsteori der det også kan tas hensyn til drenenes kapasitet.

Figur 14 viser beregnet tid for 90 % konsolidering avhengig av valgt drensavstand og horisontal konsolideringskoeffisient for leira.

Under forprosjektet forelå det bare noen få ødometerforsøk på prøver fra Bispevika. Disse viste at leira i det normalkonsoliderte området har en konsolideringskoeffisient c_v på fra 5 til 15 m^2/år. Den horisontale konsolideringskoeffisienten c_h er vanligvis en del større, selv i tilsynelatende homogene leirer. Det ble derfor noe forsiktig lagt til grunn c_h = 6 m^2/år.

Krav til konsolideringstid og derved drensavstand, avhenger av ønsket fremdrift av stabiliserings- og byggearbeidene. Det er foreløpig lagt til grunn at konsolideringen for vann og vakuum ikke bør ta mer enn ca. 4–6 mnd., hvilket gir en nødvendig drensavstand på ca. 1,5 m.

Setninger

Ødometerforsøk på leira fra Bispevika viser typisk modultall på m = 20. Gamle prøver fra Bispekaia viser imidlertid større kompressibilitet, med typisk m = 14. Med dren til 20 m under sjøbunnen blir beregnede konsolideringssetninger typisk som følger:

Konsolidering for vannvekt:	75 cm
Konsolidering for vannvekt og vakuum:	100 cm

Drenslag og nødvendig pumpekapasitet

Drenslagets permeabilitet må være så stor at den ikke hindrer utstrømningen av vann fra drenene. Krav til permeabilitet vil også avhenge av avstanden mellom pumpebrønnene.

Vannmengdene som kommer ut av vertikaldrenene utgjør i første faser av konsolideringen ca. 0,5 cm^3/sek for hvert dren, eller ca. 0,2 cm^3/sek pr. m^2 overflate. Overslagsmessige beregninger viser at et drenslag med tykkelse ca. 0,5 m må ha en permeabilitet større enn ca. k = 2 cm/sek for ikke å gi nevneverdig falltap. Det tilsier bruk av en grov grus med krav til D_{10} større enn ca. 3 mm.

Slik grus er antagelig vanskelig å få tak i. Det er derfor mest aktuelt å benytte en knust singel som drenslag. Det gjør at man også teoretisk kan klare seg med meget få pumpebrønner, ca. 1 pr. 10.000 m^2. I praksis bør man nok ha flere, som en sikkerhetsforanstaltning mot lokale problemer med tiltetting eller mindre lekkasje i membranen. Det er foreløpig lagt til grunn en brønn pr. ca. 4000 m^2.

Nødvendig maksimal pumpekapasitet blir da teoretisk ca. 0,8 l/sek pr. brønn, men den bør nok ligge på minst det dobbelte for å ha en del sikkerhetsmarginer å gå på.

4. SLUTTORD

Det var Ove Eide ved NGI som lanserte ideene til de to konseptene til kryssing av Bjørvika som her har vært presentert. Ove Eide døde dessverre 25 september i år, og fikk derfor ikke anledning til å følge dette spennende prosjektet videre. Signalene fra SVO går imidlertid i retning av at cellespuntkonseptet skal føres frem til anbud. Hvis det blir den endelige løsningen vil det bli stående som et verdig monument etter Ove Eides utrolig skapende ingeniørvirksomhet. En takk går også til våre samarbeidspartnere i Aas-Jakobsen, GeoVita og ViaNova og spesielt til Per Meaas som var prosjektleder.

REFERANSER

Billehaug, K. (1996)
Bjørvika - Status og utfordringer for den siste og mest utfordrende av parsellene for riksveien under Oslo. Fjellsprengningsteknikk - Bergmekanikk - Geoteknikk. Konferanse, Oslo 1996.

Choa, V. (1989)
Drains and vacuum preloading pilot test.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12.
Rio de Janeiro 1989. Proceedings, b. 2, s. 1347–1350.

Cognon, J.M., Juran, I. and Thevanayagam, S. (1994)
Vacuum consolidation technology, principles and field experience.
Settlement '94. Proceedings of the Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. College Station, Texas 1994.
ASCE. Geotechnical special publication, 40, b. 2, s. 1237–1248.

Fredriksen, F. (1996)
Grunnforholdene i Bjørvika. Fjellsprengningsteknikk - Bergmekanikk - Geoteknikk.
Konferanse, Oslo 1996.

Karlsrud, K. og Aas, G. (1994)
Norwegian practice related to design of braced excavations. International Symposium on Underground Construction in Soft Ground. New Dehli, 1994. Published by Balkema 1995.
Proceedings, p. 49-52.

Statens geotekniska institut, Sthm (1949)
Redogörelse för Statens geotekniska instituts verksamhet under åren 1944–1948.
SGI Meddelande, 2. 190 s.

Tang, Y. and Z. Gao (1989)
Experimental study and application of vacuum preloading for consolidating soft soil foundation.
Interntional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12
Rio de Janeiro, 1989. Proceedings, b. 2, s. 1423–1426.

Torstensson, B.-A. (1984)
Konsolidering av lera medelst vakummetoden och/eller kunstgjord grundvattensänkning i kombinasjon med vertikaldränen. Rapport 75. Statens Råd för Byggnadsforskning, Stockholm.

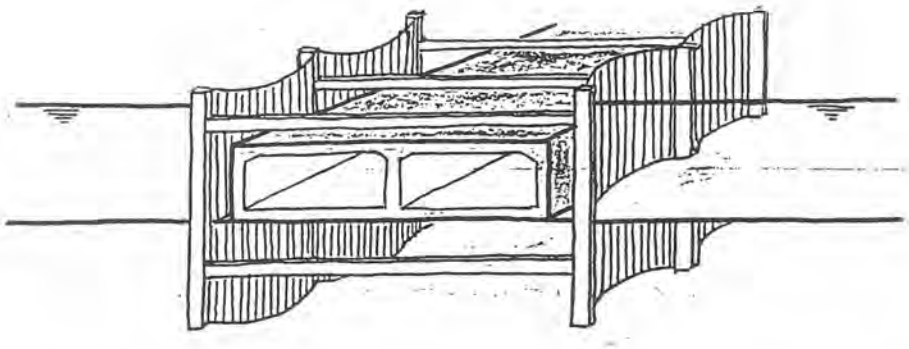
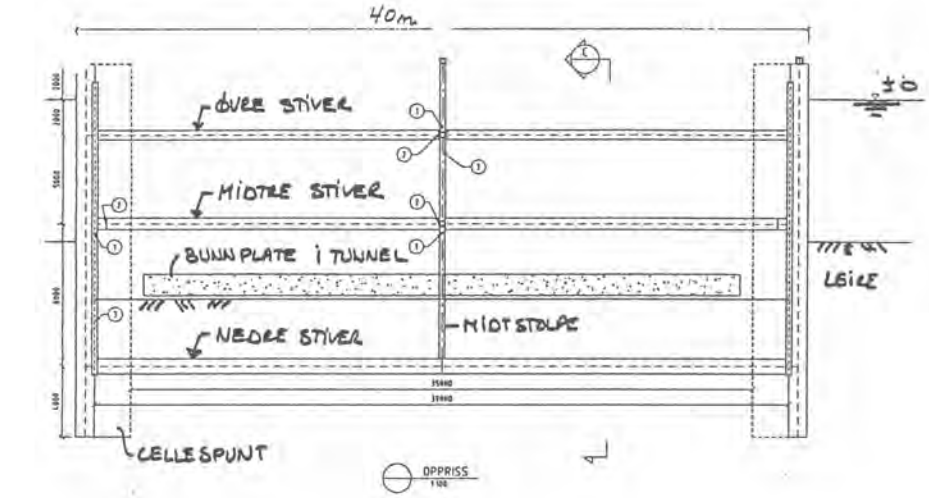


Fig. 1 Cellespuntmetoden - prinsippskisse



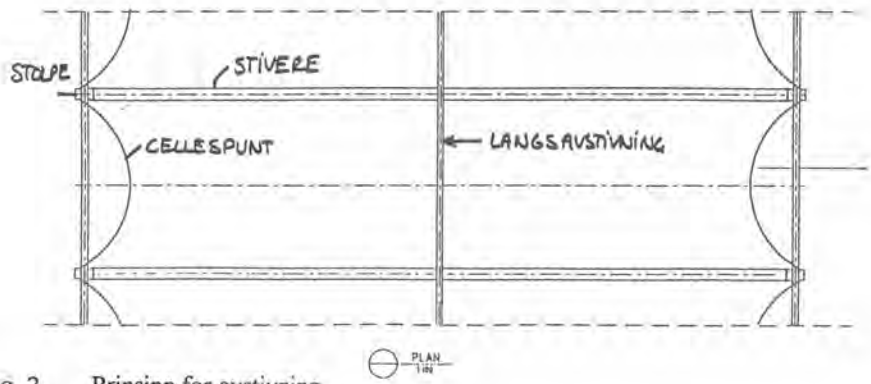


Fig. 2 Prinsipp for avstivning

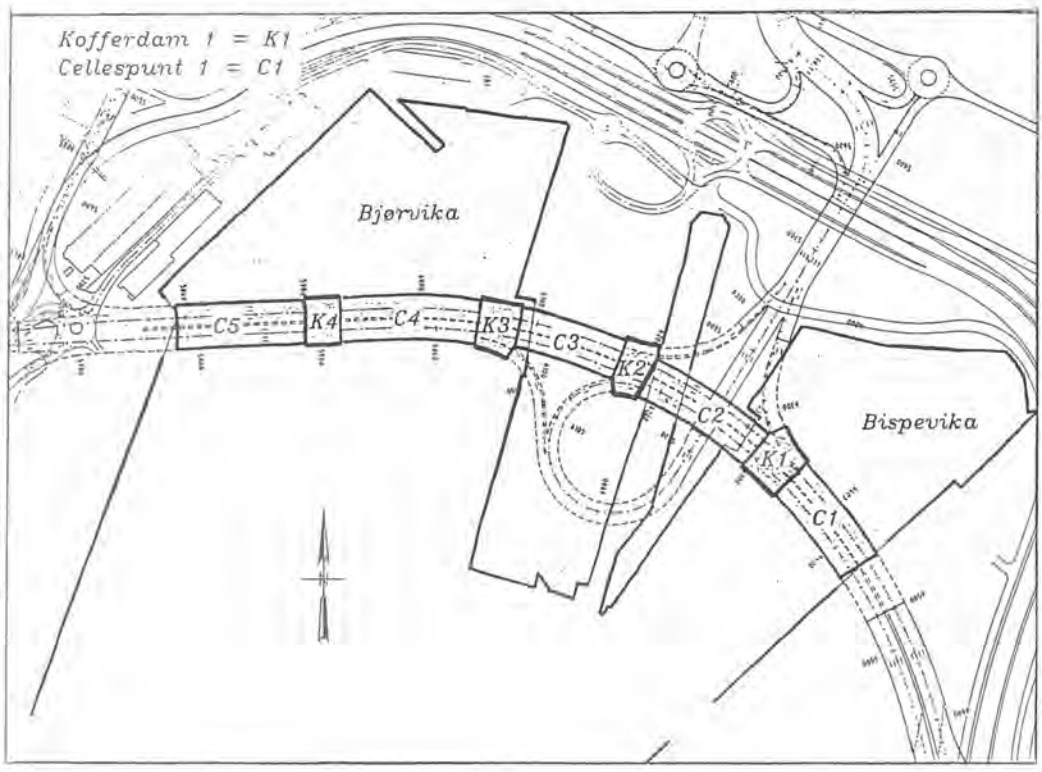


Fig. 3 Byggegroper med cellespuntmetoden

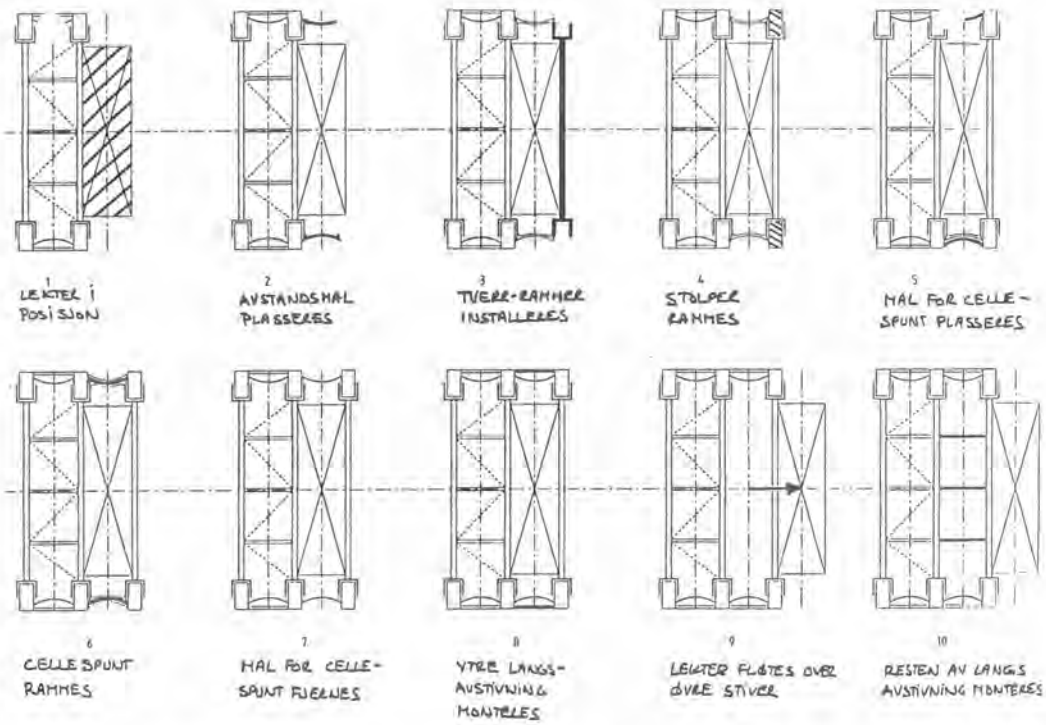


Fig. 4 Montasjesekvens cellespunt og rammer

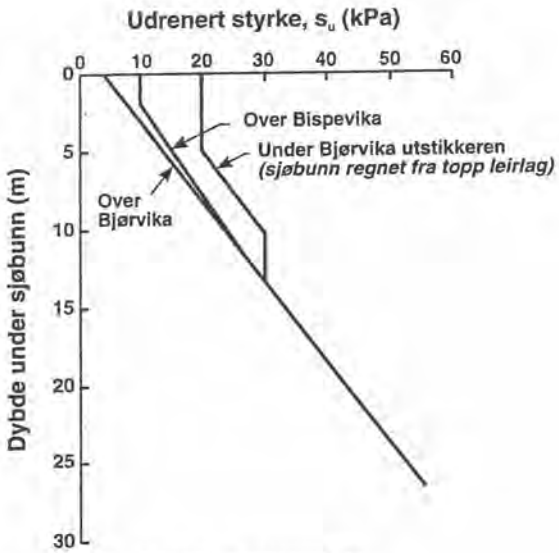
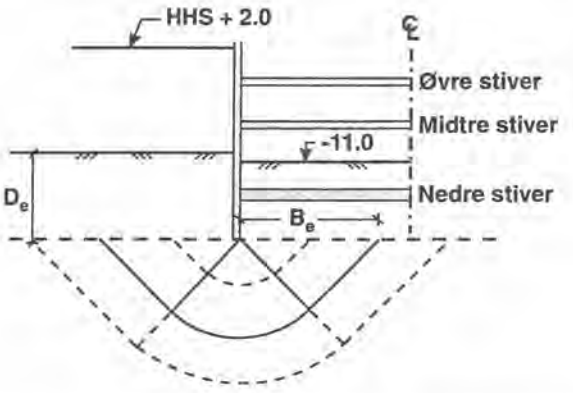


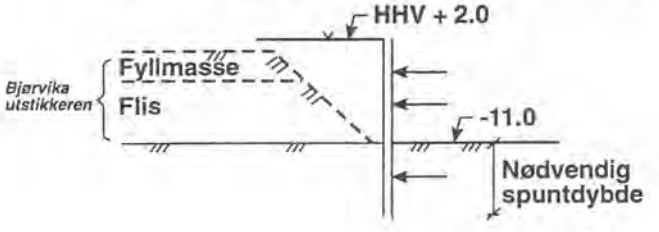
Fig. 5 In-situ udrenerte styrkeprofiler



$$F = \frac{Nc \times s_u}{\gamma H + q - p}$$

Be = Bredde glideflate
De = Dybde fra sjøbunnen til vik. spunt
Nc = Stabilitetstall
su = Midlere styrke langs glideflate
γH+q= Netto ytre last
p = Innvendig mothold i 'pluggen'

Fig. 6 Prinsipp for beregning av sikkerhet mot bunnoppressing



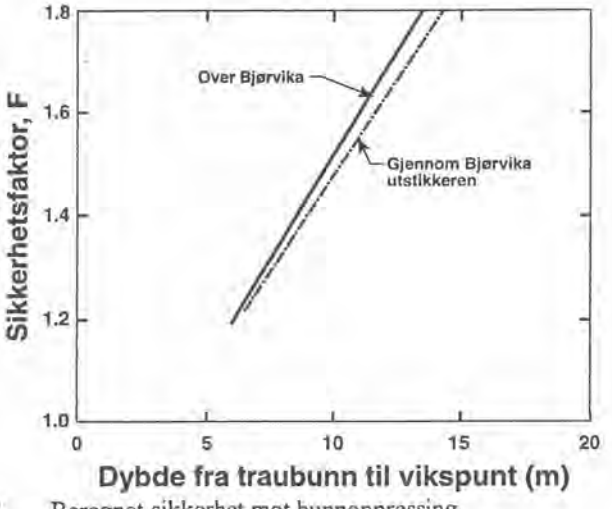


Fig. 7 Beregnet sikkerhet mot bunnoppressing

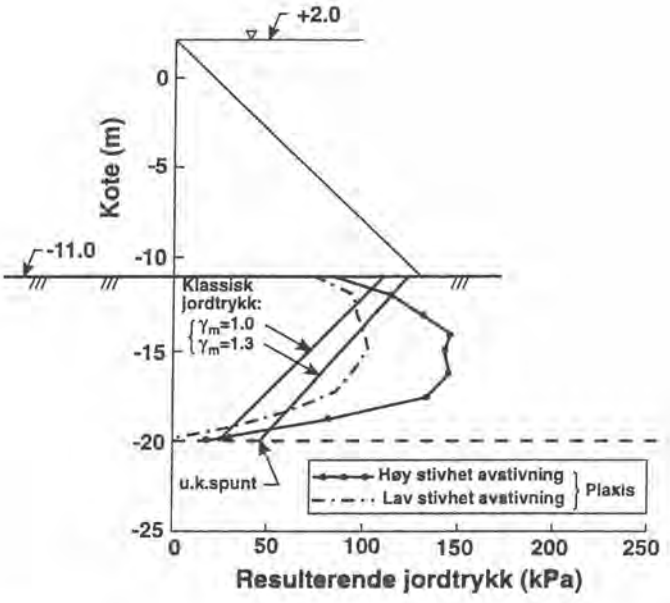


Fig. 8 Beregnet resulterende jordtrykk mot spunt

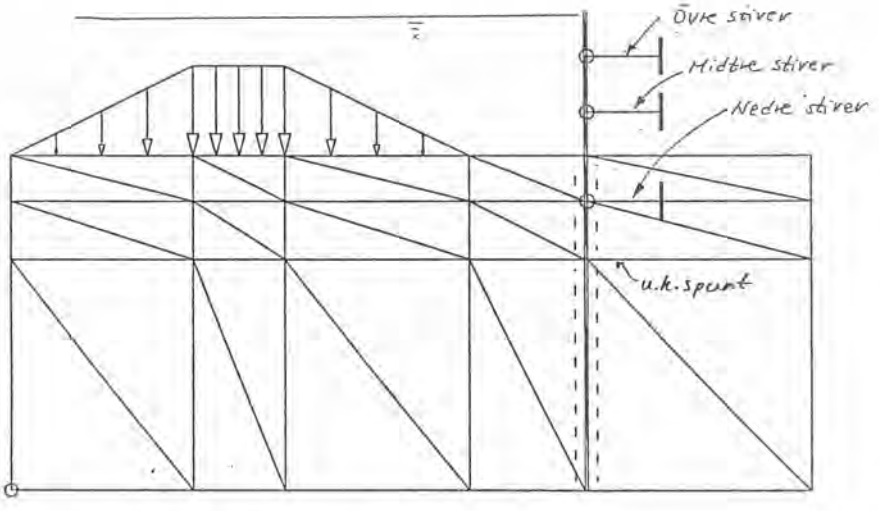


Fig. 9 Elementmodell i PLAXIS

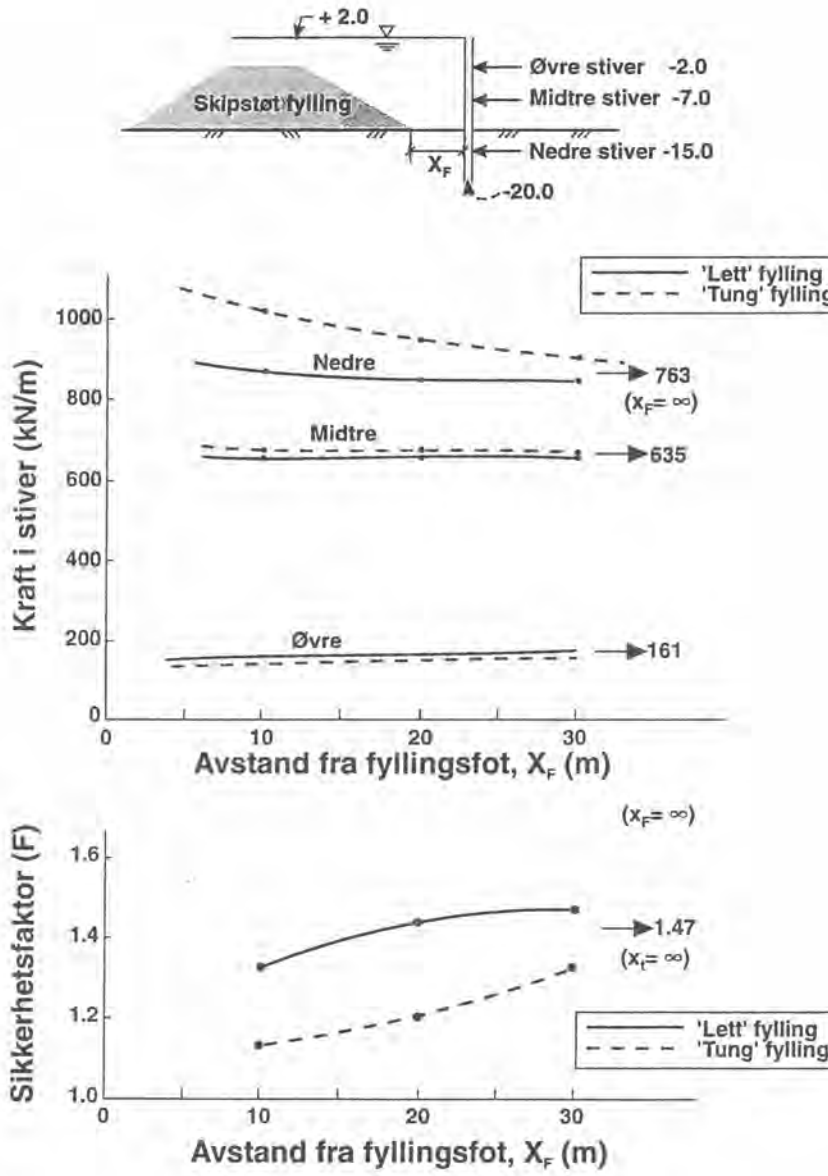


Fig. 10 Beregnede stiverkrefter og sikkerhetsfaktorer fra PLAXIS

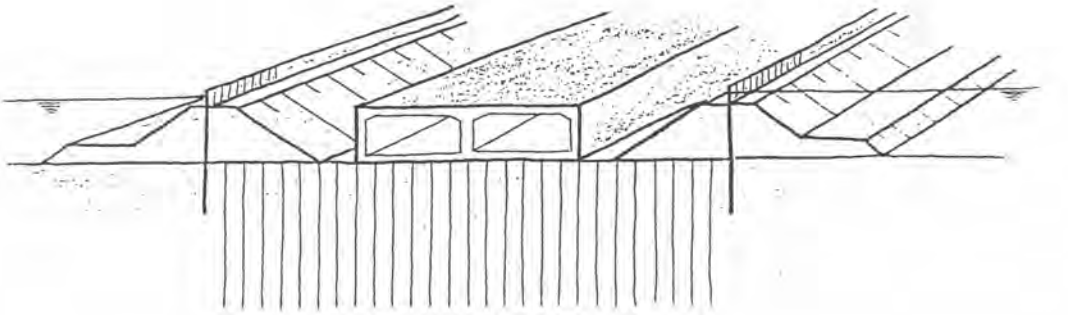


Fig. 11 Vakuumkonsolideringsmetoden, prinsippskisse

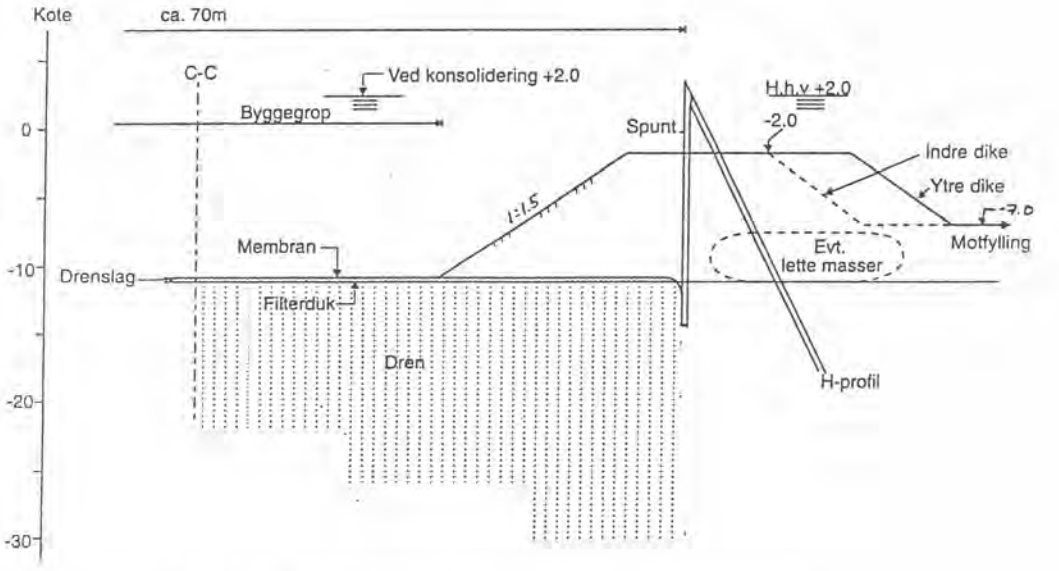


Fig. 12 Typisk tverrsnitt over Bjørvika for vakuummetoden

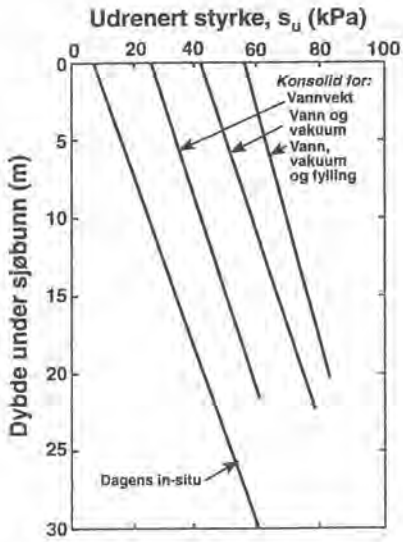


Fig. 13 Effekt av konsolidering på udrenert styrke

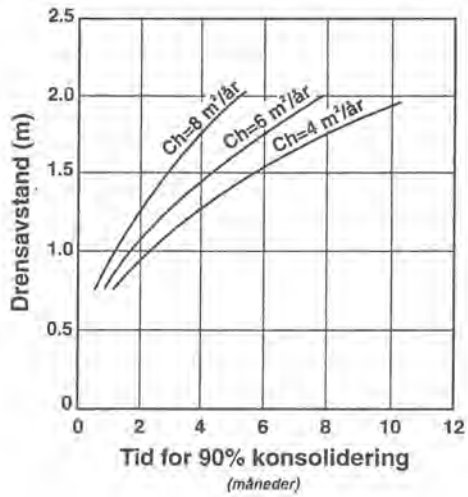


Fig. 14 Tid for 90% konsolidering

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

VESTFOLDBANEN
STREKNINGEN ÅSHAUGEN-HOLM. GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER

Ingeniør Olav Vinjerui, Grøner AS

1 Sammendrag

Modernisering av Vestfoldbanen gjennom Sande pågår for tiden på strekningen Bergsenga-Holm. Parsellene skal være ferdige til åpning høsten 1998. Arbeidet krever omfattende geotekniske tiltak som lettklinkerfyllinger og kalk-/sementstabilisering. Ved arbeider med kalk-/sementstabilisering er meget viktig å følge opp med prøvetaking for å få verifisert at man oppnår den foreskrevne fasthet. På parsell 4 har vi opplevd stor variasjon i fasthet på tilsynelatende samme type leirer. Kulvert Åshaugen er en meget interessant samvirke-konstruksjon jord/betong. Det er å håpe at NSB sentralt kommer raskt etter med justering av sine retningslinjer på flere områder.

2 Innledning

Vestfoldbanen var ferdig bygget i 1881. Horisontalradius er på 300 m, og banen er enkeltsporet. NSB har "Modernisering av Vestfoldbanen fra Drammen til Skien" som et av sine store utbyggingsprosjekter med en total utbyggingskostnad på 7 milliarder kroner. Vestfoldbanen skal dimensjoneres for 200 km/t, være dobbeltsporet og ha minste horisontale kurveradius på 2400 m. Alle planoverganger skal fjernes. Skogerparsellen (parsell 2) er allerede realisert, og nå er parsell 3 og 4 gjennom Sande kommune under bygging. Byggeplan for parsell 5.1 syd for Holmestrand er også godt i gang. Disse 3 parsellene på tilsammen 14 km skal være ferdige til åpning om 2 år (oktober 1998).

Vår oppgave har vært utarbeidelse av byggeplan geoteknikk for parsell 3 og 4, samt tverrfaglig byggeplan for parsell 4. Oppfølging i byggetiden er også inkludert i oppgaven. Jeg skal konsentrere meg om parsell 4, strekningen Åshaugen-Holm, og ta for meg de forskjellige geotekniske problemstillinger langs parsellen.

3 Organisering av arbeidet

Byggherre er NSB Utbygging, Drammen.

Strekningen er delt opp i flere entrepriser:

- Jordstabilisering ved Vesleelva — ferdig mars 96
- Kulvert Åshaugen — start feb. 96, ferdig des. 96

- Grunn og betongarbeider parsell 4.1 (Åshaugen-Skogly, 4,7 km) — start mars 96, ferdig nov. 97
- Grunn og betongarbeider parsell 4.2 (Skogly-Holm, 2,1 km) — start okt 96, ferdig ?.97
- Sande kollektivterminal — start mars 97
- Overbygning spor — start mai 97
- Istandsetting eksisterende spor — start 98

4 Hovedmengder

Omfang av grunnarbeider på parsell 4 er følgende:

Sprengning i linja	54.000 pfm^3
Sprengning i sidetak	135.000 pfm^3
Utgraving av leire	576.000 pfm^3
Kalk-/sementstabilisering	290.000 m - 8.750 tonn
Isolasjon av traubunn med lettklinker	25.000 m^3
Lettklinkerfylling	21.000 m^3

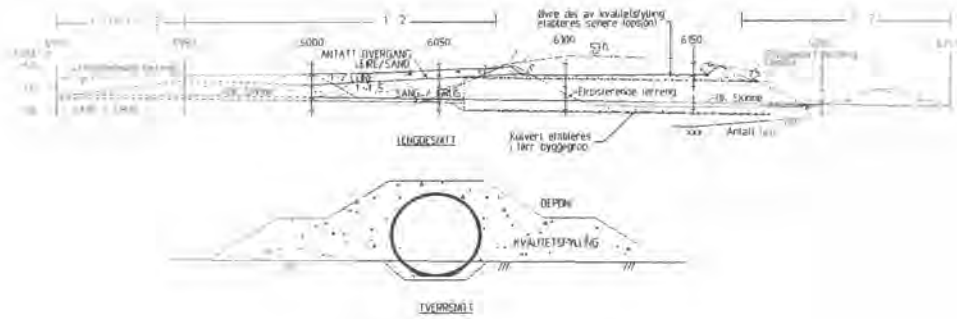
Grunnarbeidsentreprisene har et samlet omfang på ca 170 MNOK. Av dette er ca 30 MNOK kostnader for geotekniske tiltak som jordstabilisering, armeringsduk, lettklinker o.a.

5 Topografi - grunnforhold

De fleste er kjent med det relativt flate jordbrukslandskapet gjennom Sande. Terrenget i traséen faller fra kote 40 nord for Åshaugen og til kote 10 ved Sande sentrum og videre til kote 5 på jordene ved Vesleelva. Herfra stiger terrenget, og ligger ved Holm på kote 20. Løsmassene i området består i hovedsak av leire og det er registrert kvikkleire i stort omfang. Ved Åshaugen går traséen gjennom en grusavsetning. På tre relativt korte strekninger ligger traséen i fjellskjæring.

6 Gjennomgang av traséen

Traséen starter rett syd for Brubakkelva i en jordskjæring på opptil 15 m dybde. Løsmassene består av middels fast til bløt leire som minker i mektighet inn mot grusavsetningen ved Åshaugen. Leirskjæringen er gitt helling 1:3,5 av hensyn til stabiliteten, avtakende til 1:2 etter som skjæringen går inn i friksjonsmasser. Skjæringen er på sitt høyeste i friksjonsmasser.



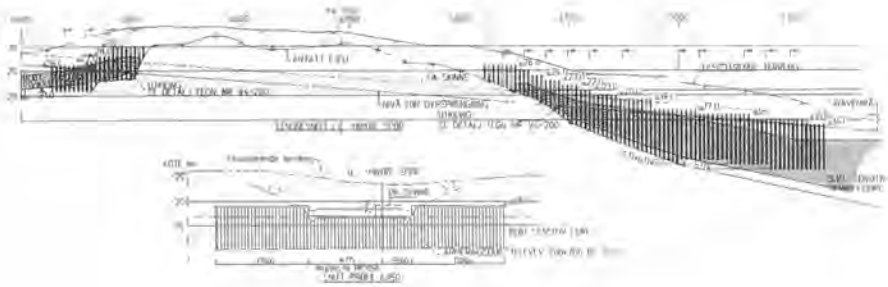
Kulvert Åshaugen

Åshaugen er et nedlagt grustak hvor de avsluttede stuffene var opptil 20 m høye. Vestfoldbanen vil gå 3-4 m over bunn av dette uttaket, med stor skjæring spesielt på nordsiden. Masseoverskuddet på parsell 3 og 4 gjorde at man valgte å bygge en kulvert gjennom grustaket for å gi mulighet for plassering av store deler av dette overskuddet. Til sammen skal det plasseres nær 600.000 m^3 her. Kulverten bygges med en lengde på 120 m pluss portaler. Ferdig terreng vil ligge 10 m over kulvert - en total oppfyllingshøyde på 23 m. Kulverten bygges som en samvirkekonstruksjon mellom jord og betong. Betongtykkelsen er 40 cm og innvendig diameter er 13,6 m. Det er nødvendig med stor kvalitetsfylling av grusmasser rundt kulverten for å unngå oppbygging av vanntrykk, for å få et bærende samvirke jord/betong og for å gi kulverten tilstrekkelig sikkerhet mot forskyving sideveis. Volumet av kvalitetsfylling er så stort at det er nødvendig med uttak utover de masser som blir framgravet i jernbaneskjæringene. Det er imidlertid rikelig med grusmaterialer igjen i denne avsetningen og vi anbefalte byggherren å utnytte denne ressursen i utbyggingen. Kulverten fundamenteres direkte i de stedlige grusmasser. Grunnvannet var på forhånd registrert litt under sålen i grustaket. Det viste seg ved utførelsen at midlertidig senking av grunnvannet til under fundamentnivå enkelt lot seg gjøre ved pumping i kummer langs byggegropen.

Utførelsen av betongarbeidene har gått greit; først ble nedre del av profilet støpt - forsterkningslag ble bygget inn og så støpte man 10 m seksjoner av kulverten med fuge for hver 20. m. Det var på forhånd satt restriksjoner til oppfylling inntil kulverten. Største lagtykkelse var satt til 0,5 m, det skulle benyttes T1/T2-materialer, og man skulle til en hver tid ha samme nivå på hver side av kulverten. Det ble ikke tillatt å starte oppfylling før hele kulverten var ferdig bygget.

Hvordan skal man klare å oppnå god nok komprimering uten samtidig å forårsake skadelige deformasjoner på kulverten? Kravene var 94% Std. Proctor de nærmeste 50 cm fra betongen og 97% for øvrig. Før oppfylling ble det etablert setningsbolter for å følge med bevegelser i lengderetning og i 4 snitt ble det montert bolter for konvergensmålinger. Vi laget prognose for deformasjoner og anga tiltak ved forskjellig grad av avvik fra disse prognoser.

Det ble startet med lett utstyr og innbygging i tynne lag nærmest kulverten, så gradvis tyngre utstyr og lagtykkelser opp til 50 cm ved større avstand. I skrivende stund startes oppfyllingen.....



Skjæring ved Tømmerås

300 m sydover fra Åshaugen kulvert går traséen inn i en 800 m lang skjæring ved Tømmerås. Over 300 m er dette en fjellskjæring på opptil 10 m dybde, mens det på hver side av fjellryggen er jordskjæringer med gravedybder opptil 9 m. For begge jordskjæringene var det nødvendig med omfattende kalk/sementstabilisering for å oppnå tilstrekkelig stabilitet ved utgraving. Det er valgt tverrgående skiver av kalk-/sementpeler bestående av to rekker ϕ600 mm peler, og med senteravstand 4 m.

Krav til oppnådd fasthet i pelene etter 28 døgn er 200 kPa. Dette oppnås her med en dosering på 22 kg pr. lm pel, og med 50/50 blanding av kalk og sement. Skjæring etableres da med helling 1:2. Med dette tiltaket mener vi stabiliteten er ivaretatt også ved de rystelser som sprengningsarbeider for fjellskjæringen medfører. Kalk/sementstabiliseringen anlegges også under traubunn, og vil være en viktig faktor med henblikk på å forhindre at traubunnen ødelegges av anleggstrafikk.

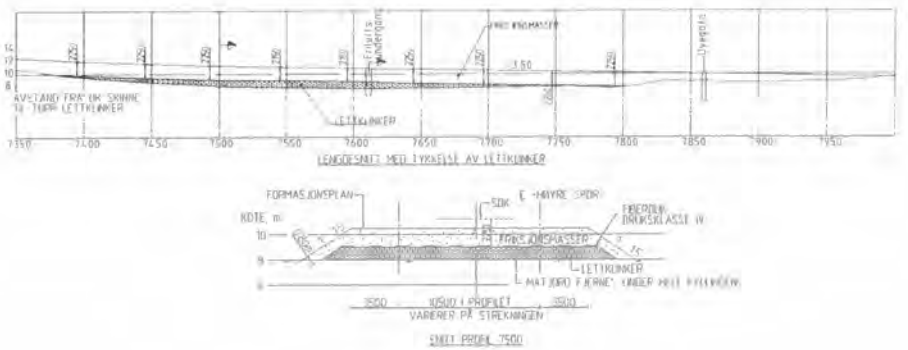
Ved utførelsen av jordstabiliseringen startet entreprenøren opp på søndre side av Tømmerås, hvor dybden til fjell var 12-15 m. Det gikk greit å få ned utstyret, men ved opptrekk/ innpumping fikk man så stor dreiemotstand at borstrengen ble vridd.

Dreietrykksonderinger og supplerende vingeboringer på stedet viste bløt leire, dog ikke kvikk som antatt, men det var ingenting som skulle tilsi slik dreiemotstand. Maskinen ble flyttet lenger syd hvor prøveserie viste kvikkleire, og her gikk pelingen som normalt.

På problemområdet ble det besluttet å ta av 3-4 m tørrskorpemasser for å redusere omfanget av blindboringen, samt sikre mindre hellingsavvik på pelene. Ca. 7 uker etter at borstålet ble vridd, kom man igjen tilbake for å ferdigstille dette området. Da gikk pelingen normalt også her. Varslede millionkrav ble redusert kraftig og fremdriften reddet. Hva skyldes massens endrede oppførsel?

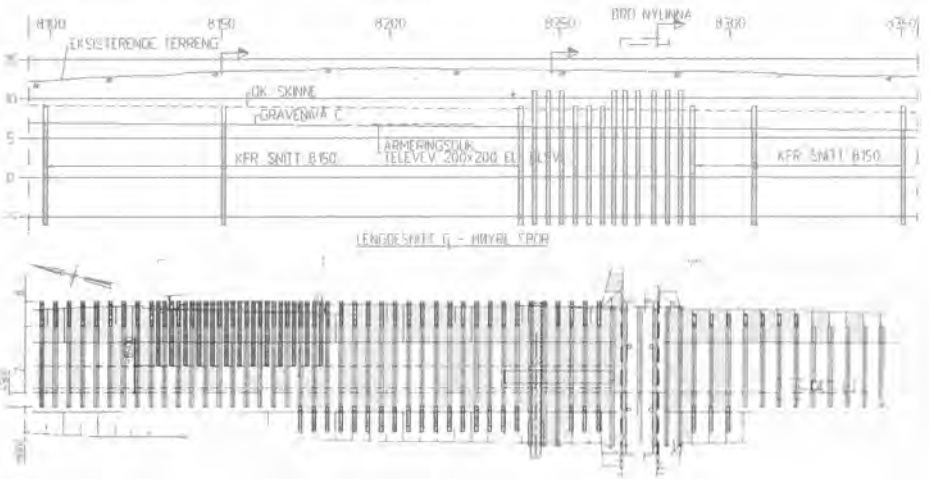
Vi tror den store dreiemotstanden skyldtes at fordi siltinnholdet i løsmassen er relativt stort, vil man ved hurtig omdreining skape dilatans ved innblandingsverktøyet.

Etter at 3-4 m av topplaget ble fjernet, var effektivspenningen så redusert at dreiemotstanden ble normalisert. Problemet lar seg ikke påvise med de vanlige grunnundersøkelsesmetoder.



Fylling profil 7400-7800

Fra skjæring går banen ut på en 500 m lang fylling hvor kravet til stabilitet gjør det nødvendig med stabiliserende tiltak der fyllingshøyden er over 2,3 m. Bruk av motfylling falt ut på grunn av krav til setninger, og løsningen ble her å benytte lettklinker i deler av fyllingen.



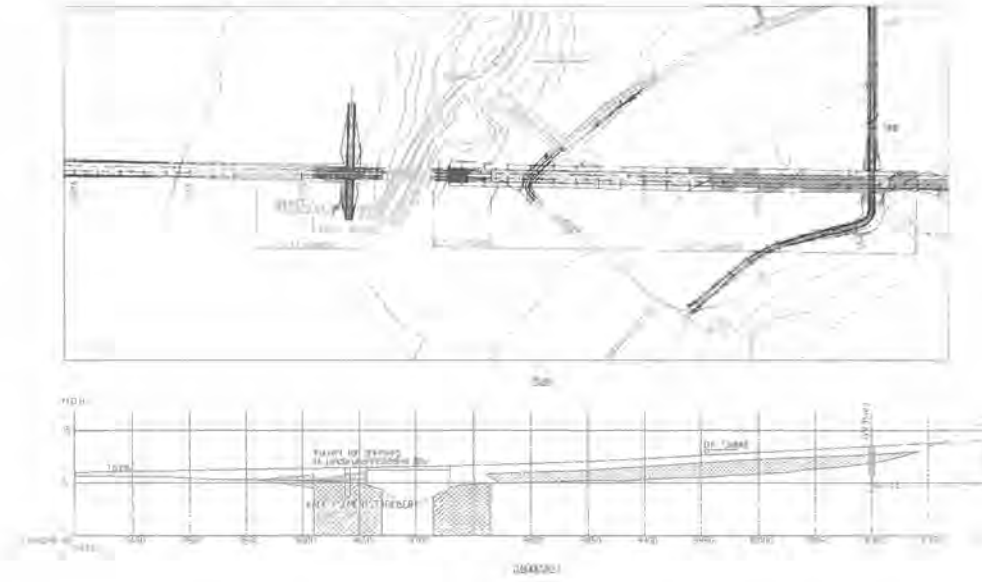
Skjæring ved Sande stasjon

Ny Sande stasjon anlegges i ca. 7-8 m dyp skjæring 200 m sydvest for dagens stasjon. Dybden til fjell er her over 30 m. Under en tørrskorpe på et par meter er det her en $s_u = 30$ kPa ned til 7 m dybde, og derunder s_u økende med 1,5 kPa pr. dybdemeter. Leiren er her middels sensitiv. Det ble utført en blokkprøvetaking for å få best mulig kontroll på skjærfasthetsparametrene.

For å oppnå tilfredsstillende sikkerhet for skjæringen var det nødvendig med 20 m dype og 25 m brede kalk/sementskiver c/c 4 m bestående av to rekker ϕ600 m peler over en strekning på 250 m.

Jordstabiliseringen ble utført etter samme resept som i Tømmerås. I Tømmerås viste sonderinger i pelene at man oppnådde krav til skjærfasthet på 200 kPa med god margin. I Sande viste sonderingene 28-døgns fastheter på 80-150 kPa. Det ble nødvendig med omfattende supplering. Forsøk med øket dosering ga liten gevinst i skjærfasthetsøkning. Dette viser at det er meget viktig å ha et opplegg for kontroll av oppnådde fastheter ved kalk/sementpelarbeider.

Fra skjæringen ved Sande stasjon går traséen i terrengnivå sydover til Vesleelva. Elva krysses med en betongpelfundamentert bro på 70m lengde. Grunnforholdene er her meget vanskelige med bløt kvikkleire til fjell på ca 20 m dybde og det var nødvendig med omfattende kalksementstabilisering i skiver langsetter banen for å gi god nok sikkerhet for stabilitet av tilløpsfyllingene.



Grunnarbeider ved Vesleelva

Jordstabiliseringen ved Vesleelva ble utført som egen entreprise vinteren 95/96 med et omfattende prøveprogram innlagt. Målsettingen med prøveprogrammet var å få en verifisering av at man klarte å oppnå en skjærstyrke på 200 kPa i stabilisert leirmateriale slik som vi forutsatte i prosjekteringen.

De utførte forsøk omfattet såkalte FOPS-sonderinger av 26 peler samt i alt 113 trykkforsøk i laboratorium, fordelt på 9 opptatte prøvepeler. Peler med diameter 600 mm er blitt utført

med to typer utstyr, V-bor og pinnbor, og med to forskjellige innblandingsmengder, 22 kg/m og 32 kg/m kalk/sement (50/50%).

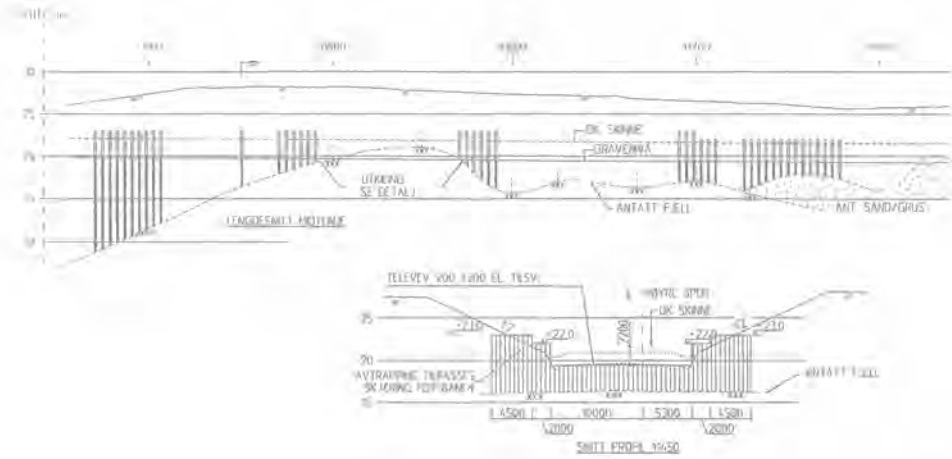
Generelt oppviste undersøkelsesmaterialet resultater med meget stor spredning, hvilket gjorde det vanskelig å trekke sikre konklusjoner. Man syntes imidlertid å kunne fastslå følgende fra forsøkene:

- Skjærstyrken av stabilisert leire økte med pelens alder.
- Utførelse med pinnbor ga peler med høyere skjærstyrke sammenlignet med V-bor.
- FOPS-sonderinger ga noe høyere styrkeverdier enn trykkforsøk i laboratoriet.

Det ble konkludert med at peler utført med pinnbor og med innblandingsmengde 22 kg/m etter 4-5 uker vil ha en gjennomsnittlig skjærstyrke på minst 200 kPa. Med de valgte skiveutførelser ville dette føre til et tilfredsstillende sikkerhetsnivå ved de prosjekterte stabilitetstiltak selv om det lokalt skulle forekomme partier i de enkelte peler med langt lavere skjærstyrke. Det viste seg altså senere at leiren ved Sande stasjon ikke ga disse resultater - årsaken til dette vites ikke.

På nordre tilløpsfylling til Vesleelva broer det lagt inn kiler av lettklinker for å redusere differenssetning inn mot brua. På søndre side er det en friksjonsplate i tung fylling som gjorde det nødvendig å kalk-/sementstabilisere både av stabilitets- og setningshensyn. Videre sydover fra brua går traséen på 3-4 m høy fylling. Denne fyllingen må av stabilitets- og setningshensyn utføres med lettklinker. Fyllingen er 400m lang.

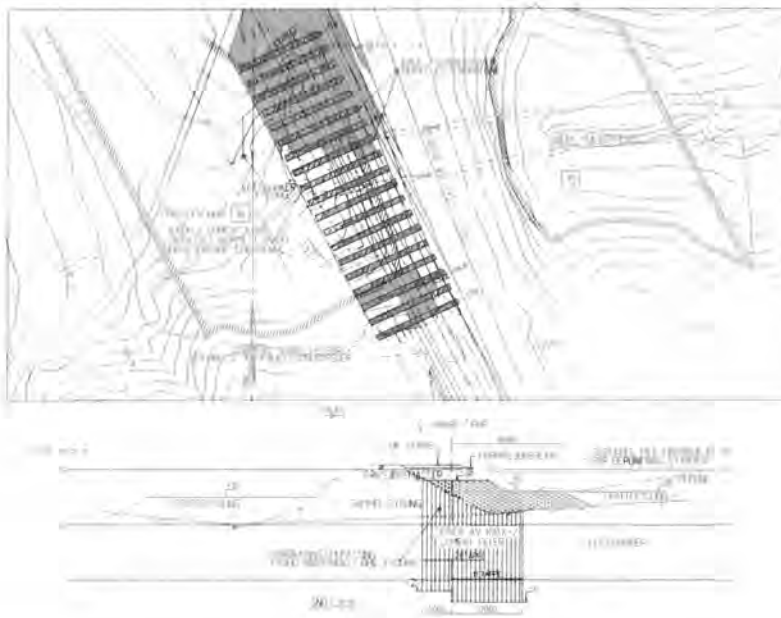
Traséen går deretter inn i en liten fjellskjæring. På vestsiden av skjæringen tas ut bergmasser for bygging av jernbanen.



Skjæring ved Veås

Etter fjellskjæringen går traséen i terrengnivå ca 400m før den igjen går i skjæring over en strekning på 1400m. Lokalt vil banen komme ned til/i fjell og andre steder i grusmasser, men i hovedsak går skjæringen i leire. Leiravsetningene karakteriseres av følgende skjærstyrkeverdier: i tørrskorpelaget med tykkelse 4-5 m er antatt s_u = 30 kPa og under 4-5 m dybde er antatt at s_u øker fra 20 kPa med 2 kPa pr. dybdemeter.

På 400 m av denne skjæringen hvor skjæringsdybden er 6,5-8,5m er det nødvendig å installere tverrgående skiver av kalk-/ sementpelskiver med senteravstand 4,0 m og som føres ned til fjell eller fast grunn. Skivene består av 2 rekker ϕ600 mm peler og med dosering som ved Tømmerås. Arbeidet her er ikke startet.



Fylling ved Holm

Ved Holm skal parsell 4 tilkobles til eksisterende jernbanespor. Like før tilkoblingen går traséen på tvers av en ravinedal hvor fyllingshøydene blir opptil 8 m.

Grunnforholdene består av leire til stor dybde. Det er således sondert ned til 30 m under banens nivå uten å finne fjell. Under ravinebunnen og fra en viss dybde under terreng, varierende fra 5 til 15 m i områdene på begge sider, er leiren kvikk.

Stabilitetsforholdene i byggeperioden er sikret ved at man i tillegg til utstrakt bruk av lette fyllmasser og jordstabilisering med kalk-/sementpeler (nødvendig med henblikk på setningsforhold), også har foreskrevet utlagt en støttefylling på ravinebunnen før jernbanefyllingen føres opp i full høyde. Da jernbanefyllingen vil forverre stabilitetsforholdene også med henblikk på utglidning mot øst, er slik motfylling påkrevet på begge sider av banen.

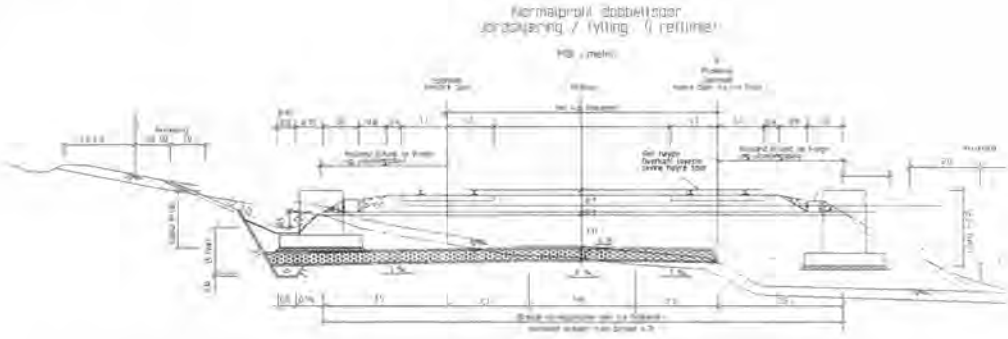
Under forutsetning av at oppfylling til formasjonsplan utføres ett år før banedrift starter, utgjorde beregningsmessige setninger ved den foreslåtte utførelse 30-50% av de maksimale verdier som er definert av NSB Banedivisjonen, og burde derfor - til tross for de usikkerheter som er beheftet ved beregningene - innebære tilfredsstillende setningsforhold for den nye banen.

Både med henblikk på stabilitetsforhold og fremkommelighet for anleggsutstyr, må det stilles krav til rekkefølgen av de forskjellige operasjoner som inngår i fyllings- og stabiliseringsarbeidene.

En stor utfordring ved dette arbeide vil være å få etablert jordstabiliseringen tilfredsstillende gjennom og under eksisterende jernbanefylling.

Overskuddsmassene på den søndre del av parsellen vil bli plassert i ravinedalen og tilgrensende terrengsenkning samt tilbakefylt i sidetak ved Skogly.

7 Normalprofilet



Det ble valgt å benytte sprengstein med d_{maks} = 500 mm til oppbygging av forsterkningslag. Frostmengden i Sande er 25.000 hoC og dette gir ut fra NSB sine retningslinjer en minste avstand fra formasjonsplan til traubunn på 1,56m. Erfaringene fra sist vinter satte imidlertid disse retningslinjene på prøve og etter mye diskusjon besluttet NSB å bytte ut de nederste 35 cm av sprengsteinen med lettklinker for alle deler av traséen som gå i jordskjæring. Hvordan NSB sitt regelverk kommer til å endres på dette punkt vil vi få høre om i etterfølgende foredrag.

8 Fundamenter for kontaktledningsmaster

NSB sine standard fundamenter for kontaktledingsmaster forutsetter fundamentering under traubunn. På grunn av store strekninger med traubunn i dårlige grunnforhold på denne parsellen vurderte vi det som en fordel om man kunne fundamentere mastene i forsterkningslaget. Vi tok utgangspunkt i det omfattende arbeid som NGI hadde gjort for NSB Gardermobanen på dette området og kom fram til 3 hovedtyper fundamenter som alle står direkte fundamentert i forsterkningslaget. Dimensjon på fundamentplate i to størrelser avhengig av mastetype. Disse fundamenttypene er nå valgt for både parsell 3 og 4.

Uavhengig av fundamenttype er det satt strenge krav til deformasjoner. Disse krav går på deformasjoner etter byggetiden. Setninger som oppstår i byggetiden medfører problem både for entreprenør og byggherre. KL-fundamenter etableres relativt tidlig i byggeperioden i forhold til prosjektert kote. Skinnene legges på slutten av byggeperioden også i forhold til

prosjektert kote. Eventuelle setninger på fundamentene vil altså tilsi avvik som kan bety store justeringsarbeider.

Det er å håpe at NSB sentralt kommer inn og justerer standard fundamenttype avhengig av hvilke erfaringer som gjøres på nye banestrekninger

9 Andre konstruksjoner

Av konstruksjoner er nevnt jernbanekulverten ved Åshaugen og jernbanebrua ved Vesleelva. I tillegg er det på strekningen 4 overgangsbruer og 5 kulverter som krysser traséen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

FROST OG TELE - UTFORDRINGER FOR INFRASTRUKTUR ETTER DEN KALDESTE VINTEREN PÅ 30 ÅR

FROST AND FROZEN GROUND - CHALLENGES FOR INFRASTRUCTURE AFTER THE COLDEST WINTER IN 30 YEARS

Sivilingeniør Bente Lillestøl, NSB Infrastruktur

SAMMENDRAG

NSB hadde vinteren 1995/96 store problemer med telehiv på nye strekninger på Østfold- og Vestfoldbanen.

Dette dokumentet gir en sammenstilling av strekninger med problemer, problemenes omfang, prosjektering og bygging av disse strekninger, tiltak under telehivperioden, frostisoleringsløsninger for berørte strekninger, samt videre arbeid mhp. dimensjonering for frost og tele.

SUMMARY

In the winther of 1995/96, NSB had huge difficulties with frozen ground on new runs/distances on the Østfold- and Vestfold railroads.

This document gives a comparison of the distances with problems, the dimensions of the problems, project and construction of these distances, effort under the frost heave periode, solutions of the frostinsulation for the affected distances and further work on design for frost and frozen ground.

INNLEDNING

NSB hadde vinteren 1995/96 store problemer med telehiv på nye strekninger på Østfold- og Vestfoldbanen. Telehivet oppsto for begge strekninger tidlig i januar og vedvarte ut mai. På Vestfoldbanen var problemene stort sett begrenset til telehiv på høyre skinnestreng på høyre spor. På Østfoldbanen var det telehiv på begge spor og begge skinnestrenger. Nedsatt hastighet ble benyttet i stor grad, både av sikkerhetsmessige og komfortmessige årsaker. Størrelsen på telehivet var på det meste 50 mm.

Påvirkning av telehiv på jernbanen

Telehiv ville ikke hatt noen betydning for jernbanen hvis den var jevn. Det er den ujevne telehivingen eller telekulene som skaper problemer. For baner med høyere hastighet er kun små ujevnheter i sporets høyde- og sidebeliggenhet tillatt.

Frostfarlighet

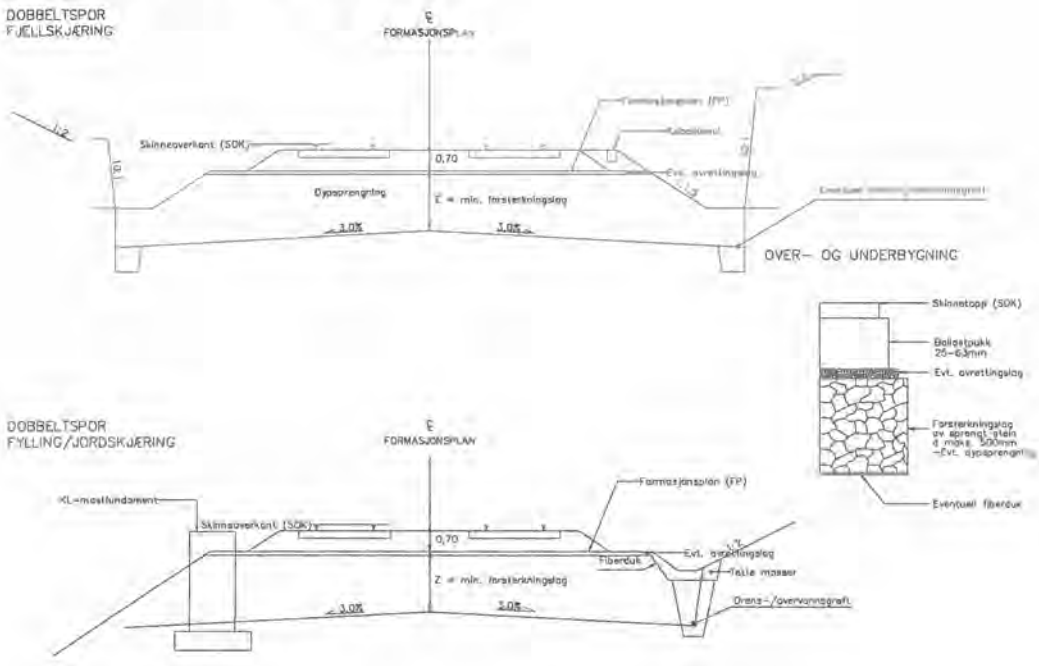
Frostnedtrengningen i grunnen er avhengig av frostmengdene uttrykt i timegrader (h°C) og grunnens beskaffenhet. Fordeling av kulden over vinteren kan også ha betydning

Jordartene inndeles i 4 klasser etter telefarlighet. En underbygning som består av ikke telefarlig jordart vil ikke utsettes for heving og synking når jorden fryser og tiner. I en telefarlig jordart vil det når jorden fryser kunne oppstå islinser som følge av kapillær vannoppsuging fra underliggende lag. Dette medfører at planum løftes under nedfrysningen, og synker i tineperioden. NSB krever at jordarten som anvendes i frostsonen skal være "Ikke telefarlig".

Forholdene for telehiv er særlig ugunstige i Norge og resten av Norden. En av årsakene er klimaet, men en like viktig årsak er de topografiske forhold langs linjetraséen. Sporets underbygning veksler hyppig mellom høye fyllinger, leirterreng, fjellskjæringer og tunneler. Dessuten er grunnforholdene ofte sterkt skiftende selv innenfor korte avstander.

OPPBYGGING AV UNDERBYGNINGEN

Figuren nedenfor viser underbygningens deler.



Underbygningens deler

NSBs regelverk 1B-Te 21 "Underbygning - regler for nye baner", utgitt 01.01.93, gir følgende krav:

Traumaterialer

Trauet skal bygges opp av gode friksjonsmaterialer, dvs. godt drenerende og frostsikre masser. Godkjente massetyper er

- velgraderte grusmasser (godkjent ballastgrus)
- knuste steinmaterialer (pukk, maskinkult)
- sprengstein (maks. steinstørrelse = 500 mm, og ikke større enn 2/3 av lagtykkelsen)

Frostsikring
Frostfundamentet dimensjoneres etter frostmengde F_{100} på stedet, basert på NSBs frostmengdekart. For baner av lavere standard, kan frostfundamentet dimensjoneres for frostmengde $F_{20} = 0,85 \times F_{100}$.

Som frostfundament, brukes fortrinnsvis mineralske materialer som sand, grus eller stein som tilfredsstiller frostkriteriet.

Materialer
Det er definert krav til størrelse, gradering, dreneringsevne og finstoffinhold for godkjente materialer sand, grus og stein.

På bakgrunn av vinterens erfaringer er regelverket mhp. frostdimensjonering revidert våren 1996.

REGLER OG ERFARINGER I SVERIGE OG FINLAND

NSB har utvekslet erfaringer vedrørende frostproblematikk med øvrige nordiske land. Både Banverket (BV) i Sverige og VR i Finland hadde telehivproblemer sist vinter. Banverket hadde telehivproblemer på Grödingebanan, ved overgangen mellom ny og eksisterende bane, på partier med utskiftede veksler samt en del på det øvrige nett. VR hadde problemer stort sett på eksisterende spor. På nye spor var det noen telehivproblemer i skjæringer, noe som skyldes for dårlig rensk, frostaktive materialer i underbygningen og at dreneringssystemet ikke fungerte godt nok. Det har for øvrig også her vært problemer ved overganger mellom ny og eksisterende trasé.

BV dimensjonerer for frostmengde F_{100}. Forsterkningslaget utføres med velgradert sprengstein med maksimal steinstørrelse 500 mm, knust materiale eller jordmateriale. Sideskråninger tettes med finere materialer.

VR dimensjonerer for frostmengde F_5 - F_{50} avhengig av dimensjonerende hastighet. Frostfundamentet dimensjoneres etter gitte kurver avhengig av frostmengden på stedet. Hele trauet dreneres, og normalt bygges åpne grøfter, mens lukket drenering benyttes ved smalt profil. Grøftebunn, evt. drensledning, ligger i høyde med traubunn. VR benytter stort sett naturlig grus eller knuste materialer i underbygningen. De benytter lite sprengstein med maksimal steinstørrelse 300 mm, men dersom sprengstein benyttes skal lagtykkelsen være 25 % tykkere enn ved naturlig grus. Fyllingsskråningene tildekkes med et lag av sand eller grus.

NSBs TELEHIVPROBLEMER VINTEREN 1995/96

På Østfoldbanen var det noe telehiv på den 5,6 km lange parsellen Ski - Ås som åpnet i juni 1994. Størst problemer var det imidlertid på parsell Ås - Tveter, som er 4,1 km lang og ble åpnet i oktober 1993, og parsell Tveter - Rustad, som er 5,6 km lang og ble åpnet i juni 1990.

På Vestfoldbanen var det telehivproblemer på den 4,5 km lange Skogerparsellen syd for Drammen som ble åpnet i oktober 1995.

Både på Østfold- og Vestfoldbanen ble det utført strakstiltak for å heve hastigheten. I tillegg ble det utført ekstra visitasjon, nivellement og jevnlig kjøring av målevogn i hele perioden, samt montert temperaturmålere. Temperaturer ble målt i 2 profiler på hver bane.

Det var også hastighetsreduksjoner på øvrige baner, men her var telehivproblemene mer punktvis, og medførte ikke så store driftsproblemer.

Underbygningen

Underbygningen på Østfoldbanen og Vestfoldbanen er bygd opp av sprengstein med maksimal steinstørrelse 500 mm, med partier på Vestfoldbanen med maksimal steinstørrelse 250 mm. Tykkelsen på forsterkningslaget er hhv. 1,1 m og 1,25 m. Dette er noe mindre enn dagens regelverk tilsier. Det må imidlertid bemerkes at ved oppstart av prosjekteringen av Dobbeltsporet Ski - Moss forelå ikke noe endelig regelverk for underbygningen. På strekningene består undergrunnen av leire, antakelig middels til meget telefarlig (T3-T4).

Undersøkelser av frostfundament

Etter at betydelig telehiv var oppstått flere steder på strekningene og saktekjøring innført, ble underbygningen undersøkt ved oppgraving på 2 steder syd for Ås på Østfoldbanen og ett sted like syd for Gundesølina overgangsbru på Vestfoldbanen. Oppgravingen ble foretatt i januar 1996.

Østfoldbanen
Ballasten var til dels sammenfrosset. Forsterkningslaget av sprengstein så ut til å være godt pakket, og fyllmassene tilfredsstilte krav om ikke telefarlig og drenerende materiale. Derimot var krav til maks. steinstørrelse 0,5 m ikke overholdt. Enkeltsteiner opp til 1,0 og 1,3 m, målt på sidekant, ble registrert. På det første stedet var leiren under fiberduken ikke frosset, og det ble registrert fritt vann ved fiberduken. På det andre stedet var leiren under fiberduken frosset, antatt dybde ca. 10 cm. Fritt vann ble her ikke registrert. Det var begge steder lite fuktighet og isdannelse å observere, hvilket indikerte at dreneringen fungerte tilfredsstillende.

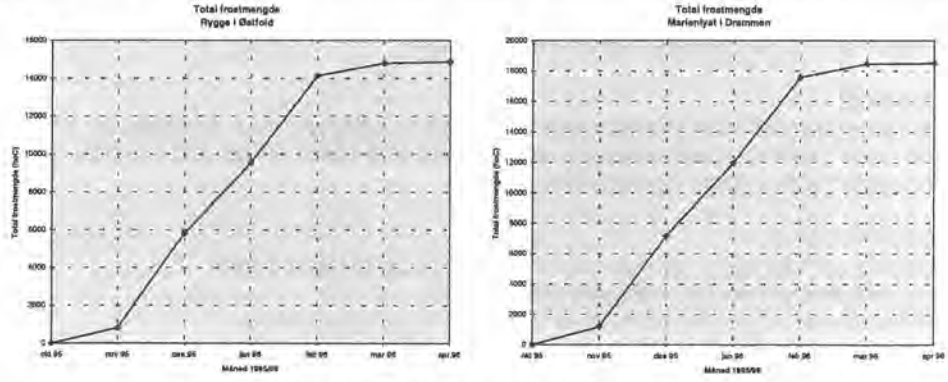
Vestfoldbanen
Ballasten var sammenfrosset. I forsterkningslaget var det her brukt småsprengt stein (fraksjon 0 - 250 mm) av god kvalitet og gradering. Det var ingen tegn til is eller vann, hvilket tyder på at steinlaget var godt tørrlagt. Under fiberduken var det fast, tørr leire. Leiren var frosset i øverste laget i tykkelse ca. 25 - 35 cm. Det var ikke tegn til klassisk dannelse av islinser i leiren, og derfor heller ikke indikasjoner på at større mengder vann var suget opp til frysesonen.

Klimaforhold vinteren 1995/96
Alle klimadata er hentet fra Det norske meterologiske institutt (DNMI).

Frost
Frostmengden er definert som tidsintegralet av negativ lufttemperatur gjennom vinteren. Frostmengder for Østfoldbanen er basert på målinger fra Rygge i Østfold, og frostmengdene for Vestfoldbanen er basert på målinger fra Marienlyst i Drammen. Frostmengder er vist i tabellen og figurene nedenfor.

Frostmengder, Rygge i Østfold og Marienlyst i Drammen

Rygge i Østfold						
Måned 1995/96	Nov. 95	Des. 95	Jan. 96	Febr. 96	Mars 96	April 96
Frostmengde h°C	814	4999	3725	4591	653	74
Total frostmengde h°C	814	5813	9538	14129	14782	14856
Marienlyst i Drammen						
Måned 1995/96	Nov. 95	Des. 95	Jan. 96	Febr. 96	Mars 96	April 96
Frostmengde h°C	1188	6000	4766	5626	878	24
Total frostmengde h°C	1188	7188	11954	17580	18458	18482



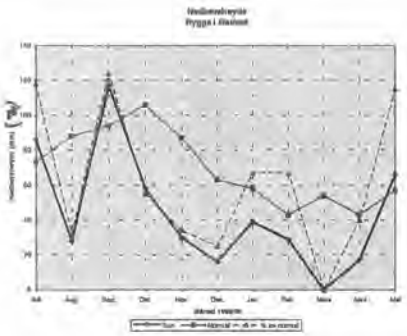
Frostmengder, Rygge i Østfold og Marienlyst i Drammen

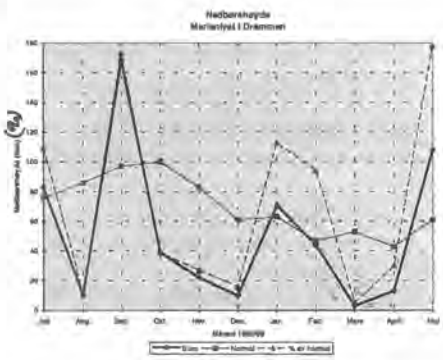
Dimensjonerende F_{100} for aktuelle kommuner er

Ås:	25000 h°C
Drammen:	29000 h°C

Nedbør

Den nedbør som har falt forut for en frostperiode påvirker jordas vanninnhold og har stor innvirkning på jordartenes frostmotstand. I figurene nedenfor følger en oversikt over total nedbørshøyde, normal nedbørshøyde og prosent av normal nedbørshøyde pr. måned for juni - desember 1995 og januar - mai 1996 for Rygge i Østfold og Marienlyst i Drammen.





Nedbørshøyde, Rygge i Østfold og Marienlyst i Drammen

Sammenstilling av klimaforhold

På bakgrunn av de foran gitte klimaforhold kan man slutte følgende:

- Av figurene ovenfor ser vi at det var lite nedbør høsten 1995, noe som medførte lavt vanninnhold i underbygningen, og dermed lavere frostmotstand da de strenge kuldeperiodene satte inn de to siste ukene i desember og første uke i januar.
- I tillegg var det lite snø, og det må antas at jernbanefyllingene ble utsatt for barfrost, noe som medførte konveksjon pga. gjennnomstrømning av kald luft i den åpne sprengsteinsfyllingen.
- Det var imidlertid ikke noen 100-års vinter. Men frostkurven lå nær 100-års kurven i første halvdel av januar, da telehivproblemene ble oppdaget.

Årsaksforhold

Årsaken til telehiv har vært gjennomfrysing av underbygningen, med dannelse av islinser på traubunn som resultat. Gjennomfrysing har kunnet skje som et resultat av flere uheldige omstendigheter, hvorav følgende er de viktigste:

Klimatiske forhold

- langvarig barfrost med sterk kulde før problemene oppsto i januar 1996
- små nedbørsmengder i de siste måneder av 1995
- dimensjonerende frostmengder i dagens regelverk kan være noe lave

Prosjekteringsmessige forhold
- det har vært dimensjonert og bygget for tynt frostsikringslag i forhold til dagens regelverk
- dype sidegrøfter har eksponert underbygningen unødvendig mye for frostinntrengning

Utførelsesmessige forhold
- det har stedvis vært bygget med for grove steinmasser i underbygningen
- det har stedvis vært bygget noe tynnere underbygning enn beskrevet

Øvrige forhold
- sideskråninger var ikke tettet, noe som har medført frostinntrengning
- dagens vanligste dreneringsløsninger sammen med bruk av grove sprengsteinsmasser medførte lavt vanninnhold i massene på traubunn, noe som ga lav frostmotstand

Valgte frostisoleringsløsninger
På kort sikt er det i praksis relativt lite å gjøre når frosten har slått ned. Videre frostnedtrengning kan dempes ved påfylling av mer pukk på ballastskulder og/eller ved legging av isolasjonsmatter på skulder/grøfteside.

Store deler av Vestfoldbanen, Østfoldbanen, Bergensbanen, Rørosbanen og Meråkerbanen er tidligere frostisolert med ett eller flere av materialene bark, grus, kutterflis, sagflis, skjellsand, slagg, stein, skumplast, sviller, sviller med torv, torv i tillegg til enkeltsidig eller dobbeltsidig drensgrøft og eventuelt bunnrensk. De fleste av disse materialene er lite aktuelle å benytte i dag.

Frostisolering av Østfoldbanen og Vestfoldbanen
For å unngå ytterligere telehiv i framtiden, ble det valgt å legge inn ekspandert polystyren (XPS) som isolasjonsmateriale på alle telefarlige områder ut fra grunnforhold og banekonstruksjon. Materialet ble lagt inn i forbindelse med ballastrensing, og det ble benyttet plater med 6 cm tykkelse med trykkstyrke 450 kN/m^2 ved 5 % deformasjon. Platene ble lagt på formasjonsplanet med tverrfall ca. 2 % for å lette vannavrenningen. I hver ende av en fullisolert strekning ble frostisoleringen utkilt med 40 mm tykke plater. I tillegg ble grøfteskråningene tettet med leire eller grus/pukk.

På Østfoldbanen ble ca. 26 km dobbeltspor frostisolert i mai og juni 1996. På Vestfoldbanen ble totalt 7,2 km spor frostisolert i uke 40 - 43.

BEREGNINGER OG FORSØK

Forskning på sprengstein
Temperaturmålinger vinteren 1995/96
Det ble utført temperaturmålinger i 2 profiler på Østfold- og Vestfoldbanen. Målingene ble utført i profiler med telehiv ved at det ble boret ned målestrenger i utvalgte punkter. Flere målere fordelt langs hver streng måler temperaturen i underbygningen og undergrunnen i varierende dybder, slik at et temperaturprofil i dybden på måletidspunktet kan opprettes. Målingene viste at det har vært temperaturer under frysepunktet i de aktuelle punkter. Målingene videreføres vinteren 96/97.

Laboratoriemålinger
På grunnlag av erfaringene fra sist vinter er det utført laboratorieforsøk for å bestemme varmeledningstallet for ulike sprengsteinsfraksjoner. Det måles ved at massene fylles i en isolert kasse der en varmekilde avgir varme i den ene enden. Når temperaturprofilet har stabilisert seg gjennom kassen, vil energiforbruket være identisk med varmestrømmen, og de aktuelle verdier for varmeledningstall kan finnes. Materialenes sammensetning, gradering og vanninnhold blir nøye dokumentert.

Resultatene fra måling av varmeledningsevne i sprengstein med fraksjon 0 - 120 mm, 0 - 250 mm og 20 - 250 mm er følgende:

Fraksjon (mm)	Kvartsinnhold (%)	Total romvekt (kN/m^3)	Porøsitet (%)	Vanninnhold (%)	Varmeledningstall (W/mK)
0 - 100	40	21,5	20	1,4	1,1
0 - 250	40	21,1	21	0,4 - 0,9	0,75
20 - 250	40	17,4	34	~0	0,52

For tiden foregår målinger av de samme fraksjonene med et vanninnhold på 7 - 8 % for å se hvordan dette påvirker varmeledningstallet.

Varmeledningstallet for sprengstein synes i følge laboratoriemålingene å ligge i området 0,7 - 0,8 W/mK, som tidligere antatt. Imidlertid viste etterregninger av temperaturmålinger foretatt på Vestfoldbanen i vinter at varmeledningstallet lå i området 1,4 - 1,6 W/mK. Dette innebærer at det etterregnede varmeledningstallet inkluderer andre faktorer av stor betydning. Disse faktorene antas å være effekt av avstråling og konveksjon.

Avhengig av resultater og erfaringer fra disse forsøkene kan det eventuelt bli utført videre forsøk. Andre aktuelle forsøk er

- forsøk på frosset materiale
- måling av varmeledningsevne til fyllingskonstruksjoner med flere lag av ulike materialer
- undersøkelse av effekten av konveksjon eller kald luft som blåser inn i fyllingene

Feltmålinger

NSB Gardermobanen AS planlegger å utføre feltforsøk med målinger av frysemotstand i 1996/97 for å måle og etterregne frostnedtrengning i fullskalaforsøk. Aktuelt sted er der Gardermobanen ligger med traubunn i skjæring, silt eller leire. En isolert, omvendt kasse settes på et lag av banepukk, og med god isolasjon utenfor. Prøvestedet instrumenteres med termistorrør (temperaturfølere) som går 0,5 m under traubunn. Før nedkjøling måles kornfordeling og vanninnhold utenfor prøvestedet.

Revisjon av regelverk

Nytt regelverk for frostdimensjonering er utarbeidet våren 1996.

Dimensjonerende frostmengde

Frostmengder for de 20 vintre med størst frostmengde for aktuelle steder over hele landet ble hentet fra DNMI. Basert på denne informasjonen fant man

- maksimale frostmengder pr. år og snødyp ved oppnådd maksimal frostmengde
- oversikt over frostmengdenes intenistet i tid og størrelse
- gjentaksperioder for frostmengder i en vinterperiode for 2 til 1000 år

På grunnlag av tallverdiene synes det riktig å endre beregningene av F_{20} og F_{10} i forhold til F_{100}. For øvrig foreligger foreløpig ikke godt nok grunnlag for å endre gjeldende frostmengdekart. Det kan imidlertid bemerkes at overflatetemperaturen ofte er lavere enn lufttemperaturen. Det er lufttemperaturen som er grunnlag for frostmengdekartet, og dette må derfor tas hensyn til ved frostdimensjonering.

Materialer i forsterknings- og frostsikringslaget
Underbygningen under formasjonsplanet deles i forsterkningslag (skal alltid være der) og frostsikringslag (bygges etter behov).

Det øverste laget (forsterkningslaget) må bestå av tørre (drenerende), bæredyktige masser. Laget skal gi styrke og jevn elastisitet. Dette laget må uansett være tilstede ved bygging av ny bane over løsmasser, uansett grunnforhold. Maksimal steinstørrelsen bør reduseres fra dagens 500 mm til 300 mm.

Det nederste laget i trauet vil være frostsikringslaget. Dette bygges etter behov, dvs. avhengig av om grunnen er telefarlig eller ikke, og dimensjoneres ut fra frostdiagrammer etc. Massene i dette laget bør kunne holde på noe vann, slik at en oppnår høy frostmotstand. Vann i et slikt lag vil avgi varme når det fryser, og med et forsterkningslag av tørre masser over dette, vil fyllingen kunne holde på denne varmen, og derved hindre/bremse videre nedtrengning av frost. Masser i frostsikringslaget bør, for å kunne inneholde tilstrekkelig vann, bestå av vesentlig finere masser enn forsterkningslaget. Gradert grus er velegnet.

Sideskråninger i fyllinger med grov sprengstein må tettes med gradert materiale.

Dreneringsløsning
Tidligere var det vanlig å bygge med udrenert trau. Dette medførte høyt vanninnhold og stor frostmotstand. I dag bygges alle strekninger med drenert trau.

Det skilles mellom to typer drenering, åpen og lukket, eventuelt i kombinasjon.

Den åpne dreneringen består av linjegrøft langs sporet. Grøften er i dagens regelverk minst 50 cm dyp målt fra formasjonsplanet, og skal ta vare på vann fra sideskråningene før det renner inn i fyllingen. En dypere grøft vil øke muligheten for frostinntrengning fra siden. Det bør derfor i de enkelte prosjekter vurderes om det er tvingende nødvendig med større grøftedybde. Særlig bør dette være et relevant spørsmål når en i tillegg bygger lukket drenering, som i dag er nærmest "standard" for nyanlegg.

Den lukkede dreneringen legges som drensledning i gjenfylt grøft under linjegrøften. Det er ofte nødvendig å isolere denne, pga. for liten overdekning med masse. Drensledningen legges ofte lavere enn traubunn. En kan med fordel legge drensledningen noe høyere, slik at en får noe større vanninnhold i massene på traubunn. Økt vanninnhold for massene nederst i trauet vil føre til økt frostmotstand. Samtidig skal drenering av traubunn sikre at kapillærsuging av grunnvann hindres, og drenert traubunn er derfor viktig hvis trauet kan komme til å fryse helt gjennom, særlig dersom grunnvannsspeilet er nær traubunn.

Frostdimensjonering
For dimensjonering av underbygning med sprengstein (og ikke sand/grus) skal det utføres spesiell dimensjonering av nødvendig frostsikringslag. Tidligere omregningsfaktor 1,3 for forhold mellom tykkelse av frostsikringslag av sprengstein og sand/grus fjernes.

Nytt regelverk for bygging
NSB er i ferd med å utarbeide mer omfattende regler for bygging av underbygningen, bl.a. på bakgrunn av vinterens erfaringer med teleproblemer, samt erfaringer og praksis i utlandet. Emner det er viktig å sette fokus på er

- tekniske krav i under- og overbygningen
- utførelseskrav
- organisering av byggherreapparatet i utbyggingsorganisasjonene

UTFORDRINGER

Erfaringene fra i vinter viser at det må settes større fokus på bl.a. følgende områder:

- Ressursbehov på byggherresiden for at nødvendig oppfølging og kontroll av utførelsen blir tilstrekkelig. Bl.a. vil dette kunne innbefatte en mer omfattende mottakskontroll, slik at det kan slås fast at entreprenøren leverer den foreskrevne kvalitet.
- Overganger mellom nytt og eksisterende spor, da erfaringer fra NSB, BV og VR viser at problemer med telehiv lett oppstår her.
- Prosjekteringsgrunnlaget og prosjekteringen.

De store utbyggingsprosjektene kjennetegnes ofte ved et svært høyt aktivitetsnivå over et relativt begrenset tidsrom. Dette kan være medvirkende faktor til at arbeidet med oppfølging av anleggene blir vanskelig, mye grunnet ressurstilgang hos byggherren. Dette vil selvsagt gå på både prosjektering og utførelse, og i begge tilfeller vil et ekstremt tidspress ofte være svært ugunstig.

OPPSUMMERING

I flere tiår ble det bygget lite jernbane i Norge, inntil utbyggingen igjen har startet de siste år. Dette avspeiler seg fortsatt i byggebransjen, som har måttet "lære seg" å bygge jernbane på ny. NSB sliter fortsatt med for stor grad av "veitenking" i bransjen. For selv om jernbane og vei, når en ser bort fra skinner, signalanlegg og kontaktledning, tilsynelatende er like, setter jernbanen, og ikke minst en høyhastighetsbane, vesentlig strengere krav til nøyaktighet i høyde- og sidebeliggenhet enn veiene. Jernbanen er et komplekst og følsomt system, hvor alle delelementer er seriekoblet, slik at systemet aldri er sterkere enn det svakeste ledd.

Det er nærliggende å trekke fram et sitat fra Håkon Hartmark, tidligere Banedirektør i NSB, (Frost i jord nr. 17, 1976), som oppsummerer konsekvensen av sporløfting som ledd i rehabilitering av gamle spor, og hvor en kan komme til å løfte for lite, slik at en fremdeles har telehiv: "Man vil i såfall risikere å bli sittende med en jernbanelinje med en høy standard på overbygningen, en standard som ikke kan utnyttes på grunn av telehiving om vinteren". Analogt vil det i dagens situasjon kunne være riktig å si at mye av den innsats en legger ned i prosjektering og bygging er lite verdt hvis svikt i ett enkelt ledd gjør at banen til slutt er ubrukbar som høyhastighetsbane.

FJELLSPRENGINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1996

Arktisk geoteknikk - erfaringer og problemstillinger fra russiske nordområder

Dr.ing. Arne Instanes
Norges Geotekniske Institutt (NGI)

Sammendrag

De arktiske områdene i nordvest Russland byr på store geotekniske utfordringer. Områdene er dominert av diskontinuerlig permafrost som kan være saltholdig. Løsmassene er ofte isrike, leirige eller siltige. I forbindelse med nye utbyggingsprosjekt er det behov for detaljerte geotekniske grunnundersøkelser for å kartlegge permafrostens fysiske og mekaniske egenskaper, spesielt forekomster av is i grunnen og saltholdig permafrost. På grunn av det høye finstoffinnholdet i lokale masser er det nødvendig med mekanisk og termisk stabilisering av massene før de kan anvendes i for eksempel vegfyllinger.
Spesielle forhold som forekomster av undersjøisk permafrost offshore og gasshydrater på land, gjør fundamentering og boreoperasjoner krevende. Geofysiske og geotekniske undersøkelsesmetoder må utvikles videre for å gi sikrere bestemmelse av disse fenomenene. Alvorlig forurensing og store miljøproblemer stiller store krav til videre industriutbygging i arktisk Russland. Modeller for bevegelse og spredning av hydrokarboner i permafrost er viktig for å kunne vurdere konsekvensene av eventuelle oljeutslipp på land. Olje- og gassrørledninger krever nøye planlegging før installasjon, og oppfølging under drift, for å unngå lekkasjer.

Nøkkelord

Russland, permafrost, geoteknikk, salinitet, offshore, gasshydrater, forurensing

Innledning

Arktisk geoteknikk er definert som den delen av geoteknikken som behandler fysiske og mekaniske egenskaper til permafrost og is. Over 50% av landområdene i Russland består av permafrost og havområdene utenfor den arktiske kysten er islagt i store deler av året. Det finnes mange store bosetninger og industrivirksomhet i arktisk Russland. Russiske ingeniører og forskere har derfor mange generasjoners erfaring med byggeteknikk og fundamentering på permafrost, og representerer en viktig kilde til bedre forståelse av permafrostens fysiske og mekaniske egenskaper.

Det skal ikke underslås at det i de russiske nordområdene finnes eksempler på store gap mellom teoretisk kunnskap og praktisk utførelse av bygninger, veger og rørledninger. Ofte blir olje- og gassinstallasjoner bygget uten grundige geotekniske undersøkelser. Dette har ført til store problemer med ukontrollert tining av permafrost, og store setninger og deformasjoner

av fundamenter. Savelev og Belotserkovskaya (1987) hevder at de store problemene og raske nedbryting og ødeleggelse av olje- og gassinstallasjoner i nordvest Sibir har kun en årsak: total likegyldighet ovenfor russisk standard for design, bygging og operasjon av installasjoner på permafrost.

De russiske nordområdene er av spesiell interesse og betydning for Norge og norske selskaper. Dette på grunn av de store miljømessige problemene i nordvest Russland, og de rike forekomstene av hydrokarboner i det østlige Barentshavet, og de autonome landområdene Nenets, Komi og Yamal.

Denne artikkelen tar for seg de spesielle geotekniske forholdene, og erfaringer og problemstillinger i forbindelse med industriell aktivitet i de russiske permafrostområdene, med spesiell vekt på områdene vest for Ural-fjellene.
Bakgrunnen for artikkelen er arbeid som er utført relatert til rørledninger på diskontinuerlig permafrost i Russland, med Statoil som oppdragsgiver, og et nylig utført utredningsprosjekt for Norsk Hydro relatert til vegbygging på permafrost i Russland. I tillegg har NGI lang praktisk erfaring med fundamentering på permafrost på Svalbard (se for eksempel Gregersen, 1982, 1986).

Klima og permafrost

Permafrost er utbredt over store deler av nordvest Russland og Sibir, se Figur 1. Den vestlige grensen for kontinuerlig permafrost starter ved 60°E ved Pechora-havet, krysser Ob ved Salekhard og følger polarsirkelen vestover til Igarka. Den vestlige grensen for diskontinuerlig permafrost ligger omlag ved Indiga ved Pechora-havet, og krysser Timan-Pechora området langs 67° nordlig bredde. Syd og vest for denne grensen eksisterer det kun sporadisk permafrost.

Figur 2 viser historisk månedsmiddel for lufttemperatur i Longyearbyen, Svalbard, og en målestasjon i den kontinuerlige permafrost sonen på bredden av det østlige Pechora-havet. Årsmiddeltemperaturen er -5.6 °C for den russiske stasjonen og -6.0 °C for Longyearbyen. Den russiske målestasjonen representerer noe av det kaldeste klimaet på fastlandet i Russland vest for 60°E. Typisk så er somrene varmere, tinesesongen lengre og vinteren kaldere enn på Svalbard. Middels årsnedbør er omlag 400mm mot ca. 300mm på Svalbard.

Langs kysten av Pechora-havet fra 60°E og vestover til Arkhangelsk blir permafrosten gradvis varmere og går over fra å være kontinuerlig til diskontinuerlig, så sporadisk og forsvinner helt.

Den nordvestlige delen av Russland har altså et varmere klima enn for eksempel Svalbard, med varmere permafrost og tykkere aktivt lag. Øst for Ural-fjellene blir klimaet gradvis kaldere og kontinuerlig permafrost finnes nord for polarsirkelen i flere hundre meters tykkelse helt til Stillehavskysten.

Geotekniske forhold

De fundamenteringstekniske forholdene i permafrostområdene vest for Ural er svært vanskelige på grunn av:

- varm permafrost nær smeltepunktet (temperatur 0 til -2 °C)
- store områder dominert av leirige og siltige isrike sedimenter
- saltholdige sedimenter

Varm permafrost

Store områder i nordvest Russland består varm permafrost med temperatur over -2 °C, ofte referert til som *plastisk-frossen jord* i russisk litteratur. I frossen tilstand vil disse jordartene typisk ha et høyt ufrosset vanninnhold og være relativt lite kompressible. Permafrosten vil være diskontinuerlig og forekomster av *talik* vil være hyppige. *Talik* er et lag eller volum av ufrosset jord i et område med permafrost. En *talik* benevnes «lukket» hvis den er fullstendig innesluttet av frossen jord og «åpen» hvis den bare er delvis innesluttet av frossen jord.

Fundamentering av konstruksjoner i områder med diskontinuerlig permafrost og *talik* er mye mer komplisert enn i områder med mer homogen kontinuerlig permafrost. Lineære konstruksjoner som veger og rørledninger, må dimensjoneres for grunnforhold som kan være totalt forskjellige både termisk og mekanisk over avstander på 10-talls meter.

Overganger mellom ufrosset og frosset undergrunn, kryssing av elver og innsjøer, krever nøye grunnundersøkelser, samt termisk og mekanisk dimensjonering for å bestemme endelig fundamenteringsløsning.

Varm permafrost befinner seg i en termisk tilstand svært nært smeltepunktet. Små endringer av varmebalansen på overflaten ved for eksempel sammenpressing eller fjerning av det organiske laget kan føre til ukontrollert tining av permafrost, erosjon, setninger og kollaps av fyllinger og fundamenter.

I Russland blir det i prinsippet brukt 3 metoder for å hindre tining av fyllinger og fundamenter i permafrostområder:

i) senke overflatetemperaturen til fundamentet ved for eksempel hvitmaling av asfalt og snørydding om vinteren

ii) fjerne varme fra undergrunnen om vinteren ved for eksempel sirkulasjon av kald luft

iii) bruk av isolasjon

I frossen tilstand, vil permafrostens styrke- og deformasjonsegenskaper være avhengige av temperatur. Varm permafrost vil ha dårligere styrkeegenskaper og gi større deformasjoner ved en gitt last enn kaldere permafrost. Årsaken til dette er at isens mekaniske egenskapene er temperaturavhengig, og at det ufrosset vanninnholdet vil øke med stigende temperatur. Figur 3 viser eksempler på hvordan enaksiell trykkstyrke endrer seg med temperatur for frossen jord.

Leirige og siltige sedimenter

Leirige og siltige materialer dominerer store områder i arktisk nordvest Russland. Denne type materiale vil svært ofte ha forskjellige typer av is-inklusjoner og være dårlig egnet til fyllmasse i for eksempel vegfyllinger. Tradisjonell russisk byggepraksis er å komprimere og drenere fyllmassene, og bygge veger og fyllinger om sommeren (Kulish, 1994).

Studier utført ved Norges Geotekniske Institutt viser at mekanisk og termisk stabilisering av isrike siltige fyllmasser er mulig ved hjelp av komprimering, bruk av geotekstiler og isolasjon. Feltforsøk er nødvendige for å optimalisere mekanisk og termisk stabilisering av denne type fyllinger.

Saltholdig permafrost

I Russland er det i mange tilfelle ikke tatt hensyn til at permafrosten er saltholdig, og fundamenter blir dimensjonert ut fra en antagelse om fersk permafrost. Kombinert med dårlige geotekniske grunnundersøkelser og liten forståelse for saltholdig permafrosts fysiske og mekaniske egenskaper, har dette ført til store problemer med fundamentering av konstruksjoner i slike områder. Aksenov og Bruskov (1993) referer for eksempel til tettstedet Amderma, på Yugov-halvøyen, helt øst i Nenets, hvor det er alvorlige problemer forårsaket av saltholdig permafrost. Amderma ligger ved innløpet av Baydaratskaya-bukten, i et område med saltholdig permafrost, og har totalt 208 bygninger. Mesteparten av disse byggene ble satt opp for 8 til 10 år siden. I 1993 hadde 108 av disse bygningene store skader (setninger og sprekker), og av disse var 32 karakterisert som ødelagt.

Utbredelse av saltholdig permafrost i arktisk Russland er dårlig kartlagt, og sedimentene langs den russiske arktiske kysten er svært ofte saltholdige. Porevannet har typisk et saltinnhold fra 1 til 20‰. Det er også observert en viss økning i saltholdighet med dybden, noe som er naturlig på grunn av saltutvasking i det aktive laget. I områder med salt permafrost i Russland er det også vanlig at det forekommer ufrosne saltholdige linser eller lommer, såkalte *cryopegs*. Disse lommene finnes spesielt i sandige sedimenter i dybder under havnivå. De er dannet ved progresjon av permafrost fra overflaten i marine sedimenter, og saltutskilling under frysing. *Cryopegs* kan ha kan ha store poreovertrykk og ekstremt høyt saltinnhold, opp til 15% (Dubikov et al., 1994), og eksisterer i kjemisk og termisk likevekt med den omliggende frosne jorden.

Salt permafrost vil ha lavere styrke, gi større tidsavhengige deformasjoner under konstant last, ha lavere frysepunkt og mer ufrosset vanninnhold, enn hva som er tilfelle for fersk permafrost (Furuberg og Berggren, 1988, Biggar, 1991, Hivon, 1991). Biggar (1991) hevder at pelers bæreevne kan reduseres med 50% ved salinitet på 5 ppt, 60 til 75% ved 10 ppt og så mye som 90% ved 15 ppt. Dette forklares med at det dannes en film av ufrosset vann på pel-overflaten som reduserer det effektive fryseheft arealet og/eller at isen styrke er redusert på grunn av salinitet. Figur 4 viser hvordan mobilisert skjærspenning (ved en gitt deformasjon) reduseres med økende salinitet for peler.

Undersjøisk (offshore) permafrost

Definisjonen på permafrost er som kjent en termisk tilstand i løsmasser og fjell med temperatur lavere enn 0 °C, over en periode på to vintre og den mellomliggende sommeren. Strengt tatt er derfor bunnsedimentene i for eksempel Barentshavet definert som permafrost, selv om de ikke inneholder is, fordi temperaturen i bunnvannet ligger mellom 0 °C og -1.8 °C.

Av større interesse fra et geoteknisk synspunkt er bunnsedimenter som inneholder is. Undersjøisk is-rik permafrost nord for kysten av Russland, er i hovedsak blitt dannet ved at permafrost er blitt oversvømmet av havet, etter den maksimale utbredelse av isbreer i kvartærtiden. Det kalde arktiske bunnvannet bidrar til å vedlikeholde permafrosten.

Undersjøisk permafrost dannes også ved at erosjon av kystområder fører til at stadig nye permafrostområder blir oversvømmet. På vestsiden av Yamal-halvøyen eroderes for eksempel kysten med en hastighet på 2m/år. Det er også mulig at undersjøisk permafrost kan bli dannet ved at ferskvann strømmer ut i de underkjølte bunnsedimentene.

Ved fundamentering av konstruksjoner offshore i arktisk Russland, er det viktig å være oppmerksom på at permafrost kan forekomme.

Gasshydrater

Gasshydrater ligner på is, og er en krystallinsk struktur hvor gassmolekyler er «fanget» i et gitter av vannmolekyler. Naturlige gasshydrater kan dannes i sedimenter med tilstrekkelig tilgang til gass og vann, under gitte trykk og temperaturforhold (Christensen, 1996). Forholdene ligger spesielt godt til rette for dannelse av gasshydrat i permafrostområder på grunn av de lave temperaturene i grunnen. Figur 5 viser hvordan trykk og temperatur påvirker grensen mellom gasshydrat og fri gass. Metan-hydrat er det vanligste naturlige gasshydrat, men det er viktig å merke seg at små mengder propan kan gjøre forholdene gunstigere for hydrat-dannelse.

Figurene 6a og 6b viser forskjellen på metan-hydrat dannelse i permafrost og i sedimenter på dypt vann. I kald permafrost kan metan-hydrat være stabilt fra en dybde på ca. 130m. I Yamburg feltet i Vest-Sibir er det imidlertid funnet gasshydrater så grunt som 20m. Dette forklares med at de øverste 100m av permafrosten ble tint under den globale oppvarmingen for ca. 5000 år siden. Kaldere klima har ført til fremadskridende permafrost fra overflaten og på grunn av poretrykksøkning mellom gammel underliggende permafrost og den fremskridende permafrost fra overflaten, har gass i porevannet gått over til hydrat (Yakushev og Collett, 1992).

Gasshydrater er først og fremst sett på som et problem ved boreoperasjoner. Smelting av $1m^3$ med metan-hydrat kan frigjøre så mye som $164m^3$ metan gass. Det er rapportert at boring i sedimenter som inneholder gasshydrater har ført til ukontrollert gassutblåsing under boring, casing-kollaps, utblåsninger og brann. Det finnes imidlertid også eksempler på gassproduksjon fra hydrat i Messoyakha-feltet i Vest-Sibir (Sloan, 1990).

Forurensing og miljøproblemer

Olje- og gassutvinning i de russiske nordområdene har ikke vært uten problemer. I 1992 uttalte det russiske miljødepartementet at 12 000 av 400 000 produksjonsenheter for olje og gass, burde stenges øyeblikkelig, for å unngå videre skader på miljøet. Mellom 5 og 10% av den årlige russiske oljeproduksjonen er antatt å forsvinne på grunn av søl, lekkasjer og tyveri (Løset, 1995).

I 1994 førte lekkasjer fra en oljeledning til et større oljeutslipp på tundraen ved Usinsk i Komi. Utslippet skapte internasjonal oppmerksomhet og stor bekymring i Norge for at utslippet kunne nå fiskefeltene i Barentshavet, se figur 7. Det er imidlertid helt klart at miljø-ødeleggelsene i dette området er forårsaket av kontinuerlige oljeutslipp de siste 25 år, og ikke ett enkelt utslipp. I følge Nedogonov (1995) har det de siste 25 årene vært minst 6 store

utslipp og lekkasjer av olje ut på tundra, elver og innsjøer i Usinsk-området, og dette er hovedårsaken til miljøkatastrofen i dette området.

Oljeutslipp fører til akutt ødeleggelse av miljøet, og vil true levevilkårene for planter, dyr og mennesker. Fra et geoteknisk synspunkt er det av stor interesse å klarlegge hvordan hydrokarboner beveger og sprer seg i det aktive laget og permafrost. Forskjellige typer forurensninger vil påvirke og endre permafrostens fysiske egenskaper, og kunne føre til smelting av permafrost.

De finnes store geotekniske utfordringer relatert til planlegging og utførelse av rørledninger i områder med diskontinuerlig permafrost, for å unngå overbelastning av ledningen. Både mekanisk og termodynamisk likevekt er nødvendig for å unngå problemer med tinesetninger og telehiv, se figur 8. En kald rørledning med olje eller gass under 0 °C vil kunne gi telehiv i ufrosne masser, mens en varm rørledning vil kunne gi tinesetninger i permafrost. Løsningen kan i enkelte tilfeller være å heve rørledningen over bakken ved hjelp av peler. Rørledninger i permafrostområder krever nøye planlegging før installasjon og dessuten oppfølging under drift for å unngå lekkasjer.

Konklusjoner

Følgende hovedkonklusjoner kan trekkes fra de foreløpige erfaringene fra de russiske nordområdene:

- Geotekniske undersøkelser er nødvendige for å bedre kunne kartlegge permafrost, og spesielt forekomster av saltholdig permafrost.

- Lokale masser er dårlig egnet som fyllmasser. Bruk av geotekstiler og isolasjon kan være nødvendig for mekanisk og termisk stabilisering av massene. Feltforsøk er nødvendig for endelig utforming av denne type fundamenter.

- Spesielle fenomen som undersjøisk permafrost og gasshydrater må vurderes ved leting og produksjon av olje og gass. Geofysiske og geotekniske undersøkelsesmetoder må utvikles videre for å gi sikrere bestemmelse av disse fenomenene.

- Utvikling av modeller for bevegelse og spredning av hydrokarboner i permafrost er viktig for å kunne kartlegge konsekvensene av eventuelle oljeutslipp på land.

- Fundamentering av rørledninger i områder med diskontinuerlig permafrost er spesielt utfordrende, og krever nøye planlegging før installasjon, og oppfølging under drift, for å unngå lekkasjer.

Referanser

Aksenov, V. I. og Bruskov, A.V. 1993. Plastic frozen (saline) soil as bases. Proceedings of the Sixth International Conference on Permafrost, Beijing, Kina, s. 1-4.

Biggar, K. W. 1991. Adfreeze and grouted piles in saline permafrost. PhD-avhandling, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada.

Christensen, S. O. 1996. Personlig kommunikasjon.

Dubikov, G. I., Figarov, N. og Tsourikov, A. 1994. Subsea permafrost and gas pipeline construction of the Baydaratskaya Bay crossing in Siberia, Russia. Proceedings of the 7th Cold Regions Speciality Conference, Edmonton, Canada, s. 843-863.

Furuberg, T. og Berggren, A.-L. 1988. Mechanical properties of frozen saline clays. Proceedings of the Fifth International Conference on Permafrost, Trondheim, Norge, s. 1078-1084.

Gregersen, O. 1982. Fundamentering på permafrost på Svalbard. (Foundation engineering on permafrost on Svalbard). Arbeid utført av NTNFs "Utvalg for permafrost". Geoteknikkdagen 1982, Oslo Proceedings, s. 35.1-35.16.

Gregersen, O. 1986. Praktisk fundamentering på Permafrost. Forsknings- og byggeprosjekter på Svalbard i 70- og 80-årene. Geoteknikkdagen 1986, Oslo. Proceedings, s. 22.1–22.23. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publ. No. 174, 1988.

Hivon, E. 1991. Behaviour of saline frozen soils. PhD-avhandling, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada.

Kulish, K. M. 1994. Designing oil and gas facilities for Russia. Proceedings of the 13th International Conference on Offshore mechanics and Arctic Engineering (OMAE), Houston, USA, Vol. IV, s. 107-112.

Løset, S. 1995. Science and technology for exploitation of oil and gas - an environmental challange. European Networking Conference on Research in the North, Svalbard, 12-16 Sep. 1995.

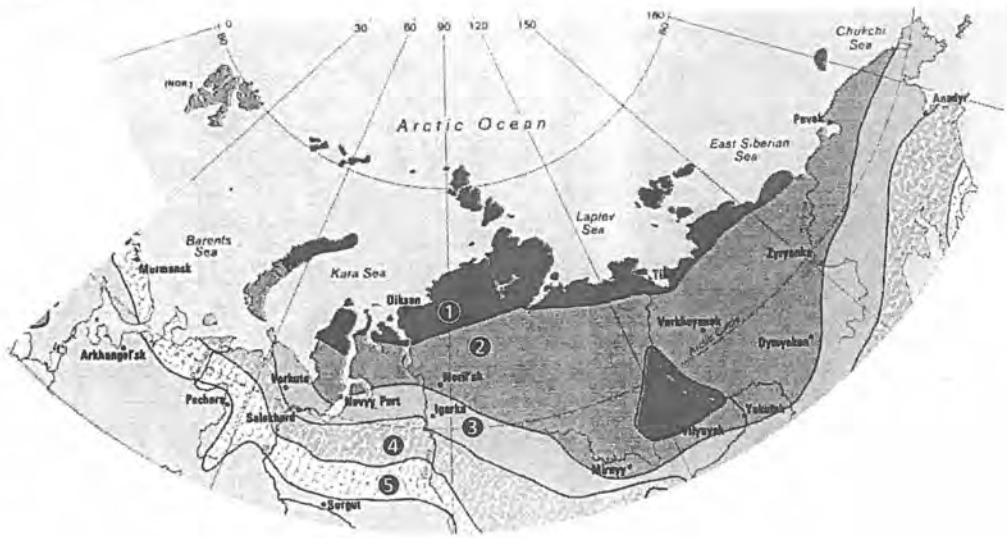
Nedogonov, V. 1995. The disaster that never happened. Moscow news, no. 33-36, September 15-21, 1995.

Savelev, V. S. og Belotserkovskaya, G. V. 1987. Causes of deformation of oil-gas industry structures in the North of West-Siberia. Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov, nr. 5, s. 12-14, september-oktober 1987.

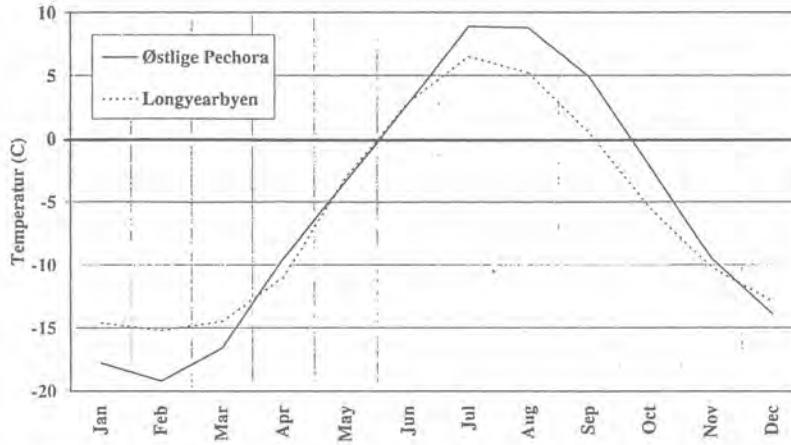
Sloan, E. D. 1990. Clathrate hydrates of natural gases. New York : Marcel Dekker, c1990.

Yakushev, V. S. og Collett, T. S. 1992. *Gas hydrates in Arctic regions: Risk to drilling and production.* Proceedings of the Second (1992) International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE), San Francisco, USA, Vol. 1, s. 669-673.

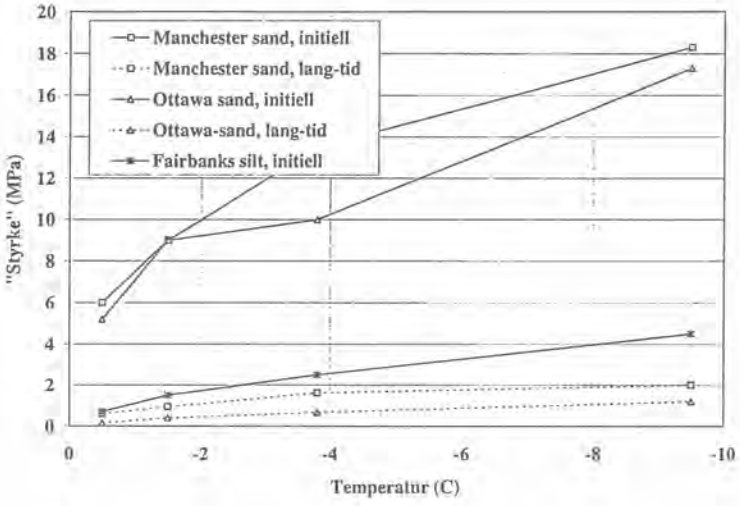
Figurer



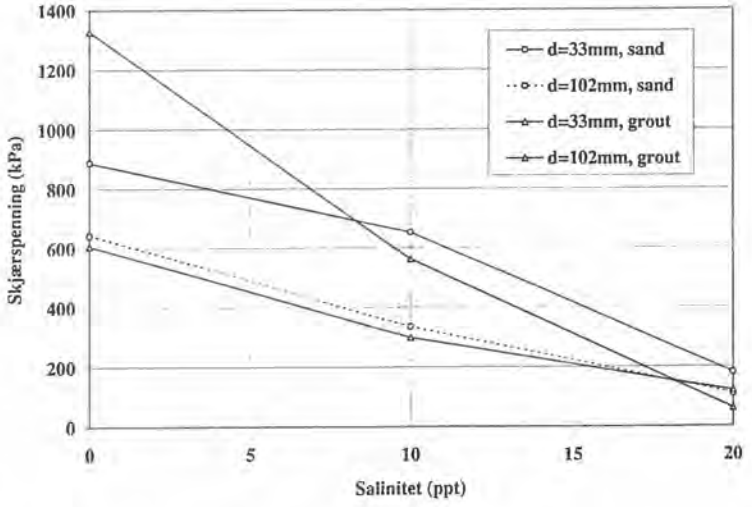
Figur 1 *Permafrost i Russland*
1: Kontinuerlig permafrost, dybde > 500m
2: Kontinuerlig permafrost, dybde 300 til 500m
3: Kontinuerlig permafrost, dybde 100 til 200m
4: Diskontinuerlig permafrost, dybde < 100m
5: Sporadisk permafrost



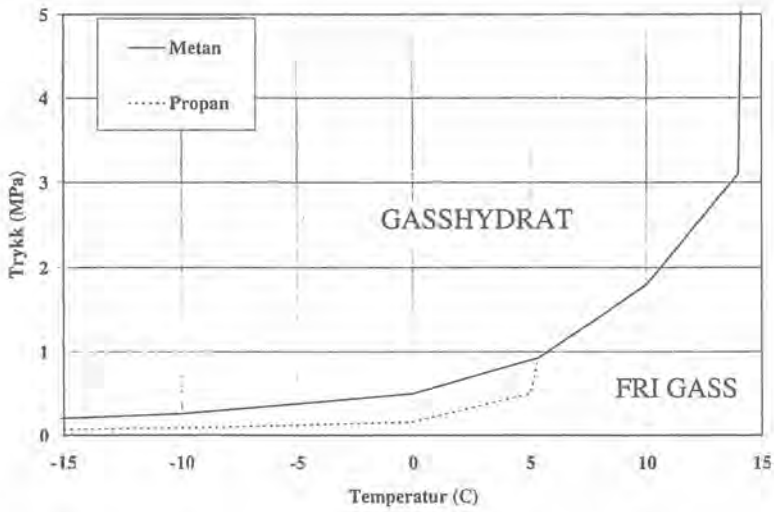
Figur 2 *Månedsmiddel lufttemperatur, østlige Pechora og Longyearbyen*



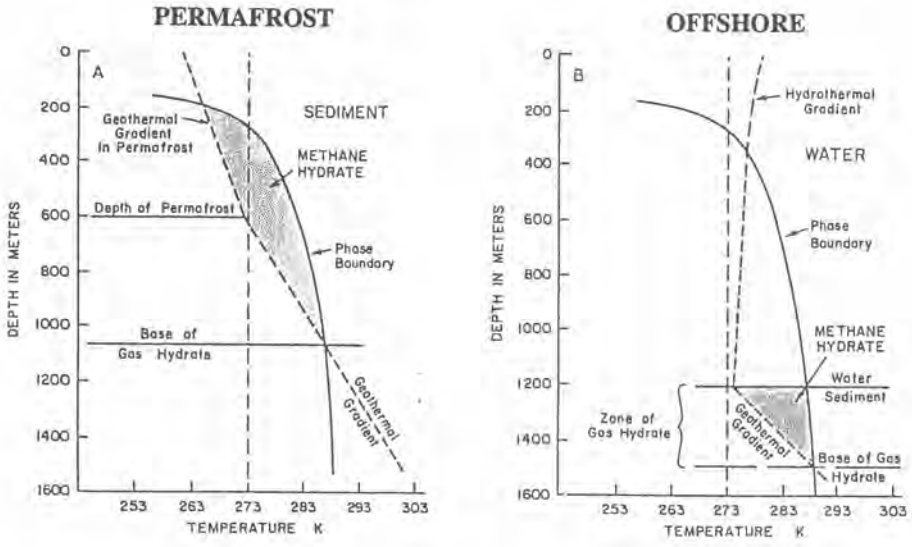
Figur 3 *En-aksiell trykkstyrke som funksjon av temperatur (etter Sayles, 1968, Phukan, 1985)*



Figur 4 *Mobilisert skjærspenning på pel-overflaten ved 1mm deformasjon, modell-pel med diameter 33mm eller 102mm, fyllmasse sand eller grout (Biggar, 1991)*



Figur 5 *Faseovergang mellom gasshydrat og fri gass for metan og propan (etter Yakushev og Collett, 1992)*



Figur 6 *Område for stabilt metan-hydrat i permafrost og offshore (Yakushev og Collett, 1992)*

Oljen dreper fisk i Russland

Russisk oljeutslipp

Stort oljeutslipp i Russland

russisk oljesøl

Lekkasjene i Usinsk truer Barentshavet:

Grenseløst oljesøl

Russerne stiller strengere miljøkrav

270.000 tonn olje lekket ut i russiske elver

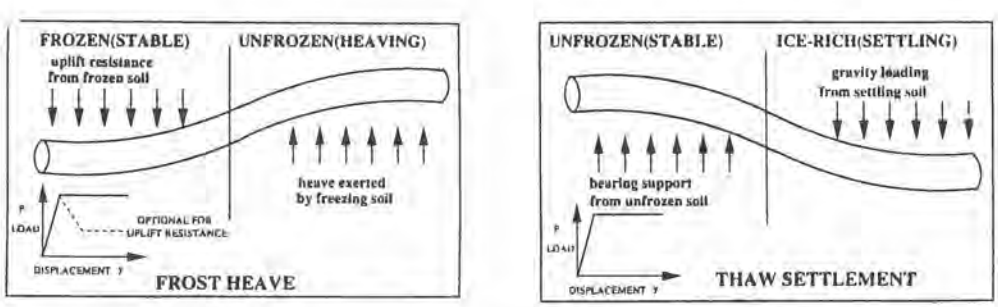
NORD-RUSSLAND

Russerne samler opp oljesølet med spader

Miljø-bombe truer også Norge

Umulig å få bekreftet omfanget av oljesølet

Figur 7 *Overskrifter i norske aviser høsten 1994*



Figur 8 *Rørledninger i diskontinuerlig permafrost kan være utsatt for både telehiv og tine-setninger (fra Nixon, 1994)*

Fjellsprengningsteknikk
Bergmekanikk/Geoteknikk 1996

THEUN-HINBOUN POWER PROJECT, LAOS
Deep Excavation in Colluvium Soil and Karstic Rock

Siv.ing. Bjørn Finborud, Berdal Strømme a.s.

PROJECT BRIEF

Theun-Hinboun is a 210 MW run-of-river hydropower project on the river Nam Theun, one of the largest tributaries to the Mekong River in Laos, Figure 1. Water is carried through a tunnel to another river, the Nam Hinboun, crossing a narrow mountain ridge separating the two valleys. The power station utilises 240 m of head between the two river basins.

The project consists of the following main components:

- *Intake dam in concrete, 25 m high*
- *Headrace tunnel, 5.2 km long*
- *Penstock, partly in rock tunnel, partly as buried steel pipe (total 1 km)*
- *Powerhouse in deep open cut*
- *Tailrace channel, 4 km long*

Employer for the project is Theun-Hinboun Power Company (THPC), a consortium formed by Electricite du Laos (majority shareholder), MDX Thailand, and Nordic Hydropower (a Joint Venture between Statkraft and Vattenfall). THPC have concession from the Lao Government for the construction and 30 years operation. Most of the generated electricity will be exported to Thailand.

Construction is carried out in 6 contracts: two for civil works, hydraulic steelworks, mechanical works, electrical works, and transmission line to Thailand. Construction started in late 1994 and will be completed in early 1998. Total construction costs are about USD 250 million.

Consultant is Norconsult International by Berdal Strømme a.s. The consultant has carried out feasibility studies, design, tendering and presently the detailed design and construction supervision. Main contractor for the first civil contract was Joint Venture Vianini Lavori / Vianini Thai.

1 INTRODUCTION

Time schedule for the implementation of the project was extremely tight. The preparatory civil works were therefore tendered in an early contract while the basic design was still going on. Soil excavation and support works for the powerhouse were included in this contract.

The powerhouse is located below a hillside covered with colluvium soil. Based on early soil investigations it was decided to place the powerhouse exactly at the foot of the slope where most of the structure could be founded directly on rock.

FIGURE 1
LOCATION

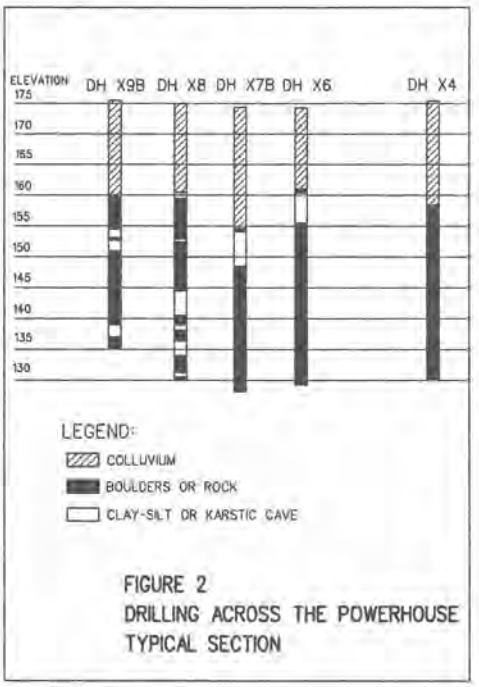


FIGURE 2
DRILLING ACROSS THE POWERHOUSE
TYPICAL SECTION

Natural ground elevation at the foot of the hill is about + 175 m while the main part of the powerhouse excavation is at elevation + 152 m and the deepest part reaches elevation + 146 m. Maximum excavation depth is thus close to 30 m.

2 SOIL AND ROCK CONDITIONS

Early soil investigations were carried out by VIHID, a Vietnamese state company, by refraction seismic survey, percussion drilling in soil and rock, and core drilling in rock. Main constraints during the feasibility and preliminary engineering stages were the remoteness of the area, difficult access on the site which was covered by thick forest, long rainy season when the site was not accessible, and frequent breakdowns of equipment.

A large area was covered initially with scattered investigations and was narrowed down to the most interesting site selected from the initial survey results.

When the powerhouse location had been selected, a Thai company was engaged for undisturbed sampling and triaxial testing to determine the shear strength parameters of the soil.

The soil consists in the upper layer of a sandy silty clay while a more plastic clay is found in the deeper layers. Liquid Limit varies from 30 to 75% and the Plasticity Index from 10 to 45%. The soil appears very stiff when dry and soft when submerged.

Based on a large number of tests which showed a great scatter, the average soil strength parameters were determined at:

Upper 15 m: c' = 5 kN/m2
ø' = 29 °

Below 15 m: c' = 7 kN/m2
ø' = 26 °

In stability calculations for the excavation, the strength parameters were more differentiated with the depth based on the detailed investigation results.

The rock surface was found to be very variable consisting of a karstic limestone. Also the rock conditions at depth is erratic with irregular caves partly open and partly filled with soil. Detailed investigations showed that the rock depth could vary up to 10 m within a few metres distance, and the rock caves are in places up to 20 m deep. Figure 2 shows a typical profile of drillings in soil and rock. Under such conditions, it was not possible to distinguish between boulders and solid rock from the drilling results. Most of the boulders and rock are hard with compressive strength in the range of 50-100 MPa.

Weak zones and caves were found sporadically also in the soil above rock, probably a result from collapses in underlying rock caves.

Groundwater level varies greatly with the season: close to ground surface in the rainy season and at 10-20 m depth at the end of the dry season. In the rainy season, artesic groundwater pressure appeared due to connections to higher terrain through karstic channels in the rock.

3 CONCEPT FOR THE EXCAVATION

It was decided to excavate open with slopes 1:2 down to a "construction platform" at elevation +161-+162 m, in lifts of about 7 m depth each and with a horizontal berm in the slope in-between the lifts, Figure 3 and 4. Safety factor for the slopes in a critical condition with high porewater pressures in the rainy season was calculated at 1.3. Critical sliding surfaces were non circular, almost parallel to the slope surface as exemplified in Figure 4. Deeper open excavation would require excessive unloading into the hillside and was considered to be risky.

From the platform level at +161 m it was necessary to use supported sides of the excavation to the bedrock. Two methods were included in the original tender:

- retaining walls cast in trenches excavated in sections,
- sheetpile walls with drilled anchors to rock.

Detailed rock drillings made after the contractor had mobilised and started the excavation showed that the rock surface was generally deeper and much more irregular than assumed. Furthermore, it was concluded that it would be time consuming and difficult to established drilled anchors due to the extent of caves, and the selected contractor did not have experience in such work.

The most suitable support method below the platform level was therefore found to be a concrete wall cast in situ and it was decided to invite specialist firms to tender for such a wall which would be executed as a nominated subcontract under the contractor already at site.

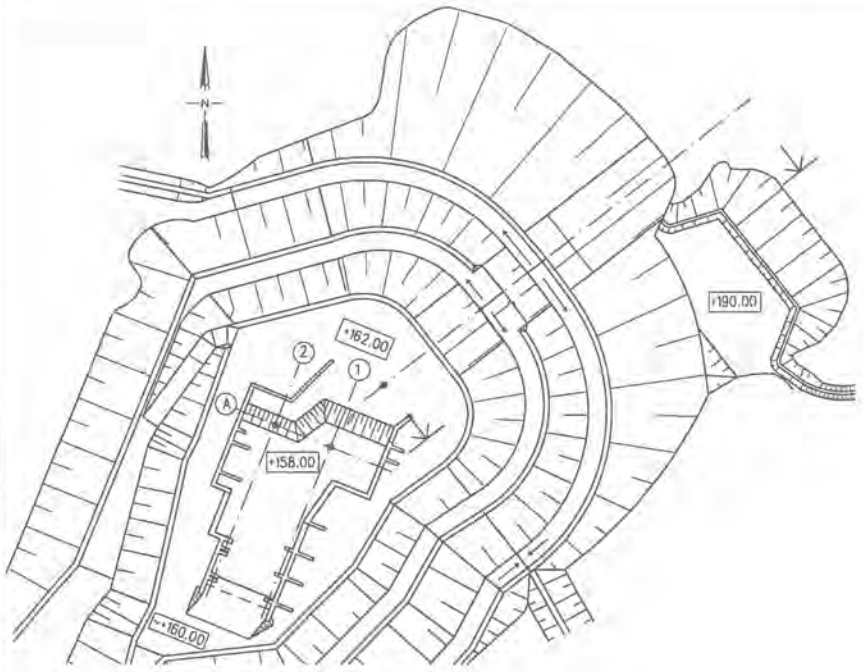


FIGURE 3
POWERHOUSE EXCAVATION

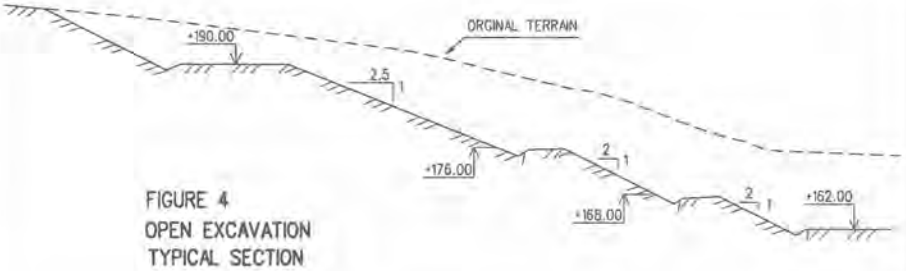


FIGURE 4
OPEN EXCAVATION
TYPICAL SECTION

4 TENDERING

The time schedule was critical because the work had to be done during the dry season in early 1995, with 2-3 months available construction time. Only contractors well established in the region were therefore considered. It was found that four firms established in Bangkok had experience and equipment to carry out such work:

- Thai Bauer
- Soletanche (Thailand)
- Bachy Thai
- ItalThai -Trevi

These firms are all subsidiaries of leading European foundation contractors. The two first firms confirmed their availability for the project while the two latter replied that they would not tender due to other commitments. The tenders were invited in December 1994 and the two tenders received were as follows:

Thai Bauer USD 1.5 million, based on secant pile wall
Soletanche (Thailand)USD 3.5 million, based on diaphragm wall

The choice was therefore simple: Thai Bauer was selected due to their much lower tender price and a shorter construction time than Soletanche. In addition, Thai Bauer had an earlier working relationship with the main contractor: they had recently carried out a secant pile wall for a hydropower plant in Thailand.

5 IMPLEMENTATION

5.1 Design of the Wall

The basic design was done by Norconsult partner Berdal Strømme with assistance from NOTEBY.

The support structure consists of two secant pile walls placed along the long sides of the powerhouse, Figure 5 and 6. Pile diameter is 900 mm with 800 mm distance between centres of neighbouring piles, i.e. an overlap of 100 mm. Every second pile is bored and cast first as unreinforced primary piles, and after minimum 2-3 days the reinforced secondary piles are cast in-between.

The design concrete strength (cylinder strength) used was 15 MPa for primary piles and 24 MPa for secondary piles. The criterion established for pile footing in rock was minimum 0.5 m below lowest rock surface within the pile section for primary and 1.5 m for secondary piles. An additional criterion was that the pile tip elevation should be carried deeper than the rock elevation 2.0 m inside the wall. However, this latter requirement had to be relaxed due to the slow progress of drilling in rock and the overall time restraint.

The tendered solution was to support the walls by drilled anchors. After the wall construction had started, the contractor found , however, that he would not be able to complete the anchors within the contract period. In cooperation with him it was therefore decided to use transverse walls for the support, i.e. basically making the walls self supporting. Additional bracing walls and a solid continuous concrete beam (b x h = 2.0 x 1.5 m with heavy reinforcement) were then required to distribute and carry the horizontal forces.

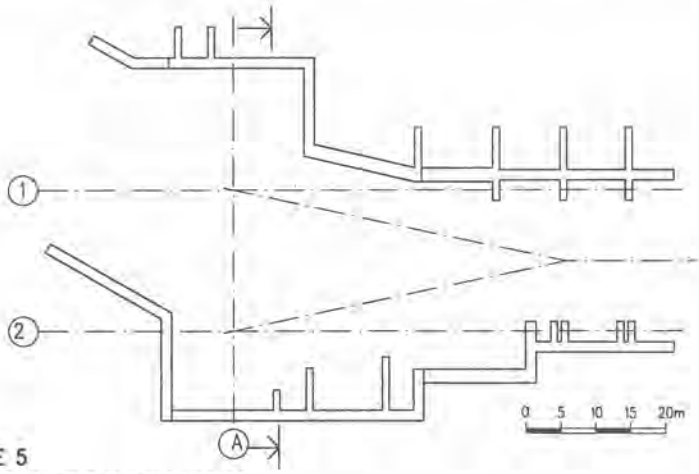


FIGURE 5
LAYOUT OF SECANT PILE WALLS

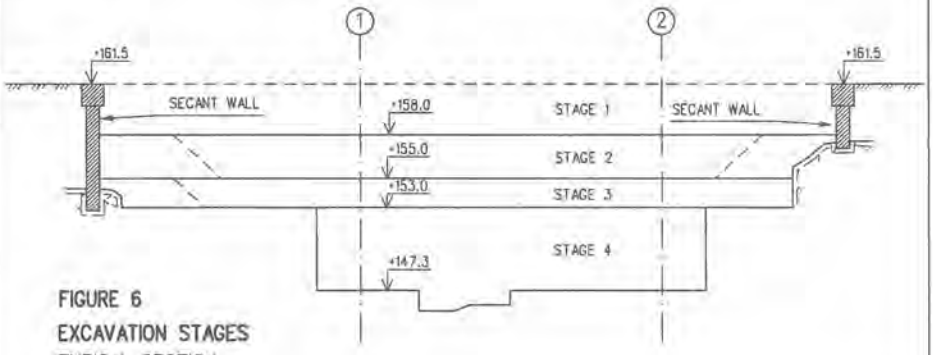


FIGURE 6
EXCAVATION STAGES
TYPICAL SECTION

The design was based on two software programs:
- WALL (NOTEBY) for design of the secant piles as function of depth to bedrock,
- Finite element programme ABACUS for the 3-dimensional interaction between longitudinal pile wall, capping beam and the transverse walls.

Properties of the soil and rock were modelled based on the laboratory test data.
A main problem for the design of the transverse walls was to estimate the vertical shear forces which could be transferred in the joints between the piles. Bauer could not provide any data supported by actual testing records. As the piles are cast in drilling fluid there was a risk that the adhesion between the piles could be low. Based on theoretical and practical judgements the design assumed, however, a considerable adhesion between the piles.

Total area of the secant pile walls as constructed was about 2000 m2. Length of individual piles varied between 3 m and 15 m.

5.2 Major Constraints

In addition to the short time available there were certain constraints to the progress of works:

- Poor access road condition and old Bailey bridges with a limited bearing capacity: some bridges down to 15-20 tons without possibilities for detours. The contractor had to strip down his drilling rigs to small pieces during the transport, to an extent that he had never done before.

- Remoteness of the area and difficult working conditions, which caused certain labour conflicts and also problems with support in cases of breakdown,

- The very variable depth to rock and the extent of caves required detailed knowledge of rock conditions along the wall prior to excavating for the piles. Rock control borings were therefore carried out for every 2 m along the wall alignment.

- Very hard rock which reduced the progress of pile foot construction. A main advantage with the equipment used by Thai Bauer was that the rock footing was performed by use of a roller bit. With ordinary chiselling of the rock a much slower progress would have been achieved.

5.3 Execution of Secant Pile Wall

Work started with one piling rig and a second one was added after short time. One rig performed excavation to rock inside a steel casing, and the other rig made the rock footing by use of the roller bit drill head. The production was less than the contractor had estimated in advance, due to the combination of working conditions and properties of the rock.

In the beginning average one to two piles were constructed per shift. Production increased but never exceeded 4 piles per shift. To compensate for some of the delay, the Contractor increased working hours to two shifts daily.

Also the Employer and Engineer had to compromise to some extent by relaxing on the penetration depth in rock where the rock surface was very steep.

Most of the pile walls had been constructed when the rainy season started, and the contractor continued under more difficult conditions until the entire wall was completed.

5.4 Additional Support Works

In order to check the foot support of the piles extensive rock control drillings were performed inside the cast walls. Certain sections were detected where the support was insufficient or dubious due to steep rock surface falling off from the wall or caves.

To increase the support the following measured were implemented in the next construction contract, prior to or parallel to the excavation inside the walls:

- Steel dowels ø 70 mm placed in drilled holes in centre of secondary piles into rock,

- Five drilled rock anchors in one local critical area where the rock support could be lost during deep blasting for the draft tube outlets in front of the wall. These anchors proved very difficult to establish; drilling rod got stuck in caves, and injection had to be done in many stages with redrilling. After several weeks of work all anchors were, however, successfully test loaded.

During excavation to rock it was found that the rock support in some areas was poor because the pile footing was partly in boulders or cracked surface rock. In these areas concrete foot walls were cast inside and anchored by rock bolts.

Excavation inside the secant pile walls was done in 4 stages (lifts) with checking of the pile footing for each stage, ref. Figure 6. This excavation was performed in the next dry season when groundwater level was low (no water pressure behind the wall), and the entire wall was secured prior to the next rainy season.

6 EXPERIENCE AND ACKNOWLEDGEMENTS

Excavation inside the walls was carried out without any measured deformations or failure. The slope above the platform levels showed some minor slumping and cracking in the rainy season. A temporary slope for the penstock trench just upstream of the powerhouse which was excavated later on with steeper slopes failed by a circular slip surface slide. The assumptions used for the powerhouse excavation are therefore considered to be realistic and the safety factor for the open excavation was rather on the low side.

Secant pile wall was found to be a suitable support structure under the present rock conditions. Sheet pile wall which was considered early on would have been very difficult to establish because conditions were unfavourable both for foot bolts and anchors.

The design, tendering and implementation of the secant pile wall was characterised by close and good cooperation and relationship of trust between Employer, Engineer, main contractor and subcontractor, which contributed largely to the favourable result.

The subcontractor proved to be capable and carried out the work within his tender pricing without presenting any substantial claims for additional costs.