2002

FJELLSPRENGNINGSDAGEN

Oslo, 21 november 2002

BERGMEKANIKKDAGEN

Oslo, 22 november 2002

GEOTEKNIKKDAGEN

Oslo, 22 november 2002

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 21 november 2002

BERGMEKANIKK

Oslo, 22 november 2002

GEOTEKNIKK

Oslo, 22 november 2002

Hovedarrangør:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:
Bjørn Nilsen, Signe Kirkebø, Leif-Rune Gausereide, Knut R. Berg

C Forfatterne, 2002

ISBN: 82-91341-60-5

Fjellsprengningsdagen
21 november 2002
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
22 november 2002
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
22 november 2002
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 21 – 22 november 2002.

Årets arrangement er det 40. i rekken og emnene er i likhet med tidligere års valg, hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Programmet for årets arrangement er fastlagt og godkjent av foreningens styrer.

Hovedarrangøren, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, vil takke alle medvirkende forfattere for den innsatsen som er nedlagt i utarbeidelsen av forelesningene og referater. Den enkelte forfatter er ansvarlig for foredragets innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2002

Torsdag 21 november

Møteleder:		Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
0900	(1)	**Åpning - Utdeling av årets gullfeisel** Produksjonsdirektør Bjørn Selnes, Statens vegvesen, Vegdirektoratet Formann i Norsk Forening for Fjellspreningsteknikk
0920	(2)	**Norsk tunnelteknologi sett fra utlandet – vi er vel fremdeles verdensmestere ?** Director Tom Melbye, MBT International Underground Construction Group, Sveits
0950	(3)	**Soft Rock Tunnelling – Erfaringer fra verdens største BOT–kontrakt, The Taiwan Highspeed Rail Project** Sivilingeniør Jan K. G. Rohde, Statkraft Grøner AS
1010		**Pause**
1030	(4)	**Naturlige gasser i fjellanlegg - forekomst og tiltak** Dr. ing Olav Torgeir Blindheim, Dr. O.T. Blindheim Ltd, Cyprus
1050	(5)	**Renskespettet på museum ?** Sivilingeniør Per Bollingmo, Noteby AS
1110	(6)	**Svea Nord** Sivilingeniør Per Ole Morken, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS
1130	(7)	**Ofotbanen 100 år** Sivilingeniør Brede Nermoen, Jernbaneverket Region Nord
1200		**Lunsj**
Møteleder:		Sivilingeniør Per Bollingmo, NOTEBY AS
1300	(8)	**Nytt fra NFFs Utviklingskomite - Bashåndboken** Sivilingeniør Reidar Kr. Bjerkan, eget foretak
1315	(9)	**Revisjon av Del G i NS 3420** Ingeniørgeolog Morten Lund , Norconsult AS / Norges Byggstandardiseringsråd
1330	(10)	**Nye eksplosivlover** Fagansvarlig eksplosiver Hans Jørgen Eriksen, Direktoratet for brann - og elsikkerhet (DEB)
1345	(11)	**Norsk Tunnelteknologi på internett** Professor, dr.ing. Amund Bruland, Inst. for bygg, anlegg og transport, NTNU
1400		**Pause**
1425	(12)	**"Miljø- og samfunnstjenelige tunneler"** Sjefingeniør Alf Kveen, Vegdirektoratet vegteknisk avdeling
1445	(13)	**Erfaringer med berginjeksjon Hagantunnelen Rv4** Sivilingeniør Bjørn Helge Klüver, Vegdirektoratet vegteknisk avdeling
1505	(14)	**Multigrout – et sementbasert injeksjonssystem** Prosjektleder Tarald Nomeland, Elkem ASA Materials
1525		**Pause**

1545 (15) **Snøhvitutbyggingen – Utfordringer på Melkøya**
Prosjektleder Jan Skevik, AFS-Phil Group ANS

1605 (16) **Dobbelsporet Skøyen-Asker, prosjektbeskrivelse og kontraktstrategi**
Utbyggingsdirektør Magne Paulsen, Jernbaneverket Utbygging

1625 (17) **Tyin, prosjektbeskrivelse og anleggstekniske utfordringer**
Sivilingeniør Kai M. Høyem, Selmer Skanska AS

1645 **Slutt**

1945 **Middag**

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK

Fredag 22 november

Møteleder: Dr. ing. Signe Kirkebø, Vegdirektoratet, vegteknisk avdeking, Leder av NGF

Tema: Bygging i urbane strøk – konsekvenser for omgivelsene

0900 (18) **Singapore, Tunnelbaneprosjekt i løsmasser, stasjoner og TBM tunneler**
Teknologie Doktor Lars-Olof Dahlström, NCC Engineering

0920 (19) **Hydrogeologisk overvåkning i Romeriksporten og dets nærmiljø**
Hydrogeolog Steinar Myrabø, Jernbaneverket Region Øst

0940 (20) **Skråningsstabilitet - Anvendelse av empirisk beregningsmodell i svake sedimentære bergarter. Eksempel fra et vegprosjekt i Hellas**
Sivilingeniør Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS

1000 **Pause**

1030 (21) **Dyputgravinger, hvor godt kan vi forutsi effekter på omliggende miljø.**
Sivilingeniør Leif Olav Bogen, NOTEBY AS

1050 (22) **Soft Rock Tunnelling. Fra modellering til bygging av løsmassetunneler ved The Taiwan Highspeed Rail Project**
Sivilingeniør Morten Christiansen, Statkraft Grøner AS

1110 (23) **Soilwatch® - et system for miljøovervåkning av grunn- og grunnvann**
Cand. real Tor Løken, NGI

1130 (24) **Verdiskapning av forskningsinnsats**
Sivilingeniør Jan Moksnes, Jan Moksnes Consulting

12.00 **Lunsj**

SESJON GEOTEKNIKK

Møteleder: Dr. ing. Signe Kirkebø, Vegdirektoratet, vegtekn. avdeling, leder av NGF

1300 (25) **Lederens 10 minutter**
Dr.ing. Signe Kirkebø, Vegdirektoratet vegteknisk avdeling

1310 (26) **Gøtatunnelen, slissevegger. Omtale av forskjellige aspekter, løsningsvalg**
Sivilingeniør Øyvind Engelstad, Norconsult AS

1330 (27) **Boring av stag og stålkjernepeler i tettbygd strøk – erfaringer fra nytt dobbeltspor Sandvika - Asker**
Sivilingeniør Gunvor Baardvik, Jernbaneverket Utbygging

1350 (28) **Stabilisering av grunn ved forbelastning og vertikaldren i Nedeneskrysset**
Sivilingeniør Sigurd Langerød, Statens vegvesen Aust-Agder

1410 **Pause**

1440 (29) **Oppgradering av Søndre Akershuskai**
Sivilingeniør Jan Slungaard, Statkraft Grøner AS

1500 (30) **Grunnforsterkning med kalksementpeler. Erfaring fra de siste 10 år**
Sivilingeniør Astri Eggen, NGI

1520 (31) **CFA peler brukt som støttemur – prosjekteksempel fra Alnafossen kontorpark, Brynseng**
Sivilingeniør Arne Schram Simonsen, NOTEBY AS

1540 (32) **Dyp utgraving ved bruk av redusert sikkerhetsfaktor og økt kontroll av arbeidene**
Sivilingeniør Guro Brendbekken, JBV/Optimal Geoteknikk AS

1600 **Slutt**

SESJON BERGMEKANIKK

1300 (33) **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Leif-Rune Gausereide, Norconsult AS

1310 (34) **Avfallsdeponering i fjellhaller, Outokumpu, Norzink**
Sivilingeniør Frode Arnesen, NOTEBY AS

1325 (35) **Undersøkelser for Hidra-forbindelsen - Kjerneboring og tomografi**
Dr. ing. Mona Lindstrøm, Vegdirektoratet vegteknisk avdeling

1340 (36) **Borede overføringstunneler 5-600 meter med små tverrsnitt**
Overingeniør Trond Øiset, Entreprenørservice AS

1355 (37) **Reservoarmekanikk - partikkel for partikkel**
Professor, dr. ing Rune Holt, Institutt for petroleumsteknologi NTNU

1415 **Pause**

1440 (38) **Hvordan står det til med bergspenningene i Norge ?**
Professor, dr. ing Arne Myrvang, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

1500 (39) **Bergmassekvalitet Q brukt for dimensjonering av armerte sprøytede buer og energiabsorpsjon**
Cand. real. Eystein Grimstad, NGI

1515 (40) **Nye anvendelser av Q og Q-parametrene i ingeniørgeologi og bergmekanikk**
Sivilingeniør Nick Barton, Nick Barton & Associates

1530 (41) **Q-systemet – muligheter og begrensninger**
Dr. scient Arild Palmstrøm, Norconsult AS
Dr. ing. Olav Torgeir Blindheim, Dr. O.T. Blindheim Ltd
Professor, dr.ing. Einar Broch, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

1600 **Slutt**

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2002

1. **Åpning - Utdeling av årets gullfeisel**
   Produksjonsdirektør Bjørn Selnes, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
   Formann i Norsk Forening for Fjellspreningsteknikk

2. **Norsk tunnelteknologi sett fra utlandet – vi er vel fremdeles verdensmestere ?**
   Director Tom Melbye, MBT International Undergr. Construction Group, Sveits
   Technical Manager Underground Construction Karl Gunnar Holter, MBT (Sveits) Ltd
   Regional Director Ola Woldmo, MBT Undergr. Construction Group, Asia-Pacific

3. **Soft Rock Tunnelling – Erfaringer fra verdens største BOT–kontrakt, The Taiwan Highspeed Rail Project**
   Sivilingeniør Jan K. G. Rohde, Statkraft Grøner AS

4. **Naturlige gasser i fjellanlegg - forekomst og tiltak**
   Dr. ing Olav Torgeir Blindheim, Dr. O.T. Blindheim Ltd, Cyprus
   Professor, dr.ing Tom Myran, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

5. **Renskespettet på museum ?**
   Bergingeniør Per Bollingmo, NOTEBY AS

6. **Svea Nord**
   Sivilingeniør Per Ole Morken, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

7. **Ofotbanen 100 år**
   Sivilingeniør Brede Nermoen, Jernbaneverket Region Nord

8. **Nytt fra NFFs Utviklingskomite - Bashåndboken**
   Sivilingeniør Reidar Kr. Bjerkan, eget foretak

9. **Revisjon av Del G i NS 3420**
   Ingeniørgeolog Morten Lund, Norconsult AS / Norges Byggstandardiseringsråd

10. **Nye eksplosivlover**
    Fagansvarlig eksplosiver Hans Jørgen Eriksen, Direktoratet for brann- og elsikkerhet (DEB)

11. **Norsk Tunnelteknologi på internett**
    Professor, dr.ing. Amund Bruland, Inst. for bygg, anlegg og transport, NTNU

12. **"Miljø- og samfunnstjenelige tunneler"**
    Sjefingeniør Alf Kveen, Vegdirektoratet vegteknisk avdeling
    Dr.ing. Mona Lindstrøm, Vegdirektoratet vegteknisk avdeling

13. **Erfaringer med berginjeksjon, Hagantunnelen Rv4**
    Sivilingeniør Bjørn Helge Klüver, Vegdirektoratet vegteknisk avdeling
    Cand.real Edvard Iversen, Vegdirektoratet vegteknisk avdeling

14. **Multigrout – et sementbasert injeksjonssystem**
    Professor Steinar Roald, Inst. for bygg- og anleggsteknikk, NTNU
    Ingeniør Tarald Nomeland, Elkem Materials
    Dr-ing. Tor Søyland Hansen, Elkem Materials

15. **Snøhvitutbyggingen – Utfordringer på Melkøya**
    Prosjektleder Jan Skevik, AFS-Phil Group ANS

16. **Dobbelsporet Skøyen-Asker, prosjektbeskrivelse og kontraktstrategi**
    Utbyggingsdirektør Magne Paulsen, Jernbaneverket Utbygging

17. **Tyin, prosjektbeskrivelse og anleggstekniske utfordringer**
Sivilingeniør Kai M. Høyem, Selmer Skanska AS

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK

Tema: Bygging i urbane strøk – konsekvenser for omgivelsene

18. **Singapore, Tunnelbaneprosjekt i løsmasser, stasjoner og TBM tunneler**
Teknologie Doktor Lars-Olof Dahlström, NCC Engineering

19. **Hydrogeologisk overvåkning i Romeriksporten og dets nærmiljø.**
Hydrogeolog Steinar Myrabø, Jernbaneverket Region Øst

20. **Skråningsstabilitet - Anvendelse av empirisk beregningsmodell i svake sedimentære bergarter. Eksempel fra et vegprosjekt i Hellas**
Sivilingeniør Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS

21. **Dyputgravinger, hvor godt kan vi forutsi effekter på omliggende miljø.**
Sivilingeniør Leif Olav Bogen, NOTEBY AS
Sivilingeniør Leif Finstad, NOTEBY AS
Sivilingeniør Arne Schram Simonsen, NOTEBY AS

22. **Soft Rock Tunnelling. Fra modellering til bygging av løsmassetunneler ved The Taiwan Highspeed Rail Project**
Sivilingeniør Morten Christiansen, Statkraft Grøner AS
Sivilingeniør Jan K.G. Rohde, Statkraft Grøner AS
Sivilingeniør Thomas Schönborn, Statkraft Grøner AS

23. **Soilwatch® - et system for miljøovervåkning av grunn- og grunnvann**
Cand. real Tor Løken, NGI
Sivilingeniør Olaf Sveggen, OCEANOR
Civ.ing. Preben Jørgensen, PRENART EQUIPMENT (Danmark)
Sivilingeniør Stig Moen, Oslo Lufthavn AS

24. **Verdiskapning av forskningsinnsats**
Sivilingeniør Jan Moksnes, Jan Moksnes Consulting

GEOTEKNIKKDAGEN

25. **Lederens 10 minutter**
Dr.ing. Signe Kirkebø, Vegdirektoratet, Leder av Norsk Geoteknisk Forening

26. **Gøtatunnelen, slissevegger. Omtale av forskjellige aspekter, løsningsvalg**
Sivilingeniør Øyvind Engelstad, Norconsult AS

27. **Boring av stag og stålkjernepeler i tettbygd strøk – erfaringer fra nytt dobbeltspor Sandvika - Asker**
Sivilingeniør Gunvor Baardvik, Jernbaneverket Utbygging
Cand.scient. Anne Braaten, Jernbaneverket Utbygging

28. **Stabilisering av grunn ved forbelastning og vertikaldren i Nedeneskrysset**
Senioringeniør Sigurd Langerød, Statens vegvesen Aust-Agder

29. **Oppgradering av Søndre Akershuskai, Oslo**
Sivilingeniør Jan Slungaard, Statkraft Grøner AS

30. **Grunnforsterkning med kalksementpeler. Erfaring fra de siste 10 år**
Sivilingeniør Astri Eggen, NGI

31. **CFA peler brukt som støttemur – prosjekteksempel fra Alnafossen kontorpark, Brynseng**
Sivilingeniør Andreas Berger, NOTEBY AS
Sivilingeniør Arne Schram Simonsen, NOTEBY AS

32. **Dyp utgraving ved bruk av redusert sikkerhetsfaktor og økt kontroll av arbeidene**
Sivilingeniør Arne Vik, Jernbaneverket Banepartner
Sivilingeniør Frank Fredriksen, Geovita AS
Sivilingeniør Guro Brendbekken, JBV/Optimal Geoteknikk AS

BERGMEKANIKKDAGEN

33. **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Leif-Rune Gausereide, Norconsult AS, leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

34. **Avfallsdeponering i fjellhaller, Outokumpu Norzink AS**
Sivilingeniør Frode Arnesen, NOTEBY AS

35. **Undersøkelser for Hidra-forbindelsen - Kjerneboring og tomografi**
Dr. ing. Mona Lindstrøm, Vegdirektoratet Vegteknisk avdeling

36. **Borede overføringstunneler og sjakter, 5-600 meter, med små tverrsnitt**
Overingeniør Trond Øiset, Entreprenørservice AS

37. **Reservoarmekanikk - partikkel for partikkel**
Professor, dr. ing Rune Holt, Institutt for petroleumsteknologi NTNU
Dr.ing. Liming Li, Stipendiat NTNU & forsker SINTEF Petroleumsforskning

38. **Hvordan står det til med bergspenningene i Norge ?**
Professor, dr. ing Arne Myrvang, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

39. **Bergmassekvalitet Q brukt for dimensjonering av armerte sprøytede buer og energiabsorpsjon**
Cand. real. Eystein Grimstad, NGI
Stud.techn. Kalpana Kankes, NGI
Dr.scient. Rajinder Bhasin, NGI
Sivilingeniør Anette Wold Magnussen, NGI
Dr.ing. Amir Kaynia, NGI

40. **Nye anvendelser av Q og Q-parametrene i ingeniørgeologi og bergmekanikk**
Dr. Nick Barton, Nick Barton & Associates

41. **Q-systemet – muligheter og begrensninger**
Dr. scient Arild Palmstrøm, Norconsult AS
Dr. ing. Olav Torgeir Blindheim, Dr. O.T. Blindheim Ltd
Professor, dr.ing. Einar Broch, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

Produksjonsdirektør Bjørn Selnes, Vegdirektoratet
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

NORSK TUNNELTEKNOLOGI SETT FRA UTLANDET - VI ER VEL FREMDELES VERDENSMESTERE ?

Norwegian underground construction technology abroad - We are still world champions, aren't we ?

Tom Melbye, Director, MBT International Underground Construction Group
Karl Gunnar Holter, Technical Manager Underground Construction, MBT (Switzerland) Ltd
Ola Woldmo, Regional Director, MBT Underground Construction Group, Asia-Pacific

INNLEDNING

Tittelen på dette innlegget kan kanskje virke noe provoserende, men den er naturligvis ikke tatt rett ut av luften. En annen tittel kunne kanskje ha vært: „Hvorfor er ikke norske entreprenører mer aktive i utlandet ?"

I tittelen ligger det en noe nølende forventning om at vi fremdeles har noe å bidra med i toppklasse i verdenssammenheng innenfor underjords anleggsteknologi. Har vi det ? Hva er det egentlig vi har å bidra med ? Under hvilke forutsetninger er dette salgbart ? Hvorfor er vi ikke bedre til å markedsføre dette ?

Vi har tradisjon for å bygge undersjordsanlegg raskt og kostnadseffektivt i Norge. Dette har vært ett fortrinn som man har forsøkt å markedsføre internasjonalt. På enkelte områder har norsk underjordsteknologi klare fortrinn, på andre områder vesentlige begrensninger.

Jeg har en følelse av at vi alle drømmer om utenlandssatsing og utenlandsaktivitet. Innen vår bransje synes dette dessverre å være dagdrømmer som foregår utenfor styrerommene, i lunchpausene og på sene kvelder sammen med gode kolleger.

Jeg har de siste 12 årene hatt anledning til å følge utviklingen fra utlandet. Firmaet som jeg representerer, MBT UGC International har de siste 12 årene bygd seg opp til å bli den desidert ledende leverandør av fjellsikringsteknologi og –produkter i verden. Kompetansen og filosofien er bygd opp rundt norske ingeniører og fagfolk, samt erfaringene man hadde fra norsk entreprenørdrift. Vi har idag nordmenn plassert i 5 verdensdeler.

Betraktningene i dette innlegget er derfor basert på nordmenn som kjenner norske entreprenører i Norge og har sett hvordan norske entreprenører arbeider i utlandet, samt hvordan utenlandske entreprenører fungerer under sammenlignbare forhold.

SAMMENDRAG

Norsk underjords anleggsteknologi har utvilsomt sider som på enkelte områder gjør den til en teknologi i toppklasse i verdenssammenheng. Dette gjelder spesielt design- og kontraktsfilosofi, samt beslutningsstyrken og kompetansen til tunnelmannskapenene. Norsk design- og kontraktsfilosofi muliggjør en meget pragmatisk og løsningsorientert fremgangsmåte, både under vanlige og forutsigbare forhold, samt under ekstraordinære forhold med spesielle vanskeligheter.

Beslutningsstyrken og fagkompetansen til tunnelmannskapene, samt aksepten for å tillegge tunnelmannskapene en vesentlig beslutningsmyndighet utgjør kjernen i norske tunnelentreprenørers

konkurransefortrinn. Dette muliggjør kapasitetsutnyttelser på utstyr og fremdrifter som er tildels meget bedre enn det som er vanlig utenfor Norge.

I Norge har denne teknologien vært utviklet i hovedsak under hard-rock forhold, men tallrike eksempler viser at teknologien og driftsfilosofien også fungerer meget bra og kostnadseffektivt under ekstraordinære forhold.

En satsning på eksport av denne teknologien til utlandet har vært et mål i flere år. Man har ikke lykkes i den grad vi kunne ønske oss. En eksport av norsk underjordsteknologi må i betydelig grad omfatte salg av entreprenørtjenester i utlandet for at teknologien skal kunne realiseres i et fornuftig omfang.

Norske entreprenører i utlandet har erfart at det er viktig at forutsetningene må legges til rette for at våre konkurransefortrinn skal kunne realiseres. Det har sviktet med denne tilretteleggingen dels fordi man ikke har innsett viktigheten av å påta seg nok ansvar slik at man får den nødvendige styringsretten og dels fordi de lokale forholdene har vært veldig forskjellig enn det man forventet.

Å satse på å selge entreprenørtjenester i utlandet er en krevende prosess som krever våre mest erfarne folk som i tillegg har de riktige menneskelige egenskaper for å kunne fungere i utlandet. Man må arbeide med langsiktige og realistiske strategier og foreta nøye analyser og bearbeiding av markedene hvor man ønsker å etablere seg.

Et samarbeid i den norske bransjen bør gjenopptas for å styrke denne satsningsprosessen. Det er ikke for sent, men man må ha tålmodighet, langsiktighet og være i stand til å se entreprenørens rolle i et noe annet lys enn det man er vant til fra enhetspriskontrakter i Norge.

SUMMARY

Norwegian underground construction technology belongs in certain aspects to the most modern and cost-effective technology of its kind worldwide. This is particularly the case within design- and contracting philosophy, as well as the technical skills and decision capability of the tunneling crews of the contractors.

The Norwegian design- and contracting philosophy allows solution-oriented and practical procedures under normal and predictable situations, as well as under difficult and extraordinary circumstances.

The decision capability and technical skills of the tunneling crews and the acceptance of a considerable decision authority on the hands of the crew constitute the core of the lead position of the Norwegian tunneling contractors regarding overall cost-effectiveness.

This technology has basically been developed in Norway under hard-rock conditions. Nevertheless, numerous examples show that this technology is highly cost-effective under difficult and extraordinary circumstances as well.

The export of this technology abroad has been a goal for several years. However, we haven't succeeded as we might would have expected. A complete attempt to export the Norwegian underground construction technology has to comprise the actual construction in addition to the engineering and the design. The extent of Norwegian tunneling contractors working abroad has nevertheless been small.

Norwegian contractors which have worked on foreign projects have experienced that the circumstances have to be carefully arranged in order to provide a proper basis for the realizing of the advantages. There hasn't been sufficient focus on this. In particular one needs to take on the required responsibility in order to obtain the necessary authority to implement the proper operative procedures and solutions. In addition the local conditions often have been completely different from the expected.

Introducing the Norwegian tunneling contractors successfully on the international market is indeed to be considered a demanding and extensive process. This process requires the most experienced people which also need to have the proper human skills in order to function well under different conditions abroad. Realistic and long-term strategies are essential, as well as careful analyses and working of the markets which have been selected.

A broad cooperation in the Norwegian tunneling industry should be re-established in order to support this process. It is by no means too late. Patience, long-term horizons and the ability to view the tunneling contractor's position differently from the traditional Norwegian unit price situation is essential.

BAKGRUNN

Hvor er det blitt av den norske entreprenørstanden ? Den glimrer med sitt fravær på den internasjonale arena. Riktignok finnes det et par unntak som f.eks. Selmers aktivitet i Singapore, Statkraft i Nepal/India, NOCONs aktivitet i Italia og SRG på Gran Canaria, samt enkelte fremstøt i våre naboland som Sverige, Færøyene og Island. Men disse er dessverre bare sporadiske enkeltprosjekter som blir for unntak å regne.

Dyno har satt Norge som nr 1 på verdenskartet i sprengningsteknikk og etter vår mening gjort sin utenlandssatsing riktig. De har den rette balansen mellom riktig marked, support, relasjonsbygging og en blanding av lokale og norske medarbeidere i organisasjonen.

En skulle tro at også norske entreprenører hadde en stor interesse for å gå sterkt ut i utlandet i selektive markeder som er egnet for norsk teknologi og driftsmetoder.

Vi vet at det norske anleggsmarkedet svinger og at det er vanskelig å ha en jevn sysselsetting og utnyttelse av organisasjonen og maskinparken. Med de store svingningene vi har sett de siste årene i norsk anleggsbransje, er det også vanskelig å beholde gode folk og know-how. Anleggsbransjen sliter også med a få rekruttert dyktige unge medarbeidere. Svært få unge er idag interessert i å velge et yrke hvis det er stor usikkerhet med hensyn til fremtidig sysselsetting og karrieremuligheter.

Vil ikke nettopp en styrt utenlandssatsing være ett av tiltakene for å bøte på de ovenfornevnte vanskelighetene og i tillegg gjøre bransjen mer attraktiv. Eller kan vi tolke utviklingen dithen at norske entreprenører i motsetning til andre land (Sverige, Tyskland, England, Frankrike, Finland, Italia, Østerrike) har et så godt hjemmemarked at de ikke trenger å gå ut ? Skal man tolke situasjonen slik at eierne av norske entreprenørselskaper er fornøyd med dagens inntjening og utvikling ?

Tilbake til tittelen „Vi er vel fortsatt verdensmestere ?". Et åpenbart svar er „Ja, men bare i Norge".

Norske ingeniører er i utlandet vel ansett som praktisk dyktige, løsningsorienterte, hardt arbeidende, men litt naive og godtroende.

Gro Harlem Brundtland sa en gang „Det er typisk norsk å være god". Hvorfor lever vi ikke opp til dette ordtaket og utnytter det i vår utlandssatsing. Vi har mye å lære fra vært naboland Sverige hvordan man skal gjøre utlandssatsing og lage en suksess ut av det. Hvorfor lykkes svenskene ? Har de bedre forutsetninger ? Neppe. De har imidlertid hatt ledere med visjoner og langsiktige strategier og mål.

Jeg vil videre forsøke å belyse hvilke muligheter, type prosjekter, byggherrer og kontraktuelle situasjoner som kan være aktuelle for norske entreprenører i utlandet, samt en norsk tunnelentreprenørs sterke og svake sider, samt hvilken kompetanse og strategi man må ha for å lykkes.

HVOR BLE DET AV NORSK SPRØYTEBETONG- , FORINJEKSJONS- OG HARD-ROCK TEKNOLOGI ?

Som i en eventyrsaga – „vi var engang pionér og nr 1 i våtsprøyting". Norge og norske entreprenører var pådrivere for våtsprøyteteknologi. Vi var banebrytende og en hel verden kan idag nyte godt av det pionérarbeidet som ble gjennomført på midten av 70-tallet i Norge. Da hadde vi en rivende utvikling. Våtsprøytemetoden ble benyttet med store tidsbesparelser og økonomisk gevinst. Allerede i 1978 hadde vi innført bruk av mikrosilika og stålfiber i sprøytebetong. Det ble satset på utvikling og rekruttering i de store entreprenørselskapene. Vi var på 80-tallet langt foran våre utenlandske konkurrenter. Vi hadde en unik mulighet som ikke ble utnyttet.

I dag, 25 år senere, må vi dessverre innse at vi ikke lenger er nr 1 innen sprøytebetongteknologi, men langt bak i køen. Hvorfor ? Ingen satsing som gir utvikling. Vi har mistet de dyktige folkene.

I dag har våre konkurrenter til fulle utnyttet det vi startet opp. Hvor var norsk entreprenørstand ? Noen må ha sovet i timen eller i styrerommet.

Forinjeksjon er et annet godt eksempel på en type problemløsning innen tunneldriving som er utviklet i Norge. Ingen kan dette bedre enn oss. Norskutviklet forinjeksjonsteknologi var en forutsetning for byggingen av alle våre undersjøiske tunneler og ilandføringsanlegg for olje og gass. Norske entreprenører og leverandører har utviklet metoder, materialer og ekspertise. Det er også verdt å merke seg at forinjeksjon blir mer og mer viktig pga. økt bruk av sprøytebetong som permanent sikring. Forutsetningen for dette er at man har kontroll med vannet som lekker inn i tunnelen. Hvorfor har ikke norske entreprenører utnyttet dette konkurransefortrinnet utenfor Norden ?

Det er et paradoks at svenskene har tatt oss på senga. I Hong Kong på de store avløpstunnelene brukte Skanska engelskmenn og italienere under utførelse av forinjeksjon med mikrosementer, sågar under TBM-drift med stor suksess. Teknologien og metodene som ble brukt er fra Norge fra 70-årene, bl.a. fra drivingen av avløpstunnelene for VEAS.

Hvor var norske entreprenører ? Vi nøyde oss med å leie ut et par TBMer og unnlot å selge vår know-how.

Figur 1. Norsk injeksjonsteknologi ved TBM-drift og utleie av norsk TBM i Hong Kong. Det var imidlertid Skanska som gjorde jobben.

Jeg roper et varsku til norske entreprenører : Gjør noe med injeksjonsteknologien før det er for sent og utlendingene også her vil ta i fra oss vårt kompetanseforsprang. La ikke det samme skje med forinjeksjon som med våtsprøytebetongteknologien.

Hvor er norsk hard-rock teknologi med erfaring fra flere hundre km sprengt og TBM-drevet tunnel ? Jeg er sikker på at ingen er bedre enn norske tunnelentreprenører til å drive tunneler i hard rock med hensyn til total kostnadseffektivitet. Hvorfor er vi ikke villig til å gå ut med dette ?

Hvorfor er ikke norske entreprenører involvert i verdens største hard-rock tunnelprosjekt Gotthard 2 X 57 km og Lötschberg 2 X 37 km i Sveits ? Her benyttes både TBM, sprengning, sprøytebetong og forinjeksjon, med andre ord drive- og sikringsforhold som vi er svært godt kjent med fra Norge.

Figur 2 . Eksempler fra AlpTransit-prosjektene Lötschberg og Gotthard i Sveits. Fjellforholdene det drives i er man godt kjent med fra Norge.

På disse prosjektene finnes det ingen norske aktører fra entreprenørsiden. Det eneste gledelige lyspunktet er Dyno med leveranse av sprengstoff og moderne sprengstoffteknologi. De har vist at det går an å satse sterkt i utlandet hvis en bare gjør det riktig. Man må også til Dyno's fortjeneste nevne at de utkonkurrerte sterke lokale aktører med produksjonsanlegg som lå svært nær de store tunnelanleggene. Man kan derfor ikke hevde at Dyno kom lett til suksessen. Det ble gjort et grundig forarbeid, utarbeidelse av et konkurransedyktig konsept med svært god teknisk support, samt at man kjørte en balanse mellom norsk og lokal ledelse og arbeidskraft. Norske entreprenører har mye å lære av Dyno her. Dyno kan sin utenlands ABC.

Figur 3. Dyno Nobel har vist at norsk sprengstoffteknologi er meget konkurransedyktig på store utenlandsprosjekter. Eksemplene på bildene ovenfor er fra Lötschbergtunnelen i Sveits. *Foto : Dyno Nobel*

På de nevnte prosjektene kan man ikke unnskylde seg med at det er langt hjem til Norge. Eksempelvis er det fra Sveits kortere reisetid til Oslo enn fra de fleste prosjekter i Nord-Norge. Kulturen og

mentaliteten er i dette tilfellet også ganske lik. Alpetunnelene i Sveits skulle med andre ord ha vært et ypperlig utgangspunkt for norsk satsning. Hva holdt dere tilbake ? Risiko ? Lobbying ?

NORSK BYGGE- OG KONTRAKTSFILOSOFI; BERGGRUNNEN SOM BYGGEMATERIALE

Best mulig utnyttelse av berggrunnen som byggemateriale er den grunnleggende filosofien ved prosjektering av fjellanlegg i Norge. Berget er den viktigste delen av konstruksjonen.

Ved prosjekteringen søker man derfor etter gunstige grunnforhold for å muliggjøre kostnadseffektive drive- og sikringsmetoder. Detaljbeslutninger om fjellsikring baseres på observasjoner og ingeniørmessige vurderinger under byggingen kan i stor grad baseres på erfaringer. Detaljene i sikringen besluttes av entreprenør og byggherre i fellesskap. Beslutningene treffes ofte like i forkant av utførelsen. Dette muliggjør et teknisk og økonomisk optimalt omfang av fjellsikring.

Et vesentlig punkt er at man planlegger et underjordsanlegg som en drenert konstruksjon. Dvs. man tillater en viss mengde vann å slippe inn i tunnelen. Det innlekkende vannet fanges opp av drenasjehvelv og ledes eller pumpes ut i dagen. Dersom grunnvannstanden må opprettholdes, er tetting av berggrunnen ved forinjeksjon en del av byggemetoden.

Kontraktsformene som tradisjonelt har vært benyttet i Norge tillater en tett kommunikasjon mellom byggherre og entreprenør. Oppgjør har vært basert på enhetspriser og ekvivalenttider. Byggherrene har gjerne i betydelig grad tatt del i detaljbeslutningene. Beslutningstilgjengeligheten fra byggherre/rådgiver har derfor som oftest vært svært god. Dette har, spesielt innenfor fjellsiking, tillatt meget praktisk orienterte beslutninger basert på observasjoner meget kort tid før selve utførelsen slik at detaljene i størst mulig grad kan tilpasses de virkelige forholdene („observational method").

Drivemessige forhold

Enkelte forhold i selve driftsopplegget ved tunneldriving i Norge har vesentlige fordeler.

Utnyttelse av lange salver ved sprengning og optimalisert bruk av sprengstoff er et poeng som man har vært raske til å ta i bruk. Det siste innen boreteknologi og sprengstoffteknologi er nærmest standard for norske entreprenører. SRG utnyttet bruk av lange salver ved utførelsen av vegtunneler på Gran Canaria. Dette utgjorde et teknisk fortrinn i forhold til konkurrentene.

Tetting av berggrunnen ved forinjeksjon er et annet tema der man søker etter og tar i bruk nye og tilpassede metoder, utstyr og materialer.

Figur 4. Norske tunnelarbeidere i aksjon under driving av veituneller paa Gran Canaria. *(Foto: SRG)*

TUNNELMANNSKAPENES KOMPETANSE; „DEN NORSKE TUNNELARBEIDER"

Den norske byggefilosofien muliggjør og forutsetter en høy grad av beslutningsmyndighet hos mannskapet som utfører selve tunnelarbeidet. Behovet for detaljledelse av et norsk tunnelmannskap er svært lavt, fordi mannskapet har nok fagkunnskap og kompetanse, samt at man har en kultur som tillater tunnelmannskapet å ta en vesentlig del av beslutningene. Beslutningsstøtte fra ledelsen forekommer ved spesielle tekniske løsninger, i etablerings- /innkjøringsfasen, samt ved spesielt vanskelige eller krevende forhold. Det har vært vanlig med god beslutningstilgjengelighet fra byggherren.

Norske tunnelmannskaper med mange års erfaring har derfor en svært allsidig kompetanse innenfor det som kreves innen tunnelbygging. De har derfor ofte utviklet en kultur for å klare seg selv i veldig stor grad uten detaljledelse. Dette omfatter alt fra driftstekniske forhold som sprengning og sikring, til vedlikehold og reparasjoner, samt bakstuffarbeid og forsyning av materialer.

Evne til å ta avgjørelser

Det er egentlig ikke den rene fagkunnskapen innenfor sprengningsteknikk, betjening av maskiner og utstyr samt vedlikehold som gjør norske tunnelmannskaper så spesielt sterke.

Den viktigste og utvilsomt enestående egenskapen til Den Norske Tunnelarbeider er **evnen til å ta avgjørelser**.

Figur 5. Den Norske Tunnelarbeider. Flerfaglig praktisk kompetanse og beslutningsstyrke er hans viktigste egenskaper. *Foto: Selmer Skanska*

Dette er en egenskap som er kulturbetinget og har sammenheng med hva slags livsbakgrunn man har. Det er f.eks. påfallende hvor stor andel av norske tunneldrivere som kommer fra landkommuner og utkantstrøk hvor primærnæring utgjør hovedlivsgrunnlaget. Mennesker med en slik kulturbakgrunn er oppvokst med å ta avgjørelser av praktisk karakter som en tvingende nødvendig del av hverdagen.

Det går an å lære nær sagt alle mennesketyper opp til å sette ut salvehull etter et mønster, bore salvehullene, foreta installasjon av en fjellbolt, føre en lastemaskin, skifte hydraulikkolje eller blande injeksjonssement i blandekaret og trykke på bryteren som starter injeksjonspumpa.

Det man ikke kan lære voksne mennesker er beslutningsdyktighet. Det er avgjørelsene som tunnelmannskapene tar for å få salvesyklusen til å gå kontinuerlig, foreta de nødvendige umiddelbare sikringsarbeider, samt nødvendig bakstuffarbeid og løpende vedlikehold som utgjør den spesielle kvaliteten med dette mannskapet.

Denne egenskapen kan kun innlæres gjennom flerårig erfaring i en oppvekstsituasjon. Mennesker med slik kulturbakgrunn finnes selvsagt også utenfor Norge, men kulturen innen de store utenlandske entreprenørfirmaene gir ikke rom for at beslutningsdyktige mennesker kan være beslutningstakere og utførende samtidig. Man bør være spesielt oppmerksom på dette når man ansetter lokale folk som skal fungere sammen med norske skift på utenlandsjobber.

KAPASITETSUTNYTTELSE

Beslutningsdyktigheten til et norsk tunnelmannskap medfører en svært høy kapasitetsutnyttelse på maskiner og utstyr. F. eks. i TBM-sammenheng har man oppnådd svært gode utnyttelsesgrader fordi mannskapet har tradisjonelt fokusert sterkt på å unngå „downtime" på maskinen. Dette oppnås kun

ved godt og regelmessig vedlikehold, riktig og raskt utført kutterskifte, samt mest mulig utførelse av fjellsikringsarbeider parallelt med driften. Disse enkeltoperasjonene i driften medfører flere beslutninger som må tas fortløpende.

Et mannskap som i tillegg til den tekniske kompetansen til å f.eks. skifte en kutter, installere en fjellbolt eller skifte et oljefilter, også **på egenhånd kan beslutte selve operasjonen igangsatt som et helt dagligdags anliggende fordi man vet hvorfor**, har særdeles gode forutsetninger for å realisere høye kapasiteter

Når det opptrer spesielle driveforhold eller vanskeligheter i form av ras eller vanninnbrudd er det vanlig med en løsningsorientert atmosfære og fremgangsmåte. Dette skyldes at mannskapene er sterkt delaktige i prosessen med å foreslå detaljerte tekniske løsninger som lar seg utføre umiddelbart.

Det er viktig å være klar over at i Norge har man en høy grad av aksept for at mannskapene som utfører selve tunnelarbeidet er anerkjente tunnelfagpersoner. Dette er ikke vanlig de fleste steder utenfor Skandinavia, og spesielt Norge.

Den høye kompetansen til tunnelmannskapene kombinert med høy beslutningstilgjengelighet fra oppdragsgiveren gjør ledelsen på entreprenørsiden mindre involvert i driftstekniske daglige beslutninger. Entreprenørledelsens oppgave blir derfor ofte ensidig rettet mot å produsere underlag for avregning av kontraktsposter, samt å legge logistikkforholdene til rette for å „lage hullet" raskest mulig.

Figur 6. Høy kapasitetsutnyttlese på utstyr kanskje det viktigste konkurransefortrinnet til en norsk entreprenør i utlandet. *Foto: SRG*

REDUSERT BYGGETID

Høy kapasitetsutnyttelse og høy grad av løsningsorientering gir gode forutsetninger for redusert byggetid. Entreprenøren kan derved realisere høyere produksjonsrater enn det som de utenlandske entreprenørene kan og derved oppnå et konkurransefortrinn i form av lavere kostnader. Reduksjon av den totale byggetiden kan i denne sammenhengen være et markedsføringsargument. Dette er et poeng man kan realisere ved en norsk „totalpakke" med prosjektering, byggeledelse og utførelse.

Den flerfaglige kompetansen til norske tunnelmannskaper gir en norsk entreprenør muligheten til å utføre en større del av arbeidene i egenregi, uten å bruke spesialentreprenører (f.eks. innen injeksjon, vanntetting/vannavskjerming) slik det er vanlig de fleste stedene i utlandet. Dette gir mer fleksibilitet under fremdriften med mulige tids- og kostnadsbesparelser og derved et realiserbart konkurransefortrinn.

IKKE BARE HARDT FJELL

Hardt fjell vil si grunnforhold hvor det i hovedsak kun er behov for relativt lett sikring og mesteparten av tiden kan brukes til å produsere tunnelmeter. Det har ved flere anledninger vært hevdet at skal vi til utlandet for å drive tunneler, så skal det være i hardt fjell fordi det er bare det vi behersker. Sagt på en annen måte: Bare vi får hardt fjell å drive i når vi reiser til utlandet, så har vi de beste forutsetningene for å tjene penger.

Denne holdningen viser at vi ikke vet nok om hva det er vi egentlig behersker, samt at den nødvendige oppmerkomheten fra viktige poenger forsvinner. Dette kan f.eks være utarbeidelse av oppgjørsregler for ekstraordinære forhold, kvalitetsspørsmål i forbindelse tunnelens permanente tilstand eller lokale normer og regler som er bestemmende for utførelsen av selve arbeidet.

Denne holdningen har gjerne ført til at vi i kontraktssammenheng har betraktet svakhetssoner, løsmasse-soner eller ekstraordinære vannlekkasjeforhold som fullstendig uvedkommende for oss.

Uttalelsen om at vi kun behersker massivt hardt fjell fratar oss muligheten for etablere oss i et marked som er langt større enn hjemme-hard-rock markedet, samt muligheten for å realisere et business potensiale som de norske fortrinnene har.

I denne sammenhengen finnes det i hovedsak to meget utbredte misforståelser når det gjelder tunneldriving iNorge:

Misforståelse nr 1: Norsk tunnelteknologi generelt er kun egnet for hardt fjell.

Dette inntrykket eksisterer ikke bare i stor grad i utlandet, men også her hjemme. Mye av materialet norske entreprenører og ingeniører presenterer utenlands blir ikke tatt seriøst fordi vi angivelig bare har solid granitt og massiv gneis som knapt trenger sikring. Derfor er vi ofte ikke meningsberettiget fordi vi angivelig bare har gunstige forhold for tunneldrift.

Riktignok er kanskje gjennomsnittet av norske fjellforhold gunstigere for tunneldriving enn det som er vanlig utenlands. Poenget er at i Norge er det en godt etablert tradisjon for å løse vanskelige soner med samme pragmatiske filosofi, samme teknikker, materialer og utstyr som opprinnelig er utviklet for hardt fjell. Tunnelene i Norge har vitterlig vært drevet gjennom de krevende sonene også.

Det finnes mange svært gode eksempler, spesielt fra de siste 10-15 år, med tunnelanlegg som er drevet gjennom krevende svakhetssoner (Oslofjorden, Frøya, Bjorøy, T-Baneringen) , kompliserte forhold i urbane strøk (Nationaltheatret stasjon, Festningstunnelen), samt anlegg med høye krav til sikkerhet og toleranse (utslag Troll). Utslag under vann for vannkraftverk er også et eksempel på norsk praktisk kreativitet innen tunneldriving hvor man har løst flere vanskelige oppgaver.

Det har sviktet på dokumentasjon av disse suksess-historiene med tanke på markedsføring for utførelse på det internasjonale markedet. Norske artikler med entreprenørbakgrunn forekommer dessverre bare sporadisk. Det kan gjøres mye mer på dette området hvis det prioriteres riktig. Det er i denne sammenhengen viktig å legge vekt på hvordan problemer løses og hvordan det endelige resultatet ble, og ikke hvor mange tunnelmeter i uka det beste skiftet hadde.

Det er i så måte svært forstemmende å konstatere den totalt fraværende oppslutningen fra norske entreprenører på „Det Internasjonale Spøytebetongsymposiet 2002" som arrangeres av Norsk Betongforening i Sveits. Det skulle ha vært en utmerket anledning til å eksponere norsk kompetanse, etablere relasjoner til utenlandske aktører, mulige partnere samt å skaffe seg opplysninger om fremtidige prosjekter som bakgrunn for mulig satsning.

Misforståelse nr 2: *Norske tunnelmannskaper har kun kompetanse og erfaring til bygge underjordsanlegg i hardt fjell.*

Denne holdningen er en hån mot Den Norske Tunnelarbeider.

Styrken til de norske tunnelmannskaper kan utnyttes langt bredere enn det som har vært vanlig på norske anlegg. Eksemplene man har fra nyere norske anlegg hvor man har påtruffet spesielle krevende situasjoner/grunnforhold eller hvor man har tatt i bruk ny teknologi eller introdusert nye produkter/tekniske løsninger (bruk av transportbånd ved TBM-drift, innføring av vannsikringshvelv med lettbetongelementer i kombinasjon med PE-skum/sprøytebetong) viser at det står ikke på evnen til å tilpasse seg eller beherske nye/fremmede teknikker.

Norske tunnelmannskaper bør derfor være meget godt egnet til løsning av spesielle problemstillinger f.eks. krevende svakhetssoner i alpint fjellterreng, samt spesielle underjordsarbeider som f.eks. pilotstolldrift/driving med delte tverrsnitt i løsmasser, boring av tunneler med skjold-TBM.

FORUTSETNINGER FOR AT FORTRINNENE TIL NORSK TUNNELTEKNOLOGI SKAL KUNNE REALISERES

Fortrinnene som en norsk tunnelentreprenør automatisk og ubevisst utnytter på et prosjekt i Norge, kan ikke uten videre realiseres på et prosjekt i utlandet. Man er nødt til å legge forholdene spesielt til rette for at fortrinnene skal ha noen effekt. Kontraktsformene som benyttes i utlandet er som oftest ikke basert på samme ansvarsdeling og samarbeidsforhold mellom byggherre og entreprenør som vi er vant med. Enhetspriser på sikring og injeksjon, samt ekvivalenttider forekommer meget sjelden. Det er derfor meget viktig å være klar over forutsetningene som muliggjør den løsningsorienterte og fleksible driftsformen som man er vant til fra Norge. Med stive systemer og regler blir arbeidet ofte hindret og tiden og pengene løper.

Det er ikke hardheten på berggrunnen som er bestemmende for at norsk drivefilosofi fungerer eller ikke. Riktignok har hardrockforhold vært *grunnlaget eller utgangspunktet* for drivekulturen som ble utviklet i Norge på 60 og 70-tallet ved de store vannkraftprosjektene. Det er imidlertid organisasjonsformen, kompetansestrukturen og beslutningsmyndigheten hos entreprenøren, samt til en viss grad beslutningstilgjengeligheten fra oppdragsgiveren som er kjernen i den norske drivefilosofien, og ikke oppgaven den blir satt til å løse.

Rent konkret er det beslutningsprosessene i løpet av driftssyklusen som er bestemmende for om en tunneldrift fungerer bra eller ikke. For at disse beslutningsprosessene skal kunne fungere effektivt, må oppgaveløsningen (dvs. ikke bare driving av tunnel, men også utførelse av en tunnelkonstruksjon f.eks. ferdig „prosjektert" midlertidig sikring, permanent sikring, vannavskjerming eller evt. betonghvelv) være underlagt en ledelse som *forstår* norsk filosofi og er i stand til å implementere den.

Derfor må følgende grunnleggende forutsetninger være oppfylt for at en norsk tunneldrivekultur skal kunne fungere effektivt:

Norsk ledelse på hvert skift (nødvendigvis ikke bare nordmenn på skiftet) slik at „beslutningsklimaet" favoriserer effektiv drift og løsningsorientert produksjon, samt pragmatisk håndtering av eventuelle vanskeligheter. Drift i denne sammenhengen er mer enn sprengte tunnelmeter. Det vil under mange omstendigheter også omfatte utførelse av tunge sikringsarbeider, spesielle teknikker for driving, betongarbeider og krevende injeksjonsarbeider.

Norsk dominans i ledelsen på byggeplassen (eller arbeidsavsnittet som omfatter tunnelen) som kan „skjerme" tunnelmannskapet for byggherre/ingeniør eller andre aktører (utenlandske entreprenører) i arbeidsfellesskapet. Den norske ledelsen på anlegget må derfor ha den riktige kompetansestrukturen for å kommunisere med partnere/byggherre herunder begrunne driftsformen, forsvare tekniske løsninger ut ifra de foreliggende planer for det ferdige anlegget, samt å støtte det norske tunnelmannskapet for at produksjonen skal kunne foregå i tråd oppdragsgivers forventninger.

Norsk beslutningsmyndighet (eller"styringsrett") for utførelsen av arbeidsavsnittet er essensielt for at driften kan forløpe uten hindringer. Dette medfører at man må være forberedt på å ha tilsvarende **ansvar** for det aktuelle arbeidsavsnittet.

Kompetansestrukturen i den norske ledelsen må være rettet mot følgende:

- Smidig kommunikasjon med oppdragsgiver og partnere
- Språkkyndig i kontraktsspråk, samt lokal språkkunnskap
- Bygge opp aksept for driftsformen og å løse problemer på en pragmatisk måte
- Fagkunnskap innenfor alle fagfeltene som tunneldrivingen omfatter, spesielt detaljer og kvalitetsspørsmål vedrørende den endelige tunnelkonstruksjon
- God kjennskap til nasjonale regler og spesifikasjoner

Sett i et slikt lys er det klart at begrepet „tunneldrift" må „dreies" fra bare å lage hull i fjell raskest mulig, til det å levere et „byggverk" med klart definerte spesifikasjoner og kvalitetskrav innenfor avtalt byggetid.

Det er også klart at denne type gjennomføring av et underjordsanlegg krever langt grundigere og mer omfattende arbeid med dokumentasjon enn det entreprenørene er vant til fra Norge. Dette gjelder spesielt innenfor grunnleggende bygningstekniske, geologiske, geotekniske og kvalitetsmessige fagfelt. Tålmodighet og utholdenhet er derfor viktige egenskaper å vektlegge når man velger ut personer med fagansvar og personer i ledelsen for slike jobber.

HVORDAN MÅ EN NORSK TUNNELENTREPRENØR TILPASSE SEG SITUASJONER I UTLANDET

I hovedsak vil en norsk i utlandet måtte fokusere på følgende

- Type byggherre, hva slags forventninger har man til en norsk entreprenør
- Kontraktuell situasjon : styringsrett, ansvarsforhold , risikobilde
- Kompetansestruktur i entreprenørens organisasjon i de ulike fasene av prosjektet

Nedenfor er disse tre forholdene grundigere omtalt:

Karakteristiske forhold for en norsk entreprenør ut i fra type byggherre

Type byggherre eller prosjekt	*Karakteristiske forhold av betydning for norsk entreprenør*
Norsk byggherre (f.eks norsk finansiering) eller norsk rådgiver i nøkkelrolle på byggherresiden	- *kjent design, felles forventninger om* - *forutsigbart forløp ved endrede tekniske forutsetninger* - *høy grad av beslutningstilgjengelighet* - *god kommunikasjon mellom partene (felles faglig bakgrunn, minimale språkvansker og kulturbetingede barrierer)*
Norsk design eller norsk spesialrådgiver innleid på byggherresiden, beslutningstaker i viktige spørsmål er utenlandsk byggherre	- *Norsk design favoriserer en norsk entreprenørs kjernekompetanse og konkurransefortrinn* - *Oppdragsgiver (Byggherre) vil ofte forlange en høyere grad av ansvar tillagt den utførende entreprenøren enn det som er vanlig i Norge* - *Viktig å arbeide spesielt for å skape felles forventninger* - *Kommunikasjon må prioriteres spesielt ettersom beslutningstaker ikke er „norsk".*
Utenlandsk oppdragsgiver uten norske aktører. I hovedsak fjellforhold som favoriserer norsk tunnelteknologi.	- *Forskjellige design- og kontraktsforhold i forhold til det man er vant til fra Norge.* - *Entreprenørens kompetansestruktur gjennom alle faser av prosjektet svært viktig* - *Entreprenørens evne til å kommunisere med oppdragsgiver svært viktig*

Kontraktuelle situasjoner som er mulige (som man har erfart)

Kontraktuell situasjon	**Karakteristiske forhold**
Hovedentreprenør eller hovedaktør i et arbeidsfellesskap	- *Beslutningsmyndighet og førstehåndskjennskap til alle anliggender på entreprenørsiden* - *Fullt innsyn i kommunikasjonen med byggherren.* - *Teknisk og finansiell risiko for ferdigstillelse av prosjektet*
Partner i arbeidsfellskapet for prosjektet (sammen med andre utenlandske entreprenørselskaper	- *Begrenset myndighet til å påvirke viktige beslutninger.* - *Hovedaktøren i arbeidsfellesskapet kan skjule/manipulere viktige anliggender av finansiell betydning* - *Fullt innsyn i kommunikasjonen med byggherren* - *Mindre risiko enn 1)*
Underentreprenør	- *Enkel eller oversiktlig kontrakt for et avgrenset arbeid* - *Man er prisgitt hovedentreprenørens tolkning/forståelse av kontrakten* - *Begrenset eller intet innsyn i kommunikasjonen med byggherren* - *Partene har i utgangspunktet ulike kommersielle interesser* - *Betydelig fare for målkonflikter i forhold til en „fornuftig" gjennomføring/prosjektets beste*

Nødvendig kompetanse i entreprenørens organisasjon:

Fase av prosjektet	Viktigste oppgaver / problemstillinger	Nødvendig kompetanse og kapasitet
Kalkulasjon og prosjektevaluering	- Fullstendig forståelse av jobbens omfang (f.eks. grunnforhold, type „ferdig byggverk") - Identifisere oppdragsgiverens forventninger - Kalkulasjon av de nødvendige ressurser for å utføre jobben - Identifisere spesielt krevende risiko-problemstillinger - Kunnskaper om nasjonale regler og spesifikasjoner - Kontakt til lokale myndigheter og interesseorganisasjoner (spesielt fagforeninger)	- Norsk prosjektleder/ anleggsleder med nødvendig anleggserfaring, samt kvalifikasjoner innen språk og kommunikasjon - Norsk driftsleder - Bruk av lokale partnere med detaljkjennskap til entreprenørmarkedet - Norsk rådgiver(team) + lokal rådgiver med kjenskap til grunnforhold, krav til endelig byggverk etc.
Kontraktsforhandling	- Hvilken kontraktsmessig situasjon ønsker man - Dispute review board & safety management - Garantier	- Norsk advokat, lokal advokat - Intern third part opinion (overprøving) - Lokal entreprenørrådgiver
Utførelse av anlegget	- Driftsmessig tilrettelegging og utførelse - Produsere underlag for å sikre betaling - Kommunikasjon med oppdragsgiver - Safety management (kontraktsfestet fremgangsmåte ved avvik), svært viktig !!	- Norsk prosjektleder/ anleggsleder - Norsk driftsleder - KS-leder, safety management team - Norsk advokat, lokal advokat - Norsk personnel i alle nøkkelposisjoner - Norsk dominans på skiftene, men bruk mest mulig lokale

HVILKE MARKEDER KAN VÆRE INTERESSANTE FOR NORSKE ENTREPRENØRER

En kan karakterisere situasjonen til en norsk tunnelentreprenør som arbeider i utlandet bl.a. ut i fra hva slags bygningsindustri og byggekultur det aktuelle landet har. De karakteristiske hovedtrekkene ved de enkelte lands byggeindustri bør danne grunnlag for vurdering av ens egne forutsetninger for å jobbe i dette landet og legges til grunn for markedsføringen.

a) **Land med sterkt etablert tunneldrivekultur** (f.eks. Italia, Østerrike , Sveits) vil medføre at en norsk entreprenør i stor grad vil måtte tilpasse seg regelverk, normer og tradisjoner i det aktuelle landet. Byggherre/rådgiver har sterkt etablerte måter å tenke på, anleggets design /valg av tekniske løsninger vil være vanskelige å forandre. Viktig egenskap for norsk entreprenør : tilpasningsdyktighet, lojalitet mot oppdragsgiverens og partnerens måte å tenke på, gode relasjoner til lokal entreprenørpartner
b) **Land med mindre etablert tunneldrivekultur** (men kanskje en sterkt etablert byggeindustri som fokuserer på kvalitet) vil gjerne være mer åpne for gode ideer og „nye" måter å tenke på. Fokus på QS og tunnelen som et „byggverk" vil være svært viktig. Eksempel Singapore, Danmark, Færøyene, Island, Thailand) Viktige egenskaper : Diplomati, smidighet, etablering av tillit
c) **Land med praktisk talt ingen sterk bygningsindustri** (typiske utviklingsland). I slike land er det viktig å etablere en sterk relasjon til byggherren gjennom norsk ingeniørfirma som forestår design, slik at anlegget planlegges og bygges etter „norsk" filosofi. Viktige egenskaper: Kreativitet, etablering av tillit

STRATEGI FOR UTENLANDSSATSING

1. Strategien må ha **langsiktige og realistiske mål**

2. Etablering av **nettverk** for lobbying (relasjonsbygging) og bedret kjennskap til det lokale markedet, lokale regler, lokale spilleregler og nøkkelpersoner

3. Toppledelsen i konsernet hjemme må foreta de nødvendige **prioriteringer.** Relasjonsbygging og etablering av nettverk i utlandet må betraktes som en investering med en initiell kostnad. Utenlandssatsing er en „sjefssak".

4. Allianse med **partnere** og god kjennskap til partneres sterke og svake sider

   - Valg av hovedpartner og lokal partner (entreprenører)
   - Partnere innen ingeniørfirmaer, leverandører, lokale spesialrådgivere, juridisk bistand
   - Søk partnere i god tid før prosjekter starter for å lære hverandre og kjenne, samt at man forstår hverandres interesser

5. **Prosjektutvelgelse**, herunder „kontraktuell rolle" som f.eks. JV-lead, JV-partner („sleeping" partner eller „aktive" partner) eller underentreprenør ? Utvelgelsen må baseres på hvilke forutsetninger man har og hvilken risikoprofil man kan akseptere, samt hvor man har teknologi- og erfaringsfortrinn.

6. **Søk i de riktige markedene**, dvs markeder med en viss forutsigbarhet og kultur for renslighet. Start "lobbying" og etabler konstruktive relasjoner i god tid før et prosjekt starter.

7. **Utnytt norske myndigheter**, politiske delegasjoner eller norske firmaer/kontakter som allerede er etablert ute

8. **La utenlandssatsingen bli attraktiv** og plukk ut folk tidlig (unge folk) og øremerk dem for utenlandssatsing. De må gis karrieremuligheter innen firmaet. Sats ikke på dem som søker kortsiktig, lettkjøpt suksess og ikke har forutsetninger for å integrere seg i fremmede forhold

9. **Utvelgelse av personnel.**. Det er ikke sikkert at den beste driveren i Norge vil fungere best i utlandet. På utenlandsjobber er det viktig med personer som er:
   - diplomatiske
   - utholdende
   - tålmodige
   - kreative
   - pragmatiske
   - ydmyke, sosialt intelligente

10. Utarbeide planer for den nødvendige **markedsføring** av norsk tunnelkompetanse og sørg at den er skrevet på det lokale språket.

11. **Sørg for at når prosjektet er ferdig at alle har en jobb å gå til med karrieremuligheter**

12. **Toppledelsen må vise interesse** og ha jevnlig kontakt og foreta jevnlig besøk på projektene man kjører i utlandet

Markedene og mulighetene er der. Det er på ingen måte for sent. En utenlandssatsing er en utfordring som krever utholdende arbeid. Ingenting kommer av seg selv.

Mitt umiddelbare forslag ville være at man angriper prosjekter med en full norsk pakke. Det vil si rådgiver/designer, norsk byggeadministrasjon (sammen med byggherre) med solid innslag av norsk entreprenørkompetanse.

Hvis byggherren akseptere logikken ut ifra teknologien og de finansielle forholdene i det som er presentert, vil han kanskje lettere akseptere å kjøpe et konsept med alle disse tjenestene. Denne fremgangsmåten forutsetter at bransjen i Norge må tenke gjennom hvordan man vil samarbeide om en slik strategi.

REFERANSER:

Fagermo, J.I. (2001) : Tunneldriving på Gran Canaria. Fjellsprengningskonferansen, Oslo 2001

Johansen, E.D. (2000): Dul Hasti Hydroelectric Project i Kashmir. Fjellsprengningskonferansen, Oslo 2000

Fauske, A. (2001): De nye jernbanetunnelene gjennom Alpene – St. Gotthard og Lötschberg basistunneler. Fjellsprengningskonferansen, Oslo 2000

Holter, K.G. og Kaasa, O. (1997): Fullprofilboring i de italienske alper; en utfordring for norsk tunnelteknologi. Fjellsprengningskonferansen, Oslo 1997

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2002

SOFT ROCK TUNNELING – ERFARINGER FRA VERDENS STØRSTE BOT-KONTRAKT, THE TAIWAN HIGHSPEED RAIL PROJECT

Soft rock tunnelling. Experience from the worlds largest BOT contract, the Taiwan Highspeed Rail Project

Siv. Ing. Jan K. G. Rohde Statkraft Grøner AS

SAMMENDRAG

The Taiwan Highspeed Rail Project omfatter i alt 354 km dobbeltsporet høyhastighetsbane fra hovedstaden Taipei i nord til industribyen Kaoshiung i sør. Prosjektet er kostnadsberegnet til ca. 120 milliarder NOK og representerer verdens pr. i dag største inngåtte BOT-kontrakt (Build Operate and Transfer). Grunnarbeider, konstruksjon og tunneler er delt i 12 fastpriskontrakter, hver av disse er totalprosjekt (Design and Build) der entreprenøren har ansvaret for prosjektering og bygging opp til og med formasjonsplan. Entreprenøren har ansvar og risiko for geologi og grunnforhold. Innvendig tunneltverrsnitt er ca. 90m^2. Avhengig av bergmasse vil selve drivetverrsnittet variere opp mot ca. 130m^2 for å gi plass til midlertidig og permanent sikring. Drivemetoden er betegnet "Sequential Excavation and Support", forkortet til SES. Bergmassene sikres normalt med forbolting og tunnelene graves ut i korte seksjoner og sikres etappevis med nettarmert sprøytebetong, sikringsbuer og bolter. Drenering og tyngre sikring er stedvis nødvendig. "Soft Rock Tunneling" er således basert på kjente drive- og sikringsmetoder. Det er imidlertid lagt opp til mer omfattende dokumentasjon i form av grunnundersøkelser, modellering og beregninger, instrumentering og oppfølging enn hva vi er vant til her hjemme. I vårt fagmiljø skiller vi klart mellom geoteknikk/løsmasser og ingeniørgeologi/fast berg. Det ligger store utfordringer mellom disse ytterpunkt; svakt sementert og løse bergarter, forvitret berg og residualjord. Her bør det være store muligheter, også for norsk tunnel- og geokompetanse.

SUMMARY

The Taiwan Highspeed Rail Project is a 354km long double-track highspeed rail connecting the capital Taipei in north to Kaoshiung in south. The project is at present the largest BOT contract signed and the total cost is 120 billion NOK, equivalent to 16 billion USD. Civil works, earthworks, tunnels, viaducts and bridge constructions are divided into 12 design and build contracts where the contractors have the risk and responsibilities for ground conditions and geology. The inner cross section of the tunnels is approximately 90m^2. The excavated cross sections vary up to 130m^2 for installation of temporary support and inner lining. Excavation method is Sequential Excavation and Support, SES. Temporary rock support is forepoling or pipe roof ahead of the tunnel face, excavation in sections and temporary support by shotcrete and wire mesh, lattice girders and rock bolts. Heavier support and drainage measures are required

in poor rock conditions. Soft Rock and Hard Rock Tunnelling is except from the excavation method, to a large extent based on similar support elements. More documentation in terms of more extensive ground investigations, geological modelling, instrumentation and monitoring is however required in Soft rock Tunnelling compared to our practice in hard rock. Norwegian tunnelling is often associated with hard rock tunnelling. There are however large challenges and possibilities for Norwegian tunnellers also in Soft Rock Tunneling.

Innledning

The Taiwan Highspeed Rail Project omfatter i alt 354 km dobbeltsporet høyhastighetsbane fra hovedstaden Taipei i nord til industribyen Kaoshiung i sør. I tilknytning til banen blir det bygget 11 stasjoner, 3 lager og depot samt 3 verksted for reparasjon, service og vedlikehold. Jernbanen følger langs landets vestkyst der hovedtyngden av befolkningen, ca. 22 mill. innbyggere, er bosatt og der de største industribyene er lokalisert. Oversiktskart er vist i figur 1.

Figur 1 Oversiktskart med høyhastighetsbane og kontraktsinndeling

Omtrent 50 km av banen går gjennom tunneler, 244 km er lagt på viadukter og bruer. Dimensjonerende hastighet er 350 km/t og topphastighet på togene vil være 300 km/t. Kjøretiden på de raskeste togene er beregnet til 1.5 timer fra Taipei i nord til Kaoshiung i sør.

Prosjektet er kostnadsberegnet til ca. 120 milliarder NOK og representerer verdens pr. i dag største inngåtte BOT-kontrakt (Build Operate and Transfer). Prosjektet er finansiert av større internasjonale og nasjonale banker, forsikringsselskap og andre finansinstitusjoner. Kontraktene på bygge- og anleggsarbeidene ble inngått våren/forsommeren 2000 og anlegget skal etter planen settes i drift i 2004.

Med stor jordskjelvsaktivitet, myke, til dels vannoppløselige, sedimentære bergarter, lave bergspenninger og periodevis ekstreme værforhold med intens nedbør og tyfoner, byr prosjektet på mange spennende tekniske utfordringer.

Topografi og landskap, geologi og grunnforhold

Taiwan er en øy som ligger ut mot Stillehavet øst for Kina. Landet er ca 400 km langt (nord-syd) og ca 140 km bredt (øst-vest). Øst- og vestkysten er delt av en større nord-sydgående fjellkjede der de høyeste toppene når opp over 4000m. Landskapet langs vestkysten er for en stor del er bygget opp av fluviale delta-avsetninger, sand og grus. I øst mot Stillehavet stuper fjellene bratt ned i havet.

Klimaet er sub-tropisk med relativt høy temperatur, fuktighet, sesongbetinget regnperioder, av og til med intense regnskyll og tyfoner. Under de kraftigste regnperiodene er det store problem med flom, utglidninger og store jord- og steinskred.

Landskapet er dannet av en større aktiv fjellkjedefoldning og de tektoniske forhold er meget urolige. Mindre jordskjelv forekommer nesten daglig og større skjelv har medført kollaps av bygninger og konstruksjoner.

Ved kontrakt C240 er landskapet til dels kuppert med åsrygger avskåret av raviner og brede daler med elveavsetninger, silt sand og grus. Åser og mindre bergrygger er bygget opp av yngre, tertiære (pleistocene) sedimentære bergarter, "the Toukoshan Formation", stort sett flat liggende, svakt foldet leirstein og sandstein. Bergartene er løst sementert og sandsteinen er til dels oppløselig i vann. Ved kontrakt C250 er landskapet relativt flatt der jernbanen krysser over deltaavsetninger, grov grus og konglomerater.

Figur 2 Bergmassene på kontrakt C240 består av flattliggende, yngre sedimentære bergarter, her ved påhuggsområde for tunnel T02.

Bergklasse	Beskrivelse	Parameter
RM 1	Massiv, godt sementert sandstein, veksellagring mellom sandstein og leirstein.	φ´ = 32 ° +/- 5 ° UCS = 5 –15 MPa
RM 2	Siltholdig sand eller dårlig gradert sand, dårlig til meget dårlig sementert.	φ´ = 32 ° +/- 5 ° UCS = 0,1-1,6 MPa
RM 3	Leirig silt eller siltig leire med overgang til leirstein i overgang til leirstein med dårlig sementert sandstein i veksellagring.	φ´ = 25 ° +/- 5 ° UCS = 0,1-1,3 MPa
RM 4	Variasjoner av sandstein og leirstein med en minste lagtykkelse på 10 cm.	φ´ = 28 ° +/- 5 ° UCS = 0,25-1,0 MPa
RM 5	Variasjoner av sandstein og leirstein med en lagtykkelse mellom millimeter og centimeter.	Tilsvarer representative verdier for RM 2 og RM 3 φ´ = 28 ° +/- 5 ° UCS = 0,25-1,0 MPa
RM 6	Sleppesoner, forkastninger med høy vannføring.	

Tabell 1: Beskrivelse av forskjellige bergklasser (Rockmass 1 – Rockmass 6). UCS = Enaksiell trykkstyrke (Uniaxial Compressive Strength). φ´ = Drenert friksjonsvinkel.

Tre større aktive forkastninger krysser jernbanen. En av disse, "the Futokeng Fault" krysser den lengste tunnelen på kontrakt C240.

Bergmassene er inndelt i 7 bergartsklasser ("Rock Mass Type"). Inndelingen fremgår av tabell 1.

Grunnvannstanden varierer opp mot ca. 25m over tunnelnivå på det meste. Sesongvariasjoner forekommer. Stedvis er det registrert høyere grunnvannsnivå som skyldes "hengende" grunnvann på grunn av tette underliggende bergartslag. Der disse står i kontakt med tunnelen via permeable lag/soner kan disse føre til artesisk trykk under driving.

Bergmassene har liten fasthet med styrke- og fasthetsparametre ned mot norsk tørrskorpeleire for de svakeste bergarter. Ved de kontrakter vi er involverte i er overdekningen relativt liten, fra et par titalls meter opp mot maksimalt 75m. Med myke, til dels vannoppløselige bergarter, liten overdekning og lave bergspenninger kan forholdene ikke betegnes som typisk norske.

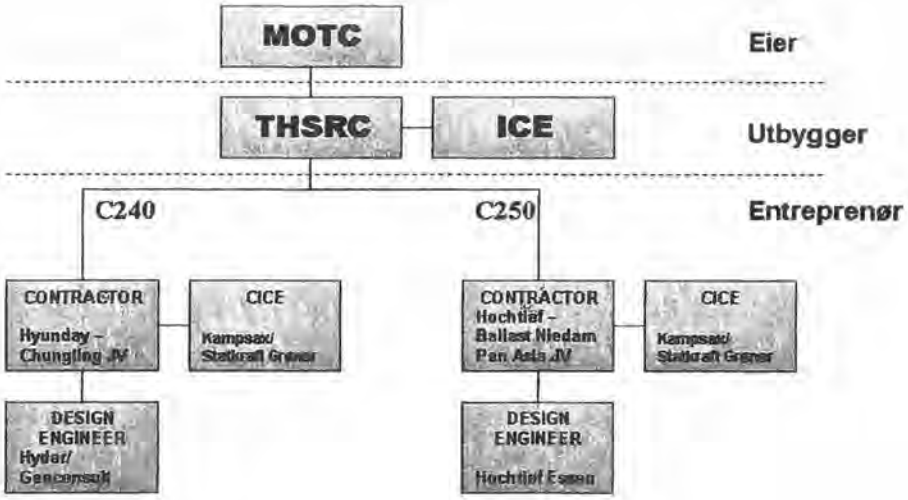
Organisering og kontraktsforhold

Utbygger er The Taiwan Highspeed Rail Cooperation (THSRC) som skal bygge og drifte jernbanen i 35 år før den overleveres til Ministry of Transport and Communication (MOTC), Taiwan.

Grunnarbeider, konstruksjon og tunneler er delt i 12 kontrakter, hver av disse er totalprosjekt (Design and Build) der entreprenøren har ansvaret for prosjektering og bygging opp til og med formasjonsplan. Kontrakt på bane, elektro, signal og rullende materiell er tildelt Taiwan Shinkansen, et samarbeide mellom taiwansk og japansk selskap.

Alle bygningskontraktene er fastpriskontrakter der entreprenøren har ansvar og risiko for geologi og grunnforhold. Som prosjekteringsgrunnlag er det utført et forprosjekt med grunnundersøkelser, og det er utarbeidet et sett spesifikasjoner for design og bygging der blant annet lastforutsetninger, standarder og retningslinjer er gitt.

Vårt oppdrag i prosjektet er å kvalitetssikre entreprenørens arbeider som CICE (the Contractor's Independent Check Engineer) på to av kontraktene, C240 og C250 Arbeidene utføres i samarbeide med Kampsax AS fra Danmark der Kampsax har hovedansvaret for kvalitetssikring av grunnarbeider og konstruksjoner, bruer og viadukter. Vårt ansvar er kvalitetssikring av tunneler, dvs. utgravde (mined tunnels), i alt 14 stk. og Cut and Cover tunneler, i alt 27 stk. Entreprenør og oppdragsgiver ved kontrakt C240 er Hyundai - Chung Lin JV (koreansk - taiwansk) og ved kontrakt C250 utføres byggearbeidene av entreprenørfellesskapet HochTief - Ballast Nedam - Pan Asia JV (tysk - hollandsk - taiwansk). Prosjektorganisasjon ved kontrakt C240 og C250 fremgår av figur 3.



Figur 3: organisasjonsplan

Prosjekteringen på kontrakt C240 utføres av Hyder (Storbritannia) med bistand av Geoconsult (Østerrike) på tunnelene (mined tunnels). Ved kontrakt C250 utføres design av HochTief's prosjekteringsgruppe i Essen i Tyskland.

Samtlige "mined tunnels", er på kontrakt C240, mens kontrakt C250 har en ca. 740m lang cut and cover tunnel. Den lengste tunnelen på kontrakt C240 er Miaoli Tunnel (T01) på ca. 3 km lengde. Tunnelarbeidene på C240 utføres av lokal underentreprenør, SAMBO.

Som CICE er vi ansvarlige for gjennomgang, kvalitetssikring og godkjenning av all prosjektering, resultat og tolkninger fra grunnundersøkelser og laboratorier, beregninger, tegninger, metodebeskrivelser, prosedyrer og spesifikasjoner. I tillegg til kontroll og verifikasjon utføres også egne uavhengige beregninger (statiske og dynamiske/jordskjelvsberegninger) på permanente og større midlertidige konstruksjoner. Som permanente konstruksjoner regnes alle konstruksjoner som har en funksjonstid på mer enn tre år. Permanente konstruksjoner skal ha en dokumentert levetid på minst 100 år hvilket stiller spesielle krav til dokumentasjon, kvalitetssikring og utførelse.

Av uavhengige beregninger har vi således kjørt stabilitetsberegning på midlertidig sikring i tunneler ved de forskjellige utgravingstrinn, bergklasser og sikringskategorier (statiske beregninger), stabilitetsberegninger på midlertidige skråninger i forskjæringer og påhuggsområde, beregninger på forskalingsvogn for støp av cut and cover og innerstøp i tunneler samt statiske beregninger og jordskjelvsanalyser på permanent sikring med innvendig betongutstøping i tunneler og cut and cover tunnelene. For beregninger av "Mined Tunnels" ved prosjektet vises til artikkel/foredrag nr. 22 i boken.

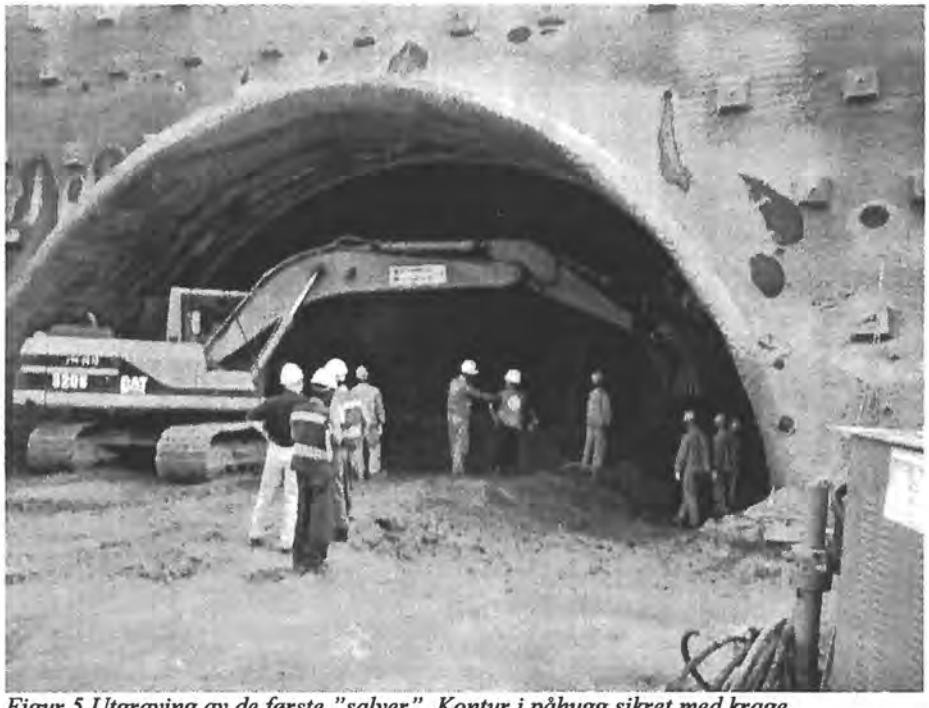
I tillegg utføres en tverrfaglig kontroll i grensesnitt mot de permanente installasjoner og arbeider som utføres av leverandør på spor, signal og elektro, Taiwan Shinkansen.

Tekniske data, drivemetoder og resultat

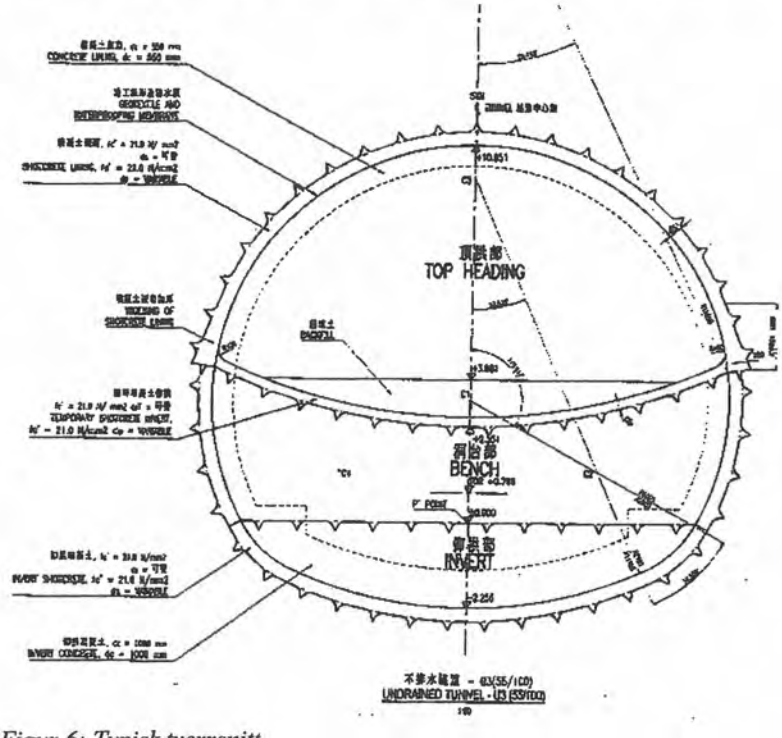
For å gi plass til dobbeltsporet jernbane og installasjoner er innvendig tunneltverrsnitt ca. 90m^2. Avhengig av bergmasse vil selve drivetverrsnittet variere opp mot ca. 130m^2 for å gi plass til midlertidig og permanent sikring (figur 6). Tunnelene graves ut med bakgraver, sikres midlertidig med nettarmert sprøytebetong, bolter og eventuelt buer av gitterdragere ("the outer lining"). Permanent sikring er innvendig betongutstøping ("the inner lining"). Betongtykkelsen i vegger og heng varierer fra 35cm til 55cm og sålestøp fra 70cm til 100cm avhengig av utvendig berg- og vanntrykk. Tunnelene utføres både som drenerte og udrenerte (tette) tunneler avhengig av lekkasjeforhold og omgivelser. Tetting utføres med membran.

Før selve tunneldrivingen starter sikres påhuggsområdet med nettarmert sprøytebetong som er festet med jordnagler. Likeledes installeres jordankre og drensrør for å sikre stabilitet rundt påhugg. Stuffen sikres med jordankre som fjernes under utgravingen. Situasjon ved påhugg er vist i figur 4 og 5. Påhugg sikres med en krage av stålbuer som sprøytes inn før utgravingen påbegynnes. Konturen sikres med 12m lange rørbolter ("Pipe Roof").

Figur 4. Nordre portalområde for tunnel T01



Figur 5 Utgraving av de første "salver". Kontur i påhugg sikret med krage



Figur 6: Typisk tverrsnitt.

Drivemetoden for "mined tunnels" er seksjonsvis utgraving og sikring. Metoden har betegnelsen SES som står for "Sequential Excavation and Support". Tverrsnittet deles vanligvis i tre seksjoner, takskive ("top heading"), midtpall ("bench") og bunnpall ("invert"). Oppdeling av tverrsnittet fremgår av figur 6. Ved gode forhold deles tverrsnittet i to.

Avhengig av geologi og grunnforhold varierer gravelengden fra 0,5m opp mot 2m før det sikres med nettarmert sprøytebetong og eventuelt buer av gitterdragere. I områder med liten overdekning, eventuelt svake bergartslag, benyttes også forbolting av rør, "pipe roof" (figur 7). Foruten vegger og heng blir også sålen i hvert delsnitt sikret med nettarmert sprøytebetong for å unngå sammenbrudd og kollaps. I spesielle tilfeller benyttes plater (lagging sheets) og stuffsikring med underlagsplater og stag, eventuelt også drenasjerør for senking av porevannstrykk. Midlertidig stuff- og sålesikring fjernes senere ved meisling.

Figur 7 Installasjon av "pipe-roof" ved stuff

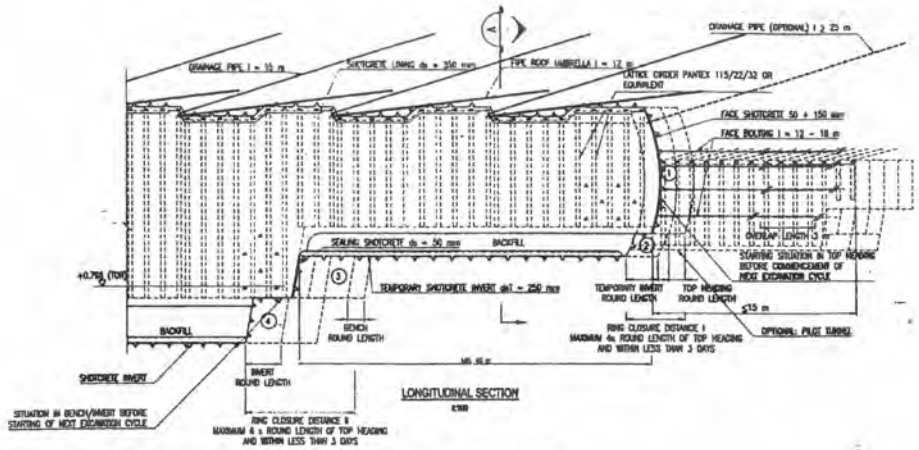
Drive- og sikringsmetoder er delt i 9 sikringskategorier ("Rock Support Class") avhengig av geologi og grunnforhold. Sikringskategorier og driveforhold er beskrevet i tabell 2.

Drivemetode for sikringskategori VI er vist i figur 8. Drivemetoden viser "full pakke" med pilottunnel, forbolter, sikringsbuer, stuffsikring og drenasjehull. I portalområder og der overdekning er mindre enn 15m benyttes en modifisert utgave der en sløyfer

pilottunnel. Drenasjehull utføres etter behov. I spesielle tilfeller er drenasjehull/brønner i sålen nødvendig.

Sikrings-kategorier	Beskrivelse av bergforhold	Drivemetodikk og sikringsomfang
II	Stabil: Generelt elastisk oppførsel av bergmassene. Grunnen motstår de sekundære spenningene uten brudd. Berggrunnen reagerer på tunneldrift med ubetydelige deformasjoner. På grunn av svakhetssoner eller lignende med ugunstig orientering kan lokale utfall oppstå.	Inndeling av stuff. Lett sikring med sprøytebetong, armeringsbuer og bergbolter. Typisk gravelengde for takskive ca. 1,5 - 2m.
III	Kortvarig stabil: Utvikling av lokale skjærbrudd med begrensede forskyvninger i bergmassene og små deformasjoner.	Inndeling av stuff. Umiddelbar sikring med sprøytebetong. Sprøytebetongsikring med armeringsbuer som hovedsikring og i tillegg bergbolter. Typisk gravelengde for takskive ca. 1,2 -1,5m.
IV	Ustabil: Utvikling av skjærbrudd i bergmassene med betydelig omfang av utfall og moderate deformasjoner.	Ytterligere inndeling av stuff med midlertidig sikring av sprøytebetong. Fortløpende sikring med armeringsbuer og bergbolter. Typisk gravelengde for takskive ca. 1,0 -1,2m.
V (a/b)	Svellende: Forsinket eller rask og dypgående utvikling av brudd og plastiske soner i bergmassene. Potensial for lett til sterk svelling. Store til meget store deformasjoner.	Ytterligere inndeling av stuff med midlertidig sikring av sprøytebetong. Fortløpende sikring med armeringsbuer og til dels lange bergbolter. Typisk gravelengde for takskive ca. 0,8 -1,2m.
VI (a/b)	Rennende/ flytende: Kohesionsløse masser, tildels leiraktig som reagerer med fullstendig oppløsning dersom utsatt for vann.	Ytterligere inndeling av stuff med midlertidig sikring av sprøytebetong. Fortløpende sikring med armeringsbuer og bergbolter. Behov for stabiliserende tiltak foran stuff. Typisk gravelengde for takskive avhengig av stedlige forhold.
P/ Sb	Områder med lav overdekning (<15m): Silt eller sementert sand med overdekning < 15m.	Inndeling og sikring av stuff. Sikring med sprøytebetong og armeringsbuer. Bergbolter i bunnpallen. Typisk gravelengde for takskive ca. 0,8 - 1,0m.

Tabell 2: Sikringskategorier.



Figur 8.: Eksempel på drivemetode ved sikringsklasse VI.

Tunnelarbeidene utføres med 2*12 timers skift og fri annenhver søndag. Kapasiteter for driving av takskive ligger fra 0,8m til 2,8m pr. dag og 1,6 til 5,6m pr. dag for mellompall/bunnpall avhengig av geologi og grunnforhold.

I prosjekteringsperioden ble det ved kontrollmålinger i felt påvist meget liten bergoverdekning langs deler av tunneltraséene. I disse områdene ble det vurdert alternative metoder som åpen utgraving og kulvert eller støpt betonglokk over tunnelen. Valgt metode ble kompensert fylling med semenstabilisert jord og innvendig utgraving av tunneler som vanlig tunneldriving med seksjonsvis graving og sikring. Driveforholdene i denne type masser har vært blant de bedre.

Figur 9 Flere av tunnelene i prosjektet har svært liten overdekning

For hver 10. meter i tunnelen installeres måleseksjoner for deformasjonsmålinger og det er etablert rutiner for varsling og eventuelle tiltak dersom måleresultatene indikerer utvikling til stabilitetsproblemer.

Det har stedvis vært seksjoner der deformasjonene har vært store og spesielle tiltak har vært nødvendige. Ved tunnel T01 er det eksempelvis målt opp mot 60mm deformasjon etter 10 mnd. Ved utgraving av mellompall har det ved disse seksjonene vist seg at sikring av sålen med sprøytebetong har vært for dårlig.

Figur 10 Montasje av forskalingsvogn for innerstøp

Figur 11 Montering av membran, armering og sålestøp

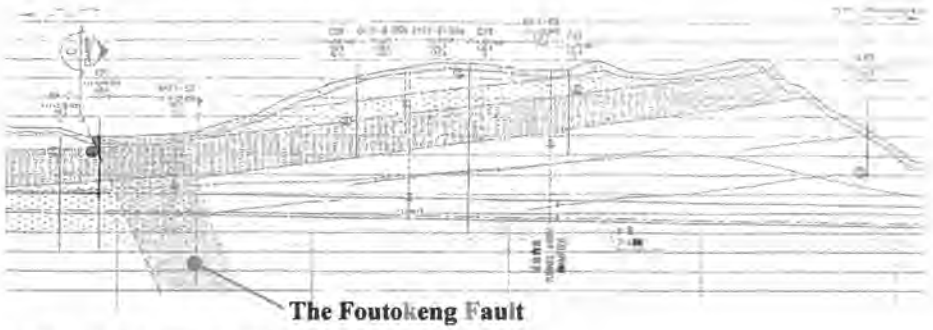
Installasjon av innerstøp kan utføres dersom deformasjonsforløpet har stabilisert seg og ikke overstiger 2mm i løpet av siste mnd. før installasjon. Dersom deformasjonene i løpet av siste måned ligger mellom 2 og 4 mm skal Design Engineer og CICE kontaktes for nærmere konsultasjon. Installasjon skal dernest godkjennes av utbygger.

Det har hittil ikke vært alvorlige ulykker i tunnelene på de kontrakter vi er med på. Ved et tilfelle har en imidlertid sett dagens lys, ved ras på stuff som har forplantet seg til dagen. I dette tilfellet har overdekningen vært i underkant av 5 meter. Rutiner for sikring ble ikke fulgt og det ble gravd ut to seksjonslengder før sikring ble installert. I et annet tilfellet, tunnel T10 skjedde en utrasing på grunn av ufullstendig sikring og mangelfull installasjon av rørbolter/forbolter ved gjennomslagssalve.

Spesielle forhold - the Foutokeng Fault

The Foutokeng Fault er en større regional forkastning som krysser den lengste tunnelen på kontrakt C240, Miaoli Tunnel (figur 12). Forkastningen ble påtruffet ved påsketider i år.

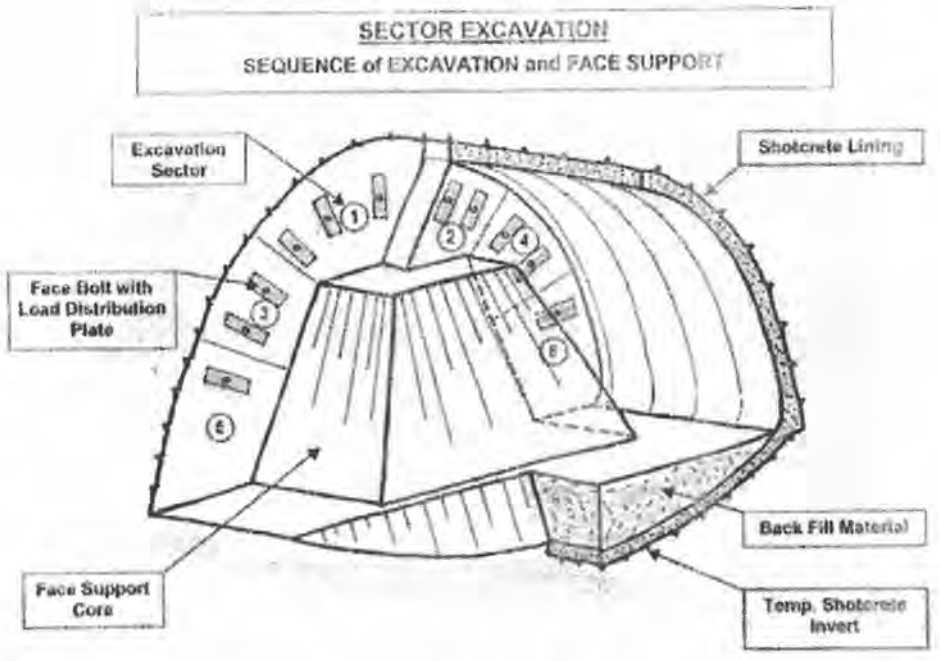
"Bergmassene" i forkastningen består av bortimot ren, vannmettet sand, og grunnvannstanden ligger fra midt i tunnelfronten til 10 - 15m over tunnelen. Sanden har flytende konsistens og renner som flytende masse inn på stuff med mindre sikringstiltak iverksettes.



Figur 12 Geologisk profil, the Foutokeng Fault

Da sonen ble påtruffet ble hele tverrsnittet i takskiven fylt med skumbetong i en lengde på ca. 7m. Det ble foretatt boringer for nærmere kartlegging av sonen, konsistens, grunnvannsnivå og sonens utstrekning langs tunnelen. Flere metoder ble vurdert som grunnfrysing, injisering og drenering.

Valgt drivemetode ble boring av 24m drensrør og vakuumpumping i kranshull og såle, installasjon av rørbolter og sikring av stuff med store underlagsplater festet med stag. Injisering med sement og PU-skum er stedvis benyttet. Utgravingen foregår seksjonsvis langs konturen og fortløpende sikring mens masser i tunnelfronten ("Face Support Core") bidrar som stuffsikring (figur 13).



Figur 13 Prinsipp for driving gjennom the Foutokeng Fault

Under driving er det påtruffet underjordiske "bekker". En har nå kommet gjennom sonen uten kritiske hendelser. På sydsiden av sonen er det imidlertid påtruffet vann under trykk som har medført stabilitetsproblemer og utglidninger på stuff.

Pr. i dag gjenstår ca. 130 meter mellom tunnelfront fra sydsiden og tunnelfront fra nordsiden før gjennomslag på den lengste tunnelen.

Sluttkommentarer/konklusjon

Med betydelig seismisk aktivitet og myke, til dels vannoppløselige bergarter har prosjektet bydd på en rekke spesielle utfordringer.

Arbeidene er basert på systematikk, fra feltundersøkelser, geologisk modellering, beregninger og prosjektering, inndeling i bergmasse- og sikringskategorier til gjennomføring av tunnelarbeidene samt oppfølging med instrumentering og målinger.

Grunnundersøkelsene er utført av et lokalt firma. Arbeidene er avregnet pr. meter boring, dvs. ren produksjon og det er ikke gitt ekstra bonus som sikrer kvalitet ved prøvetaking. Stor usikkerhet vedrørende kvalitet på prøver og laboratorieresultater har ført til at større usikkerhet og risiko er videreført inn i utførelsesfasen.

Det er foretatt en detaljert prosjektering og etablert arbeidsprosedyrer, spesifikasjoner og prognoser for driving og sikring basert på geologisk kartlegging og boringer.

Prosjekteringen har vært på fastpris. Avregningsformen er ugunstig og inviterer til konservative løsninger. På C250, der entreprenøren selv har design har slanke konstruksjoner og innsparing på armering vært i fokus. Uansett hvorvidt prosjektering går i egen eller ekstern regi, bør det ligge et incitament i denne type kontrakter til å søke kostnadseffektive løsninger.

Resultat fra forundersøkelser, beregninger og prosjektering utgjør en vesentlig del av beslutningsgrunnlaget for driving. Vurdering og valg av drivemetode er i tillegg basert på registreringer, prøvetaking og enkle tester ved stuff. Observasjonsmetoden, "Method of Observation" benyttes på tilsvarende måte som ved norsk tunneldriving. Kvalitet og gjennomføring beror også her mye på godt kvalifisert stuffmannskap. Ansvar for valg av drivemetode ligger hos TCE, "the Tunnel Construction Engineer". Ved kontrakt C240 er dette en nordmann. Hver utgravde tunnelmeter er godt dokumentert.

Tunneldrivingen er fulgt opp med instrumentering, registrering av grunnvannstand og porevannstrykk, spennings- og deformasjonsmålinger. Det er etablert måleseksjoner for minst hver 10. m i tunnelene. Med svært få unntak har deformasjonene stabilisert seg i løpet av 8 – 10 dager. Der deformasjonsforløpet har hatt lengre varighet har dette vært på grunn av mangelfull sikring av såle ("ring closure"). Målte totaldeformasjoner ligger fra 20 – 30mm opp mot 100mm.

I vannførende og oppløselige sandsteinsformasjoner er det gjort forsøk på å introdusere norsk teknologi og kompetanse på injeksjonsarbeider. Forsøket har ikke vært helt vellykket hvilket antas å skyldes at underentreprenøren har en god pris på installasjon av "pipe roof"

Drivemetoden er betegnet "Sequential Excavation and Support", SES.
I motsetning til norske tunneler med bruk av sprengstoff graves bergmassene seksjonsvis ut med bakgraver og sikres deretter med nettarmert sprøytebetong, bolter og eventuelt sprøytebetongbuer armert med gitterdragere. Avhengig av overdekning og bergmasse benyttes rørbolter som forbolter ("pipe roof), stedvis plater (lagging sheets) og bolter med store underlagsplater i stuff.

Erfaring fra dette og andre utenlandsprosjekter er at norsk tunnelkompetanse nyter stor respekt rundt om i verden. Vi blir oppfattet som praktikere og problemløsere. Norsk tunnelkompetanse blir imidlertid alltid knyttet mot "Hard Rock Tunneling" til tross for at vi har drevet tunneler gjennom svært mange typer "berg" inklusive spesielle formasjoner som for eksempel ved Bjorøytunnelen.

Erfaringer fra "Soft Rock Tunneling" ved the Taiwan Highspeed Rail Project tilsier at de elementer som inngår i SES er kjent teknologi for norsk tunnelbransje. "Soft Rock Tunnelling" innebærer imidlertid en langt større grad av dokumentasjon i form av grunnundersøkelser, beregninger, instrumentering og målinger enn hva som normalt kreves her på berget.

Vårt fagmiljø skiller klart mellom geoteknikk/løsmasser (dvs. leire, sand, grus og sprengstein) på den ene siden og ingeniørgeologi/bergmekanikk (fast berg) på den andre siden. I mellom disse fagfeltene ligger en stor gruppe jord- og bergarter fra svakt sementerte avsetninger/bergarter til forvitret berg og residualjord. Fagene bør etter min mening utvide sine muligheter til å bidra også innfor dette feltet. Som enkeltaktører tror jeg en del nordmenn kan bidra her og jeg er sikker på at vårt fagmiljø vil ha et stort potensiale og muligheter.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

NATURLIGE GASSER I FJELLANLEGG – FOREKOMST OG TILTAK

Natural gases in underground construction – occurrence and treatment

Dr. Olav Torgeir Blindheim
Dr O T Blindheim Ltd, Cyprus

Professor Dr.ing Tom Myran
Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU
SINTEF Bygg og miljø, Berg og geoteknikk

SAMMENDRAG

Innlegget gir en oversikt over karakteristika og erfaringer med naturlig forekommende gasser som kan være risikable eller helsefarlige, samt hvilke tiltak som er nødvendige eller kan bli det. Metan og radon behandles relativt grundig, men sjeldnere gasser som f.eks. hydrogensulfid nevnes også. De naturlige gassene utgjør sjelden noe problem under utdrivingsfasen, både på grunn av liten forekomst i de geologiske formasjonene som dominerer på fastlands-Norge, og på grunn av den kraftige ventilasjonen som oftest brukes av andre grunner. Unntak finnes.

Når norske entreprenører, rådgivere og byggherrer drar til utlandet gjelder det å være føre var. Ellers kan man lett havne i situasjoner der et mulig problem ikke har vært tenkt på tidlig nok under planlegging, for-undersøkelser, utforming av anbud og budgiving, som kan gi akutte problemer med fremdrift, endog ulykker på stuff.

SUMMARY

This paper gives an overview over characteristics and experience with natural occurring gases that can cause risks or health problems, and over the prevention or treatment that may be necessary. Methane and radon is discussed in some detail, but also less common gases as e.g. hydrogen sulphide are mentioned. The natural gases are seldom a problem during the construction phase in mainland Norway, both because of the geological formations which are dominating, but also due to the normally high ventilation volume applied for other reasons. There are exceptions.

When Norwegian contractors, advisors and owners are going abroad it is important to be alert. Otherwise one may end in situations where a potential problem is not identified during planning, site investigations, preparation of tender documents and bidding, which may result in acute problems with progress or even accidents at the tunnel face.

INTRODUKSJON

Hvorfor dette innlegget?

På fastlandet i Norge treffer vi i fjellanlegg kun sjelden på naturlige gasser som representerer noe problem. Faktisk er eksplosive eller giftige gasser så sjeldne at de nærmest neglisjeres. Dette kan i seg selv representere en risiko, idet man derved kan bli 'overrasket' og tatt på sengen uten å være forberedt.

Trolig forekommer det farlige naturlige gasser oftere enn det man vet om, fordi det ikke oppstår uhell eller ulykker på grunn av den gode ventilasjonen som brukes av andre grunner, dvs for å tynne ut og blåse ut luftforurensninger som sprenggasser, avgasser fra dieselmotorer, og støv.

Innlegget er ment å gi en oversikt, så man vet hva man kan råke ut for, ikke minst når norske aktører, både byggherrer, entreprenører og rådgivere i økende grad deltar i planlegging og utdriving av fjellanlegg i andre formasjoner i utlandet.

Det bemerkes at man i kullgruvene på Svalbard er vel kjent med forekomst av metan og vant med forebyggende tiltak og kontroller i denne sammenheng.

OVERSIKT

Tabell 1 gir en oversikt over egenskapene til noen vanlig forekommende gasser, alle oppløselige i vann (Whittaker & Frith, 1990, McPherson, 1993). Det bemerkes at de administrative normene, eller 'threshold limit values' som det noen steder kalles, kan variere fra land til land.

Tabell 1. Oversikt over egenskapene til noen gasser

Egenskap	**Metan**	**Radon**	**Hydrogen-sulfid**	**Karbon-dioksyd**	**Svovel-dioksyd**
Formel	CH_4	Rn	H_2S	CO_2	SO_2
Densitet, kg/m^3	0.71	9,11	1.54	1.98	2,63
Relativ tetthet til luft	0.55	7,66	1.17	1.53	2,21
Farge	Ingen	Ingen	Ingen	Ingen	Ingen
Lukt	Ingen	Ingen	Råtne egg	Ingen	Stinker
LEL, vol-%	5	NC	4	NC	NC
UEL, vol-%	15	NC	29	NC	NC
Farlighet	Eksplosiv	Radioaktiv	Giftig	Kvelende	Giftig
Administrativ norm *)	Se tiltaks-nivå	1000 Bq/m^3	1 ppm	5000 ppm	2 ppm

LEL = Lower Explosive Limit = Nedre eksplosjonsgrense
UEL = Upper Explosive Limit = Øvre eksplosjonsgrense
NC = Non Combustible = Ikke eksplosiv
*) Etter Arbeidstilsynets vegledninger for 8 timers eksponering pr dag

METAN

Karakteristikk

Metan er et hydrokarbon med formel CH_4. Metan er fargeløs og ikke giftig i seg selv. I store mengder kan den forårsake mangel på oksygen. Metan er som kjent eksplosiv og derved farlig.

Metan er eksplosiv i konsentrasjoner mellom ca 5% og ca 15%, uttrykt i volum-prosent. Disse nivåene kalles henholdvis nedre og øvre eksplosive grense, på engelsk 'Lower Explosive Limit' (LEL) og 'Upper Explosive Limit' (UEL). I konsentrasjoner over UEL vil metan brenne.

I motsetning til de høyere hydrokarboner , som etan (C_2H_6), propan (C_3H_8), og butan (C_4H_{10}) m.fl. er metan lettere enn luft. Metan stiger derfor opp og vil samle seg under hengen og under andre 'feller' som f.eks. motorpanser på parkerte biler, utstyrsskap på en TBM o.l.

Det bemerkes ellers at de høyere hydrokarbonene er eksplosive i lavere konsentrasjoner enn metan, og at de også kan gi et forgiftings-problem.

Metan er uten lukt, men forekommer noen ganger sammen med andre gasser, f.eks. hydrogensulfid H_2S eller svoveldioksyd SO_2, og vil da følges av en råtten lukt.

Oppløsbarheten av metan i vann synker med økende temperatur og redusert trykk, samt økende salinitet.

Forekomst

Metan forekommer normalt og hyppig i kullbærende formasjoner, i kullgruver eller i tunneler i eller over slike formasjoner. Som nevnt gjelder dette Svalbard. På Andøya finnes også en liten forkomst av slike unge bergarter, som kan inneholde kull og metan.

Metan kan ved siden av å opptre i sedimentære bergarter også forekomme i metamorfe bergarter, f.eks i fyllitter e.l. som kan ha horisonter av 'svart-skifer'. Slik er den påvist noen ganger i Norge. Ellers forekommer metan ofte i myrer eller gamle (søppel) fyllinger. Disse kan berøres ved sprengning av forskjæringer, selv om dette ikke er direkte 'under jord'.

Metan forekommer også i eller over petroleums-bærende formasjoner. F.eks i Los Angeles opptrådte en stor eksplosjon i undergrunnsbanen i 1972. Nyere seksjoner er 'pakket inn' med membran for å holde gassen ute. Denne innkapslingen hjelper selvsagt ikke under utdrivingen.

Siden det bare trenges omvandling av organisk materiale for å danne metan (de 'høyere' hydrokarbonene trenger også temperatur og trykk for å utvikles), kan mange slags bergarter være eller inneholde kildebergarter, f.eks. mørke 'mud-stones' eller 'shales', lommer i salt- og gips-formasjoner etc.

Det er lett å forstå at metan kan forekomme i bergarter som ligger *over* mulige kildebergarter eller sedimenter. Det er imidlertid viktig å være klar over at metan til tross for at den gjerne stiger opp, også kan forkomme i fjellanlegg som ligger *under* slike kilder. Dette skyldes at oppløst metan i grunnvannet kan følge vanninnstrømming inn i fjellanlegget og der boble ut. Dette gjelder ikke bare gruntliggende tunneler under myrer eller gamle fyllinger, men også på større dyp. F.eks. er det i dypt-liggende gullgruver i kvartsitt i Sør-Afrika påtruffet metan som utløses pga trykkreduksjonen når vann fra overliggende formasjoner strømmer inn i gruverommene.

Potensiell risiko

Metan er en vanlig årsak til eksplosjoner i kullgruver, og man kan jevnlig lese eller høre om store ulykker med titalls eller hundretalls omkomne, ofte i gammeldags drevne kullgruver i Øst-Europa eller Kina.

Eksplosjoner kan utløses av åpen flamme, gnister, sveising, sliping, og varme eksosrør på biler. Sprengning og utdriving med TBM (gnister fra kutterne i kvartsholdig berg) kan også utløse eksplosjoner.

Skader og ulykker kan forårsakes av gjenstander som kastes rundt eller faller ned på grunn av eksplosjonstrykket, eller endog av nedfall av ustabilt fjell.

Eksplosjonen kan bruke opp oksygenet i luften slik at folk kan kveles selv om de overlever sjokkbølgene fra eksplosjonen.

I kullgruver kan en eksplosjon virvle opp kullstøv og derved utløse en støveksplosjon.

Forebyggende tiltak og behandling

Mulige tiltak kan omfatte:

- Påvisning ved forundersøkelser
- Av-gassing før utdriving av anlegget
- Sonderboring og måling
- For-injeksjon
- Målinger på og bak stuff (stasjonære og mobile, inkl. personlige sonder)
- Ventilasjon for omrøring og uttynning
- Avskjerming, porter
- Forebygge initiering, sikre utstyr
- Opplæring og informasjon

Under forundersøkelser og planlegging bør man se opp for mulige kildebergarter både over, i og under anlegget. Det siste er viktig å huske på, da det er ikke er så vanlig å bore kjernehull til noe særlig større dyp enn tunnelnivå.

Under kjerneboring i aktuelle formasjoner må man gjøre testing kontinuerlig siden gassen vil forsvinne opp og ut av hullet.

Man må beslutte om en tunnel skal klassifiseres som 'non-gassy', 'potentially gassy' eller 'gassy'.

Under utdriving kan man gjøre sonderboring foran stuff og kontrollere for eventuell forekomst av metan. I Sør-Afrika er det standard prosedyre alltid å bore minst ett sonderhull foran stuff for å sjekke for metan uansett bergart.

Av-gassing kan gjøres ved å bore hull foran stuff, enten fra overflaten eller fra parallelle tunneler, der dette er praktisk mulig.

Det kan hjelpe å utføre for-injeksjon for å redusere innstrømmingen av metan eller vann som fører metan. Full tetning kan man ikke regne med, heller ikke engang 50% reduksjon.

Forekommer først metan må man måle konsentrasjonen regelmessig og ventilere godt. Det kan bli nødvendig med tilleggsventilasjon i form av jet-vifter ('blow-joes') e.l. for å omrøre luften slik at metan ikke får ro til å samle seg under hengen. Man må allikevel regne med at konsentrasjonen øker oppover fra sålen mot hengen.

De forskjellig tiltaks- eller aktsomhet-nivåene er gjerne definert slik:

> < 5% of LEL: 'gassy' tunnel; regelmessig sjekking er nødvendig, ingen røyking, økt oppmerksomhet, hyppigere testing og forberedelser (for ekstra ventilasjon)
>
> 5 - 20% of LEL: ekstra risiko, økte tiltak.
>
> 20% of LEL: ingen arbeids-aktiviteter skal finne sted, kun ventilasjon inntil konsentrasjonen faller.

Rikelig ventilasjon for omrøring og uttynning er det eneste tiltak som duger. Minimums-hastighet, dvs den såkalte 'pick-up-velocity' er ofte satt til 100ft/min, dvs ~30m/min eller 0.5m/sek. Utløpet av ventilasjonsrøret må være nære nok stuffen (f.eks. < 30m). På TBM må spesielle tiltak vurderes pga vanskeligere omrøring.

Det hjelper selvsagt å forsøke å forebygge initiering, men det er vanskelig å eliminere dette i et fjellanlegg. Det er viktig å være klar over at flammesikkert elektrisk utstyr ('flame-proof' og 'intrinsically safe') kan bli påbudt ved arbeid under lave konsentrasjoner. Ved TBM utdriving har det vært praktisert at ved siden av å bruke sikrede elektromotorer, kapsles disse også inn. Automatisk 'shut-down' av TBM ved påvisning av metan fra fastmonterte sonder anvendes også.

Rømming bør kunne skje mot frisk luft, og dette er noen ganger påkrevd i sikkerhets-bestemmelser. Dette kan nødvendiggjøre sugende ventilasjon. Ved blåsing fra stuff må man være spesielt på vakt mot lekkasjer i duken.

Måleinstrumenter er tilgjengelige både for sentral-overvåking basert på utplasserte sonder og som robuste små enheter som hver enkelt kan bære i beltet. Både stasjonære og mobile personenheter har ofte lys- og lydalarm. Engangs-sonder for 'bruk-og-kast' for enkelt-gasser finnes også. Se eksempler i figur 1 og 2.

Et måleprogram bør utarbeides slik at det ikke er tvil om når og hvor det skal måles, så lenge det står på, dvs til det *besluttes* at målinger kan stanse. Man bør f.eks sjekke ved begynnelsen av hvert skift, etter pauser etc. Målepunkter er under hengen, ikke bare på stuff, under motor-panser, containere og liknende der gass kan ha samlet seg. Det kan være nødvendig å måle i profiler i hele tunnel-høyden.

Figur 1. Multi-gass monitorer med lys- og lydalarm (Crowcon)
Til ventre: personlig for bruk i beltet, til høyre: stasjonær for overvåking

Eksempler

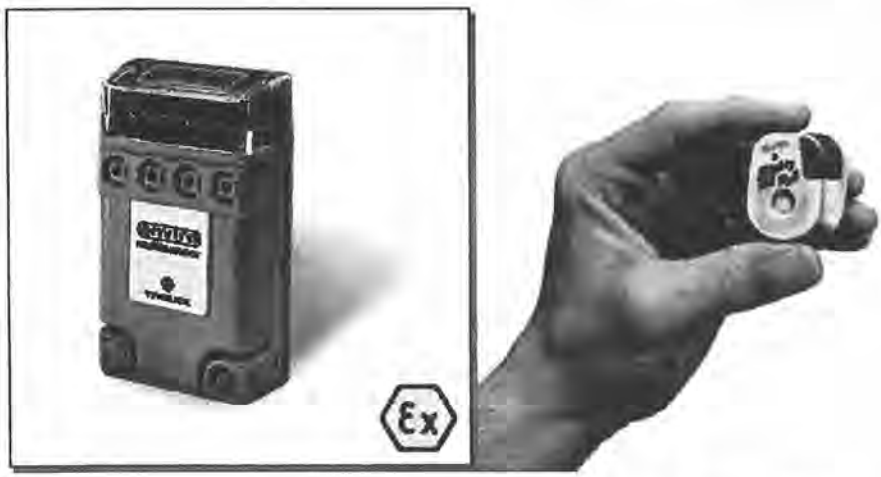
Bortsett fra kullgruvene på Svalbard er lite beskrevet om forekomst av metan i gruver og fjellanlegg i Norge. Imidlertid har SINTEF/NTNU i tilknytning til HMS-målinger påvist metangass i flere gruver og tunneler. Dette har i hovedsak vært knyttet til sprekkesystem, forkastninger eller lengre borhull (f.eks diamantborhull). Ofte er metan her påvist i tilknytning til at arbeidstakere har reagert på den spesielle lukten (råtne egg) som kan følge lokale utslipp av metan.

Det første tilfelle vi kjenner til at metan ble påtruffet i moderne tunneldrift i Norge var i en sjakt på et kraftverk i Vik i Sogn som ble drevet ut i 1970-årene. Idet man drev igjennom fra 'bunn-gneisen' og opp i fyllitten, svimte en av stuffmannskapet av da han gikk opp på øvre plattform av Alimak-heisen etter at denne var kjørt opp til stuffen. Føreren (som var på nedre plattform) kjørte ned igjen, så det gikk bra. Metan ble påvist og ventilert bort (Broch, 2002).

I mai 1984 var forfatterne involvert i en utblåsing og brannsituasjon knyttet til metan. Det var på Ulset kraftanlegg at metan uventet forekom i en glimmerskifer i en TBM tunnel med diameter 4,5m. Denne episoden ble omtalt på Bergmekanikk-dagen (Myran, 1984). Kort fortalt fikk TBM operatøren seg en støkk da det plutselig sto en stikkflamme fra stuff langs hengen bakover og forbi støvskjoldet. På under ett sekund trakk flammen seg tilbake og kom så igjen i et nytt blaff. Boringen ble stoppet og TBM ble bakket litt ut og man kunne da se at gassen brant der den strømmet ut av en sprekk på stuffen. Flammen brant inntil 'gass-lommen' på det nærmeste var tømt etter to døgn. Det lakk fortsatt litt gass, som da bare ga lave konsentrasjoner.

Ved nærmere inspeksjon og måling kunne man observere at metan faktisk boblet ut av lekkasjevann fra sprekker i sålen også lenger utover i tunnelen. Man hadde på forhånd kjent antydning til råtten lukt under boring i oppsprukket og vannførende fjell, trolig pga assossiert hydrogensulfid eller svoveldioksyd. Eksplosjonen kom tilslutt der konsentrasjonen ble stor nok til å bli antent av en gnist fra kutterne. Kildebergarten var trolig svartskifer som forkom i tynne relativt sjeldne horisonter.

Det ble innført et regelmessig måleprogram for å sjekke konsentrasjon på og bak TBM, og det ble brukt trykkluftspyling på TBM for å hjelpe på omrøring og uttynning. Ellers var hovedventilasjonen tilstrekkelig. Det hele endte uten uhell eller særlige forsinkelser. Det ble også sjekket for radon, som kan forekomme ved slike 'utblåsinger', men konsentrasjonen lå meget lavt (på ca 1/100 av administrativ norm).



Figur 1. Til venstre: Multisensor-stasjon med 'plug-in' moduler for overvåking av flere gasser, ventilasjons-lufthastighet etc. (Trolex)
Til høyre: Engangs-sensor for enkelt-gasser (Biosystems)

Ing. Thor Furuholmen A/S fikk i 1980-årene endel forsinkelser i tilløpstunnelen til Pigaii Aoos i Hellas. Der ble tunnelen drevet ut med en delprofil-maskin ('road-header') og på endel strekninger forekom metan ganske hyppig. I juni 1984 skjedde det en eksplosjon på stuff. SINTEF Bergteknikk foretok målinger som viste en betydelig utstrømming av metan med konsentrasjoner i det eksplosive området under hengen på stuff (Myran, 1984). Her ble også registrert en markert reduksjon i oksygen-innholdet (helt ned i 7%). Gassutstrømmingen lot seg ikke holde i sjakk ved hjelp av ventilasjon alene. Det ble derfor konstruert en luftkanon (luftdrevet ejektor) på stedet som hjelpeventilasjon. Dette tiltak, kombinert med hovedventilasjonen, fungerte tilfredsstillende under de rådende forhold. Metanproblemet forårsaket forsinkelser pga nødvendig venting til tilstrekkelig uttynning hadde funnet sted. Gass hadde overhodet ikke vært nevnt i anbudspapirene, så man fikk til slutt noe erstatning for forsinkelsene etter en langvarig sak i forliksretten.

At det ikke bare er i kullgruver det oppter ulykker kan et eksempel fra Colombia bekrefte (Broch, 2002). I en vannforsyningstunnel til Bogota, som ble drevet ut i mezosoiske bergarter omkring 1980 (forøvrig med store problemer med svelling etc, som omtalt av Broch på denne konferansen i 1984), fant to store metan-eksplosjoner sted. Det omkom 25-30 og store forsinkelser oppsto da det måtte drives en lang ekstra sjakt for ventilasjon. Nødvendige tiltak kan altså bli meget omfattende.

En viktig hendelse i Sør-Afrika fant sted i Orange-Fish tunnelen (drevet ut i 1970-årene), der metan lakk inn fra underliggende sedimentære formasjoner via sprekker i forbindelse med diabas-ganger (dolerite dykes). Til tross for at metan var ventet ut fra forundersøkelsene, og regelmessig måling foregikk, tok gass fra et salvehull fyr uten at metan først hadde blitt oppdaget på stuff. Utstrømmingen (anslått til 30 liter/sekund) ble tillatt å brenne inntil en barriere ('bulkhead') ble bygget for å kvele brannen. Området ble deretter injisert og tunneldriften gjenopptatt med økte sikkerhetstiltak. Dette er bakgrunnen for hvorfor systematisk sonder-boring foran stuff nå foreskrives i alle tunneler uansett bergart i Sør-Afrika og Lesotho, inkludert TBM-tunneler.

Et moderne eksempel på enkle, men effektive tiltak er Mill Creek tunnelen i Cleveland, Ohio, som ble drevet med TBM og som en av forfatterne besøkte sommeren 2001. Det var et jevnt innsig av metan, og noen ganger hydrogensulfid, i hele tunnelen i en svart ganske oppsprukket skifer. Problemet var løst med økning av vanlig blåsende ventilasjonen innover og sugende ventilasjon fra TBM. Et regelmessig måleprogram foregikk, inkludert to sonder for overvåking på TBM. Alarmnivå var satt til 10% av LEL (Lower Explosive Limit) og full stans ('shutdown' av TBM) ved 20% av LEL. Kun få slike stopp hadde forekommet. Det ble gitt grundig instruksjon om risikoen til alle som arbeidet i eller besøkte tunnelen, som var preget av en høy oppmerksomhet på sikkerhet. Alle ble utstyrt med selv-redder (halvmaske med aktivt kullfilter) i beltet, for å kunne puste under en eventuell brann.

RADON

Karakteristikk

Radon er en luktfri og farveløs edelgass (den tyngste) som dannes ved nedbryting av grunnstoffet radium, som i sin tur er et radioaktivt produkt av uran. Radon opptrer som tre isotoper med atomvekt 219, 220 og 222; den siste er den som er hyppigst og av størst betydning.

Radon er ca 8 ganger tyngre enn luft. Radon spaltes til metalliske partikler som kalles 'radondøtre'. De svever i luften og kan avsettes i lungene og avgi radioaktiv stråling (alfa-stråler). De kan også opptas i kroppen gjennom drikkevann.

Forekomst

Radon er en vanlig forekommende gass og kan representere en helserisko når den opptrer i bergrom, i boliger og i drikkevann fra grunnvannsbrønner.

Dette gjelder f.eks i Oslo-feltet knyttet til alunskifer og i grunnfjellsområder, se f.eks. Gaut (1989). Det er ofte påpekt at radon gjerne forekommer i granittiske bergarter, men dette er vel og merke ingen regel som utelukker forekomst i andre bergartsformasjoner. Disse kan inkludere karbonholdige skifre (carbonaceous black shales), leirholdige (glauconite) sandsteiner, kalksteiner, fosforitter, kull, pegmatitter, syenitter, pyroklastiske vulkanske bergarter, metamorfe bergarter, samt skjær- og forkastnings-soner (Randall Schumann et al, 1994).

I underjordsanlegg vil radon komme ut av sprekker og av selve bergartsmaterialet ved fragmentering, f.eks. ved sprengning og ved nedknusning ved fullprofilboring. Jo mer bergarten nedknuses, desto mer radon kan frigjøres.

Forekomsten av radon både under jord (og i hus) påvirkes av trykk- og temperaturforhold. Dette vil gi variasjoner i radonkonsentrasjon over året og også over døgnet.

Potensiell risiko

Inhalering av høye konsentrasjoner av radon (og spalteproduktene radondøtre) over lang tid kan gi lungekreft. I oppslag i massemedia rangeres radon nest etter sigarett-røyking som den vanligste årsaken til lungekreft i Norge. I USA anslås at 55% av total stråledose for befolkningen kommer fra (innomhus) radon (Nagda, 1994).

Det er ikke noe kjent 'sikkert' nivå for eksponering til radon. Britiske arbeidere er siden 1992 begrenset til en årlig eksponeringsdose fra en konsentrasjon på ca 1000 Bq/m^3, men tiltak starter lavere enn dette (Ball & Talbot, 1994). Tillatt eksponering utrykkes gjerne i Bequerel pr m^3 (tidligere WL = Working Level) som tilsvarer tillatt eksponering for 8 timers dag, spesifisert per måned eller år.

I Norge er administrativ norm for radon på faste arbeidsplasser under jord satt til 1000 Bq/m^3 (tilsvarer ca 500 Bq/m^3 radondøtre) ved 2000 timer eksponering pr år. Dersom oppholdstiden er kortere, kan det aksepteres tilsvarende høyere konsentrasjon. Radonkonsentrasjonen skal allikevel ikke overstige 4000 Bq/m^3.

Tiltaksnivåer for radon i innemiljø er til sammenligning for eksisterende bygg (og for øvrig eksponering i dagen):

< 200 Bq/m^3	-	ingen tiltak
200 – 400 Bq/m^3	-	enkle og billige tiltak
> 400 Bq/m^3	-	mer omfattende tiltak

Forebyggende tiltak og behandling

Ved forundersøkelser kan mulig forekomst av radon påvises ved at man tar prøver av vann som samles i et kjerneborhull. Vær oppmerksom på at vannet må stå i borhullet en viss tid (minst 25 dager ifølge Ball et al, 1994) for å oppnå balansering med omgivelsene, og at prøvetakingen må gjøres med dypping av prøvetakingskar, ikke med pumping som vil forstyrre resultatet. Høyt potensiale for radon kan også påvises gjennom analyser på bergartsmaterialet, f.eks. ved analyse av radon-diffusjon eller innhold av radium.

Ved siden av grenser for hvor mye radon/radondøtre man kan ha på en arbeidsplass, har myndighetene også beskrevet kontrollrutiner og aktuelle tiltak.

I underjordsanlegg er det god ventilasjon som er det nødvendige og effektive tiltak. Hvis verdiene kommer over akseptabel konsentrasjon skal arbeid avbrytes inntil tilstrekkelig tiltak (ventilasjon, avskjerming med porter etc) er utført og konsentrasjonen redusert.

Radonmålinger kan foretas relativt enkelt ved utplassering av såkalte dosimetre som kan være stasjonære (bokser fylt med aktivt kull) for overvåking og regelmessig analyse i laboratorium. Hver enkelt kan også utstyres med små dosimetre med sporfilm som kan henges utenpå overallen og som registrerer samlet eksponering. Hvis det forekommer nok radon kan det innebære at mannskapsstyrken må økes, hvis noen har fått for høy dose og derved ikke kan jobbe under jord på en stund. Dette kan f.eks være tilfelle i urangruver eller i andre anlegg med høye forekomster av radon.

Eksempler

I 1971 ble det etablert et samarbeid mellom tilsynsmyndigheten Statens institutt for strålehygiene (i dag Statens Strålevern) og daværende NTH Institutt for gruvedrift. I mai samme år ble de første systematiske målinger av radon/radondøtre foretatt under jord (Olavsgruva på Røros). Siden den gang er de aller fleste arbeidsplasser og også utvalgte ikke-arbeidsplasser under jord (gruver, tunneler, kraftstasjoner, tilfluktsrom og andre bergrom) prøvetatt. De første målingene indikerte at flere gruver og enkelte andre bergrom kunne ha potensiale for så høye konsentrasjoner av radon at ytterligere kartlegging og tiltak var nødvendig. Enkelte arbeidstakere var eksponert for strålenivå over årsdosegrensen for yrkeseksponerte.

I 1983 ble det skrevet en rapport som oppsummerte status for 36 norske gruver og ca 50 tunnelanlegg og øvrige bergrom (Myran,1983). Ingen av de målte arbeidsplasser under jord hadde nå strålingsnivå over årsdosegrensen for yrkeseksponerte under normale drifts- og ventilasjonsforhold. I 10-årsperioden 1972-1983 var den effektive doseekvivalenten for norske gruvearbeidere redusert med 30-40%. Dette hadde spesielt sammenheng med at gruver med høyere radonnivå var blitt nedlagt i perioden, og at man ellers gjennom effektive ventilasjonstiltak hadde redusert nivået. For arbeidstakere knyttet til annen aktivitet under jord enn gruvedrift. F.eks. i kraftanlegg, veg- og jernbanetunneler, kloakktunneler, lagerhaller, siloer, tilflukstrom var effektiv doseekvivalent anslått til å være av størrelsesorden halvparten av gruvearbeidernes.

I dag er den effektive doseekvivalenten for gruvearbeidere på ca 1/3 av nivået i 1972. Tilsvarende positive utvikling må antas for andre arbeidsplasser under jord. Dette har i hovedsak sammenheng med langt bedre og mer effektiv ventilasjon enn på 70-tallet.

Like fullt må man fortsatt fokusere på radon som et arbeidsmiljøproblem under jord, både når det gjelder kartlegging og tiltak. Dette gjelder spesielt bergverk og bergrom med svak eller ingen ventilasjon der man har bergarter med radioaktive mineraler eller der man har inntrengning av radonholdig grunnvann til bergrommet.

Et eksempel forfatterne kjenner til i utlandet var et lite renseanlegg som ble drevet ut på Jersey i 1990-årene i en granophyre, dvs en slags finkornet granitt. Her var forekomsten av radon såvidt sterk at det relativt ofte var nødvendig med ventilasjonspauser. Dette resulterte i tidvis signifikante forsinkelser. Problemet var imidlertid forutsett og tiltak med ekstra ventilasjon og bruk av dosimeter var innarbeidet og ble gjort opp etter kontrakt.

ANDRE GASSER

Hydrogensulfid

Hydrogensulfid H_2S er giftig og farlig fordi det har stor affinitet til hemoglobinet i blodet.

Gassen er lett luktbar, også i ufarlige konsentrasjoner. Det er imidlertid viktig å være klar over at luktesansen raskt blir sløvet, slik at 'fare-signalet' forsvinner.

Den forekommer gjerne sammen med vanninnstrømming som stammer fra reduserende miljø. F.eks kan hydrogensulfid opptre i kalkstein; husk illeluktende vann i kilder i kalksteins-formasjoner.

Hydrogensulfid har også en nedre og øvre eksplosjonsgrense, men tillatt eksponering for giftighet nås imidlertid først.

Svoveldioksyd

Svoveldioksyd SO_2 opptrer i hovedsak på samme måte som hydrogensulfid, dvs sammen med vanninnstrømming.

Det er en fargeløs, meget irriterende gass. Den gir en stinkende lukt allerede ved små konsentrasjoner (1 ppm). Ved innånding i små konsentrasjoner kan man få svie i luftveiene og oppkast.

Den vanligste kilden for svoveldioksyd i fjellanlegg er fra sprengning og eksos, dvs avhengig av aktivitetene. Ellers er svoveldioksyd ikke uvanlig i vulkansk aktive områder.

Svoveldioksyd reagerer lett med vann og danner svovelsyre som kan gi lungeskader ved langtidseksponering. Svoveldioksyd er vanligvis ikke målbar i tunneler fordi den faller ut som aerosol ved kontakt med vann (fuktighet) i tunnelluften.

Kullos og kull-dioksyd

Kullos (karbonoksyd) CO og kulldioksyd (karbondioksyd) CO_2 er kjente gasser som kan forekomme naturlig i forbindelse med vulkanisme, og som derfor kan påtreffes f.eks. i lavabergarter. Under vulkanutbrudd opptrer gjerne CO i noen få prosent av CO_2 konsentrasjonen. Som oftest opptrer CO og CO_2 som resultat av sprengning og forbrennings-avgasser og røyking.

Kullos CO er meget giftig og farlig da den er uten lukt, smak og farge, og raskt reduserer blodets evne til å ta opp oksygen.

Kulldioksyd CO_2 gir en sterk følelse av ubehag lenge før kvelende konsentrasjon (dvs 8-10%, 20% kan være dødelig). Den er tyngre enn luft og kan derfor samle seg i uventilerte områder som pumpesumper, nisjer ol. Den er ikke eksplosiv, men kveler forbrenning.

Kulldioksyd finnes naturlig i assosiasjon med vulkanske bergarter, og intrusiver i karbonførende bergarter. Det kan også forkomme der oksygen reagerer med karbonat-bergarter, og selvfølgelig ved råtning eller forbrenning.

Forekomst av kulldioksyd CO_2 (sammen med radon) som gass-innstrømming fra forkastninger i vulkanske bergarter er nylig rapportert av Rodrigues et al (2002) fra flere tunneler på Madeira. I en vannforsynings-tunnel forårsaket innstrømming av store volum kulldioksyd og radon avbrytelser av arbeidet.

Nitrogen.

Nitrogen N_2 er en fargeløs og luktfri inert gass. Den utgjør hoved-komponenten av luft (78%). Den er ikke giftig i seg selv. Overskudd av N_2 gir redusert oksygeninnhold, som kan forårsake kvelning. Gassen kan derved gi fare hvis oksygenet i luften brukes opp av en eller annen grunn, f.eks på grunn av råtning eller forbrenning.

Nitrogen N_2 finnes i grunnvann, oppløst fra luften. Forfatterne kjenner ikke til at nitrogen har forårsaket problemer i fjellanlegg på grunn av økt tilførsel fra innstrømmende grunnvann.

Fare forebygges ved god ventilasjon og kontroll av oksygen-innholdet i luften.

Oksygen

For orden skyld bør man nevne oksygen O_2. Det er jo det vi trenger for å kunne puste. Oksygeninnholdet ved havnivå er ca 20,8%.

Hvis det i avstengte fjellrom kan forekomme råtning, f.eks. av gamle trematerialer e.l., kan oksygenet brukes opp. Det samme kan selvsagt skje ved brann og annen forbrenning.

Arbeidstilsynet har i sine veiledninger satt 19% oksygen som nedre grense for oksygeninnholdet ved arbeid under jord. I gamle dager brukte gruve- og tunnelarbeiderne lamper for å kontrollere at det var nok oksygen (til forbrenning og pusting). Idag finnes egnede stasjonære og mobile sonder, også for personlig bruk.

Bensin

Selv om bensin ikke forekommer 'naturlig' kan det allikevel nevnes at man ved tunneldrift kan komme inn i bensin som er lekket ut fra overliggende tanker. Under

Riyadh ble en tunnel for endel år siden drevet inn i oppsprukket kalkstein som var mettet av bensinlekkasje fra en overliggende bensinstasjon, slik at det faktisk samlet seg dammer på sålen. Dette ga naturlig nok forsinkelser på grunn av eksplosjonsfaren.

Det kan nevnes at bensindamp i en konsentrasjon av 400ppm ikke luktbar, men kan drepe i løpet av et døgn i lukket rom.

RISIKO-STYRING

Det er klart at håndtering av den risko som naturlige gasser kan representere naturlig hører hjemme under HMS-arbeidet. HMS-utvalget i Entreprenørforeningen – Bygg og Anlegg (EBA) har nylig lagt fram en 16-punkts plan over konkrete forslag til tiltak for å ivareta HMS og forbedre arbeidsatmosfæren under jord (Heszlein, 2002). Dette er blant annet basert på målinger og undersøkelser foretatt av SINTEF/NTNU i forbindelse med byggingen av Oslofjordtunnelen. Forståelig nok er ikke disse punktene direkte rettet mot naturlige gasser, men mot sprengning, lasting, transport, asfaltering etc.

Imidlertid er flere av punktene generelt anvendbare, f.eks.:

- Det skal stilles prosjektspesifikke krav til (spesielle) ventilasjonsløsninger
- Det skal stilles krav til måledokumentasjon
- Krav til redningscontainer, sprengning av nisjer for denne og plassering skal være beskrevet og priset i kontrakten
- Innkjøp og bruk av redningsutstyr i drivefasen som skal installeres i eller i tilknytning til tunnelen i bruksfasen, skal vurderes.

Dette innebærer at det kan være nyttig å inkludere en vurdering om naturlige gasser skulle kunne tenkes å gi problemer og derved rettferdiggjøre tiltak. For anlegg i utlandet bør dette absolutt tas med i vurderingen, som begrunnet av eksempler etc over.

Som et eksempel på en strategi for 'risk management' i denne forbindelse, kan det nevnes at i Sveits har man etter erfaringene fra utdriving av en lang rekke anlegg over de siste 30 år utviklet et konsept basert på 4 'pillarer' (Wyss, 2002):

- Beskyttelse mot overraskelser ved egnede målinger og alarminstallasjoner
- Uttynning av instrømmende gasser ved hjelp av tilstrekkelig ventilasjon, som også sikrer omrøring
- Videre tekniske tiltak: sonderboring for gass, grenseverdier for underjordsinstallasjoner, målrettet eksplosjons-beskyttelse av individuelle deler av utstyr etc, der det er nødvendig
- Organisatoriske tiltak: En gass sikkerhets-komite under ledelse av en 'gass-sikkerhets-ingeniør' med autoritet til å gripe inn, målrettet informasjon ('briefings') for staben, egnede rapportsystemer, som sørger for en rask flyt av informasjon, bør være tilgjengelig på anleggsplassen.

Disse 'pillarene' bør det ikke være mye motforstillinger til. Det kan nevnes at samme forfatter refererer til undersøkelser og tiltak for de dype og lange Alpe-tunnelene som er under bygging, dvs Lötschberg og St Gotthard, som har vært omtalt på denne

konferansen. På grunn av forekomst av yngre bergarter (enn det vi har i Norge) er det ikke uvanlig med metan i fjellanlegg i Sveits, ellers nevnes hydrogensulfid, kulldioksyd og nitrogen (den siste opptrer som 'berg-gass' kun i små konsentrasjoner). For den som vil settes seg inn i sveitsiske bestemmelser med hensyn til eksplosive gasser, kan en kikk på retningslinjer og standarder fra SUVA (Swiss Employers' Accident Insurance Company, 2002) være nyttig.

KONKLUSJONER

Vi har normalt lite problemer med naturlige gasser i norske fjellanlegg under utdrivingsfasen. Selv om noen gasser kan forkomme oftere enn vi tror, tar den vanlige ventilasjonen gjerne hånd om dette.

Imidlertid er det verdt å være klar over de muligheter som finnes, f.eks. for forekomst av metan i svarte skifre, radon i Oslo-feltet, m.v. som nevnt over.

Særlig er det viktig å være på vakt om arbeider skal gjenopptas eller utføres i anlegg som har stått uten ventilasjon en tid.

I utlandet bør man ta med i betraktningen at forekomst av farlige naturlige gasser kan være langt vanligere, avhengig av geologisk formasjon.

Ved siden av risikoen for ulykker og medfølgende ansvar, kan det oppstå betydelige forsinkelser og eventuelt økonomiske tap hvis man ikke er forberedt på tiltak som målinger og ekstra ventilasjon.

Det er selvsagt nødvendig å sette seg inn i de detaljerte bestemmelser som gjelder i det landet man arbeider i, da både grenseverdier og andre bestemmelser kan variere ganske mye.

Denne artikkelen søker etter beste evne å gi en oversikt og oppmuntre til at man setter seg inn i de forskjellige aspekter etter behov. Den enkelte må selv kontrollere riktigheten av de gitte opplysninger og sette disse inn i den nødvendige sammenheng.

REFERANSER

Ball, T.K. & Talbot, D.K. (1994): "Radon Risks", World Tunnelling, March.

Broch, E. (2002): Personlig kommunikasjon.

Heszlein, J. F. (2002): "Bedre arbeidsatmosfære ved underjordsarbeider", intervjuet av J.O. Oldertroen, Byggeindustrien nr 7, 2002.

McPherson, M. (1993): "Subsurface Ventilation and Environmental Engineering", Chapman & Hall, London, 891 sider.

Myran, T. (1984): "Metan-gass – bare et kullgruve-problem?" Bergmekanikk-dagen, Oslo.

Myran, T. (1983): "Radon under jord". Status-rapport. BVLI/Bergforskningen/NTNF

Nagda, N. (1994): "Radon – A Multifaceted Environmental Problem: An Overview", *in* Radon: Prevalence, Measurements, Health Risks and Control, ASTM Manual Series: MNL 15, ISBN 0-8031-2057-5.

Gaut, A. (1989): "Radongass i utbygningsområder", Bergmekanikkdagen, Oslo

Randall Schumann, R., Gundersen, L.C.S. & Tanner, A.B. (1994): "Geology and Occurrence of Radon", *in* Radon: Prevalence, Measurements, Health Risks and Control, ASTM Manual Series: MNL 15, ISBN 0-8031-2057-5.

Rodrigues, C., Grøv, E, & Prada, S.N. (2002): "Tunneling in volcanic environment – Experiences from some selected tunneling projects in Madeira Island, Iceland and Faroe Islands", Eurock 2002, Int. Symp. Rock Engineering for Mountainous Regions, ISRM, Madeira.

SUVA (2002): "Verhütung von Unfällen durch Brände und Explosionen bei der Erstellung von Untertagebauten in Erdgas führenden Gesteinschichten." Technisches Merkblatt, 66102.d, 16 sider.

Whittaker, B.N. & Frith, R.C. (1990): "Tunnelling - Design, Stability and Construction", The Institution of Mining and Metallurgy, London, ISBN 1 870706 20X.

Wyss, R. (2002/4): "Danger caused by Gas Intrusion on Tunnelling Sites", Tunnel 4/2002, STUVA, Köln.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

RENSKESPETTET PÅ MUSEUM ?

The scaling rod to the museum?

Bergingeniør Per Bollingmo
NOTEBY AS

SAMMENDRAG

Renskespettet har vært et nyttig og nødvendig hjelpemiddel ved bergarbeider gjennom tidene, både for stuffmannskapet ved utførelsen av sikringsarbeid, men også for ingeniørgeologene og kontrollører ved kvalitetssikring og vurdering av permanent sikring. I de senere år er manuell rensk med spett mer og mer blitt erstattet med mekanisk rensk, og dette er mange steder den eneste formen for rensk, selv om det i de fleste kontrakter er presisert at mekanisk rensk skal avsluttes med manuell rensk. Også ingeniørgeologene synes å ha satt bort renskespettet, og mister derved de kunnskapene og erfaringen man kan erverve seg om bergets egenskaper og stabilitet gjennom den direkte nærkontakt renskespettet gir.
Denne utviklingen tjener ikke sikkerheten ved bergarbeider.

SUMMARY

The scaling rod has been a useful and necessary tool for rock construction works, both for the men at the face for securing the work place, but also for engineering geologists and site supervisors when evaluating the stability conditions, and design of permanent rock support. Mechanical scaling has during the later years been a substitute for manual scaling with a rod, even if most contracts state that manual scaling shall follow mechanical scaling.
Also the engineering geologists have abandoned the scaling rod, thereby losing the knowledge and experience on rock properties and stability they could achieve in close contact with the rock.
This development does not promote safety in rock construction works.

Ikke alle vet hva et renskespett er.

Renskespett er en lang tung ting som er et nyttig redskap for en bergmann, ja til og med en del av basisutrustningen, og uunnværlig for mange. Imidlertid våger jeg den påstand at det er flere her i salen som aldri har sett et renskespett. Det har skjedd flere ganger når jeg har besøkt et anlegg og spurt om å få låne et renskespett at man har blitt flakkende i blikket og tydelig gitt til kjenne at man ikke skjønte spørsmålet.

Mye dårlig renskearbeid

Bakgrunnen for dette lille innlegget er at jeg i løpet av noen få år har vært i nærkontakt med én ulykke med personskade, og 2-3 nestenulykker med nedfall av

stein, og som kan skyldes at renskespettet ikke har vært nok i bruk. Man kan også spørre seg om hvor mye stein som faller ned og som ingen legger merke til, når det tross alt skjer at stein faller ned og treffer personell eller utstyr.
Det er det min erfaring fra inspeksjon av ganske mange kilometer tunneler, og mange fjellskjæringer, at renskearbeidet ikke utføres godt nok. Store mengder løst fjell er blitt rensket ned etter at renskearbeidet var erklært ferdig. Dette er på sett og vis forståelig, da spettrensk er en uhyre krevende og slitsom øvelse som man knapt kan forvente at folk makter mer enn et halvt skift av gangen. Likevel er det forbausende at det fra stuffmannskapet slurves med rensken, da det først og fremst deres egen sikkerhet det står om. Dette gjelder for omtrent alle anlegg jeg har besøkt de senere år, uavhengig av hvem som er byggherre eller entreprenør.
Samtidig er det interessant å se at enkelte riktig gamle anlegg hvor rensk har vært praktisk talt den eneste sikringsmetoden, står stabilt og fint, selv etter 50-100 års bruk.

Rensk er viktig for sikkerheten ved bergarbeider, og maskinrensk kan ikke erstatte spettet

I de senere år er bransjen blitt mer opptatt av HMS. Det er min mening at rensk er av de viktigste faktorene når det gjelder sikkerhet ved bergarbeider, og spettrensk er viktig av flere grunner.

I løpet av de siste 10-12 år er maskinrensk i form av pigging blitt brukt mer og mer. Dette er i de fleste tilfeller en utmerket renskemetode hvis den blir brukt med fornuft. Jeg har imidlertid sett eksempler på at maskinrensk med pigger har gjort vondt verre ved at den har gitt mer oppknust og oppsprukket fjell enn det man hadde i utgangspunktet.

Det som nå er min bekymring, og grunnen til at jeg stiller spørsmålet om renskespettet er på veg til museum, er at maskinrensk mer og mer blir den eneste formen for rensk, til tross for at det i de fleste kontrakter står beskrevet at *maskinell rensk alltid skal avsluttes med manuell rensk*, dvs. spettrensk. Grunnen til min bekymring er først og fremst at en maskinoperatør ikke får nærkontakt med fjellet, og derfor ikke ser alle sprekker og avløste blokker fra sin posisjon. Dette er åpenbart for alle som har forsøkt å bedømme fjellets tilstand fra sålen, for så å få et helt nytt inntrykk når man kommer opp på en arbeidsplattform og får se det hele på nært hold.

Spettrensk er i seg selv en risikofylt operasjon, og det er klart at det under spesielle fjellforhold er uhensiktsmessig eller så usikkert å utføre spettrensk at kun maskinrensk, eventuelt spylrensk, er riktig. Dette er imidlertid unntakene, og dette innlegget gjelder der hvor spettrensk er riktig og nødvendig for å øke sikkerheten på anlegget.

Sprøytebetongen overtar

Mye av manglende sikkerhet ved dårlig rensk kompenseres ved bruk av sprøytebetong, som tross alt kan holde på betydelige mengder løst fjell. Etter min mening er det åpenbart feil at man sprøyter inn løst fjell som kunne vært rensket ned. (Dette har jeg for øvrig hatt et kritisk innlegg om på Fjellsprengningskonferansen i 1996, og dagens innlegg er sånn sett ganske nært beslektet med dette). Dessuten er

det slik at det gjerne går en periode fra avsluttet rensk til sprøytebetongen blir påført og blir bæredyktig. Dette tidsrommet kan variere fra en halvtime til flere måneder, og det er åpenbart at det da kan forekomme mye nedfall.

På sprengningsarbeider i dagen er renskespett ofte et ukjent redskap

De fleste her i salen er formodentlig beskjeftiget med tunneler og bergrom, men det er også mange som til daglig arbeider med dagsprengninger. Det er store kulturforskjeller på disse to arbeidsområdene. I tunnelvirksomheten er det generelt personell med høy kompetanse på sikringsarbeider, men ved overjordsarbeider er det snarere unntaket at de utførende har særlig kunnskap om fjellsikring. Kunnskapene er her knyttet til ren sprengningsteknikk, og når jeg nå snakker om renskespett, så er denne redskapen totalt ukjent på mange daganlegg. Her utføres rensken gjerne med gravemaskinskuff, vannspyling, armeringsjern eller alminnelig spett. Erfaringen er ofte at stabilitetsproblemene i skjæringer er vel så store på daganlegg som i tunneler.

Hva med organiseringen av arbeidet?

Hvordan er så organiseringen av arbeidet på et anlegg? Hva er entreprenørens rolle, og hva er byggherrens rolle, og hvordan følges disse rollene opp?
Entreprenøren overlater i stor grad utførelsen og kontrollen av renskearbeidet til basen og hans mannskap. Etterkontroll og kvalitetssikring av dette arbeidet skjer i svært liten grad hos entreprenøren. En formann eller anleggsleder på renskeplattformen er en sjeldenhet.

Byggherren utfører varierende grad av etterkontroll med rensken. Som oftest er dette en operasjon i forbindelse med anvisning av permanent sikring, og dette kan foregå lenge etter at renskearbeidet er avsluttet, sågar etter gjennomslag i en tunnel, eller etter at takskiva er ferdig i et bergrom.

Hvem har ansvaret for sikkerheten?

Hva med ansvarsforholdene på et anlegg? Det er en vanlig oppfatning at entreprenøren har ansvar for arbeidssikring (stuffsikring), mens byggherren har ansvar for permanentsikring. Det er imidlertid ikke fullt så enkelt. Byggherren har et overordnet ansvar etter Byggherreforskriften til å sørge for at sikkerheten ivaretas, og skal i gjennomføringen av et prosjekt sørge for å etablere systemer og oppgavedelegering som ivaretar sikkerheten. Gjennom rutiner og opplegg for internkontroll og kvalitetssikring skal han sørge for at delegerte oppgaver ivaretas.

Uten at jeg skal bedrive for mye amatørjus synes det klart at både utførende og byggherre har et medansvar for sikkerheten. Hva så med et eventuelt uhell med nedfall av stein hvor kontraktsbestemmelsen om at maskinell rensk skal etterfølges av manuell rensk ikke er fulgt? Jeg antar at det kan bli et problem for begge parter.

Det gjør ikke saken enklere at begreper som "arbeidssikring", "permanent sikring", "driftsrensk" og "stuffsikring" ofte er dårlig definert. Dessuten ser man enkelte eksempler på hvor den vanlige oppgjørsformen med at byggherren betaler alt sikringsarbeide etter medgåtte mengder fravikes, og at entreprenøren inkluderer

stuffsikring i sprengningsprisene. Slike kontrakter fører ubønnhørlig til diskusjoner om ansvar og oppgjør hvis man ikke har definert begrepene presist.

Den vanlige oppgjørsformen med at driftsrensken er inkludert i sprengningsprisen gir ikke akkurat insitament til å utføre en samvittighetsfull rensk. Imidlertid husker vel mange hvordan det var tidligere med oppgjør etter medgått tid, og hvor det nærmest kontinuerlig var konflikter om oppgjør for rensken, og hvor byggherrene beskyldte entreprenørene for å fylle ut dødtid men rensk, og å skrive timer med gaffel. Jeg har dessverre ikke noen god oppskrift på hvordan man samtidig kan få utført en tilfredsstillende rensk uten å få konflikt om oppgjøret.

Bergfolket benytter ikke sitt beste redskap til å få kunnskap og erfaring

Jeg har også en annen bekymring på vegne av vår stand, og da tenker jeg spesielt på ingeniørgeologene og andre bergkyndige som bør ha som sitt sterkeste anliggende å lære seg å kjenne berget. Faget er et utpreget erfaringsfag hvor man erverver kunnskaper gjennom nærkontakt med berget og aktiv observasjon eller deltagelse i det arbeid som foregår på stuffer og i skjæringer. Som de fleste kanskje allerede har gjettet er det da min mening at renskespettet er det fremste arbeidsredskapet. Geologhammer eller annen redskap er mindre egnet i denne sammenhengen, mens aktiv bruk av renskespettet gir nødvendigvis nærkontakt med og kunnskaper om berget, særlig karakteren på sprekker og svakhetssoner som igjen er de viktigste parametrene for stabilitetsegenskapene til berget.

Bruk mer tid i tunnelen og mindre ved PC'en

Jeg synes å se at dagens bergfolk ute på anleggene er superdyktige på PC og lager flotte skjemaer, tegninger, statistikker og rapporter, men at man bruker mindre tid på de øvelsene som jeg har nevnt ovenfor. Jeg har sett tunnelanlegg hvor hverken entreprenør eller byggherre tar bryet med å inspisere hengen fra arbeidsplattform etter salvene, og dermed går man glipp av de kunnskapene og erfaring dette gir, og den sikkerhet det gir å pirke og banke på berget for å sjekke for løse partier. Sikringsarbeidet blir mer skjematisk, uten den vurdering som ligger i "design as you go" som vi her i landet har markedsført som en metode til å oppnå sikre og rimelige anlegg.

Grundig spettrensk gir økt sikkerhet

Når jeg er ute på anleggene og diskuterer problemstillingen med folk, så er det en ustrakt enighet om at renskespettet er viktig. Likevel ser det ut til at man har tro på at sprøytebetongen skal løse alle problemer. Sprøytebetongen er uten tvil det mest effektive og beste sikringsmiddelet vi har, men den skal ikke være et hinder for å få enda sikrere anlegg.

Den utviklingen vi ser med mer industriell og skjematisk drift og mindre håndverk, medfører muligens høyere effektivitet, men mindre kunnskap og innsikt om berget, og sannsynligvis dårligere sikkerhet.

En munter mann foreslo at tittelen på dette innlegget burde være: "Slutt å rænsk mainn, du e' færdig læll". Jeg mener at man gjerne skal spøke med alvorlige ting, men håper at man tar temaet mer alvorlig enn man ser av dagens utvikling.

Sivilingeniør Per Ole Morken
Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

SVEA NORD

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

OFOTBANEN 100 ÅR

The 100 year anniversary of the Ofotbanen railway line.

Siv.ing. Brede Nermoen, Prosjektsjef Jernbaneverket Region Nord

SAMMENDRAG

Da Ofotbanen ble åpnet for trafikk 15. november 1902, hadde man gjennomført et av de på den tid desidert største og vanskeligste anleggsprosjektene i Norge og Sverige. Ofotbanen åpnet for at gruveselskapet LKAB i Kiruna kunne starte utvinningen og eksporten fra de rike malmleiene i Lappland. Byggingen av banen bød på ekstreme utfordringer når det gjaldt klima, logistikk og byggetid.

Banen har gjennom de 100 år den har vært i drift, representert en teknologileder innen norsk jernbaneteknikk. Dette er også situasjonen i dag med de utbyggingene og moderniseringene som foretas for å klargjøre banen for 30 tonns aksellast fra september 2003.

SUMMARY

The Ofoten line is the 43.km long railway from the Swedish border to the city of Narvik near the icefree Ofoten fjord. The line is mainly a oreline for export from the Swedish ironore mines in Kiruna. The 15. of November 2002 the line has been operated for 100 years. The anniversary is celebrated in honour for those men who constructed this line under arctic conditions 100 years ago.

The line is still developed, and in autumn 2003 the line will be prepared for 30 tons axle load.

1 HVORFOR BLE OFOTBANEN BYGD?

Det fantes to naturgitte forutsetninger som lå til grunn for at man i 1902 kunne starte jernbanetrafikk mellom det som da var blitt byen Narvik i Norge og byen Kiruna i Lappland i nord Sverige. Narvik ligger innerst i Ofotfjorden og har på grunn av Golfstrømmen en perfekt isfri havn bare få kilometer fra grensen mot Sverige. I Lappland hadde man allerede fra 1600 tallet kjent til flere rike malmforekomster, noen av de største ble funnet i området ved Kiruna allerede i 1696, men utfordringene med transport var da uoverkommelige for større volum.

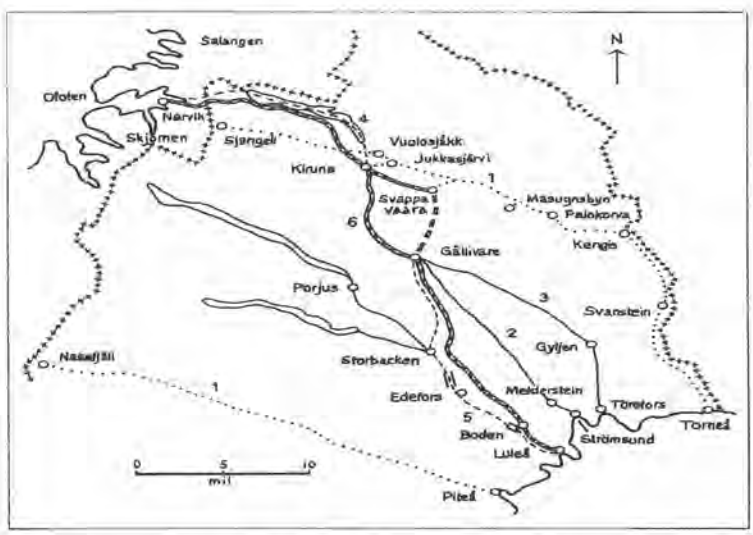
Da man startet med bergverksdrift i den "norrbotniska ödemarken" var det i første omgang edlere metaller enn jernmalmen magnetitt man utvant. Områdene besto av "endeløs ødemark" hvor man ikke kunne regne med å påtreffe andre enn enkelte samer og deres reinflokker. Fastboende befolkning fantes bare langs norskekysten og ved den Botniska viken. Avstanden mellom Narvik og Luleå er ca 800 km, og de rikeste malmfeltene lå nesten midt i mellom.

Utfordringene med transport var formidable, og fram til 1892 ble dette løst med rein og pulk, kløv, prammer på de store sjøene og båter nedover elvene. Det ble også planlagt å bygge kanaler og sluser for å komme lengst mulig vestover med båter uten omlasting. I tillegg var sommeren kort i Lappland. Det ble tidlig is i elver, sjøer og havner. Fra 1814 da Norge ble i union med Sverige begynte man også å se på rutene vestover. Her måtte man passere vannskillet i høyfjellet og man manglet farbare vassdrag vestover. Likeledes var og er topografien svært utfordrende.

2 DE ELDSTE PLANER OM EN JERNBANE

I 1830 årene var det Oscar I som eide nesten hele dagens Norrbottens Län, og man begynte å diskutere muligheten for å bygge en jernbane mellom gruvene ved Gällivare og en utskipningshavn ved den Botniska viken. I 1847 fikk friherre Nils Barck konsesjon for en jernbane mellom Gällivare og Tørne. Han forsøkte å få med seg engelske investorer på prosjektet, men mislyktes og trekte seg ut av hele prosjektet. I 1865 startet et "The Gellivare Company", eierene av gruvene i Gällivare, arbeidet med å bygge kanaler forbi fossene i Luleelven, og en 8 mil lang jernbane fra Gällivare ned til elven. Etter to år var selskapet konkurs. De engelske interessentene i "The Gellivare Company" gav ikke opp forretningsdriften i Lappland, og kjøpte flere gruver og rettigheter i området.

Det var ett problem med de mektige jernmalmfeltene i Lappland, og det var fosfor innholdet i malmen. I 1878 ble dette problemet løst, noe som førte til at verdien av malmfeltene økte betraktelig. De engelske interessentene var godt posisjonert, og i 1882 fikk selskapet "The Swedish and Norwegian Railway co Ltd." konsesjon for en jernbane fra kyst til kyst.



Skisse over transportveier for malm fra fjellene i Lappland til havet. (etter L. Nilsson 1968)

1. Transport med reinraider eller elvebåter på 1600-, 1700- og 1800-tallet.
2. Meldercreutz transportvei 1742 – 1786.
3. Hermelins transporvei 1797 – 1812.
4. Ekströms forslag til transportvei 1825.
5. Schougs forslag til transportvei 1862 –1866, med de såkalte engelske kanalene.
6. Malmbanen/ Ofotbanen slik den fremstår i dag. Strekningen Svappavaara – Gällivare er fortsatt ikke bygget.

3 ENGELSKMENNENE

Det engelske selskapet fikk konsesjon på bygging og drift av jernbane mellom Luleå og Victoriahavn. Stedet skal ha vært oppkalt etter den engelske dronning, men ble senere omdøpt til Narvik.

Arbeidet med den nye banen startet i 1884 med strekningen mellom Luleå og Gällivare. Her ble det satt inn ca tusen arbeidere, og den 12. mars 1888 ankom det første malmtoget til Luleå. Toget skal ha bestått av 40 vogner og ha brakt med seg 1000 tonn malm. Problemene for selskapet startet med teleløsningen, underbygningen sviktet der sporet var lagt over myrer og vassjuk mark. Likeledes rant pengene fortere ut enn de kom inn, og da de ca 4000 arbeiderene som hadde begynt på strekningen mellom Narvik og Gällivare ikke lenger fikk lønn, var selskapet konkurs.

Den svenske staten kjøpte konkursboet for 6 millioner kroner. Historien vet å fortelle at engelskmennene hadde investert ca 24 millioner kroner. Først i 1892 var banen ferdig opprustet og godkjent for trafikk mellom Luleå og Gällivare, nå med SJ (Statens Jernvegar) som eier og driver. To år tidligere, i 1890 ble gruveselskapet LKAB stiftet. Selskapet fikk navnet etter fjellene Kiirunavaara og Luossavaara som besto av jernmalm, og lå der dagens gruve og byen Kiruna ligger.

På norsk side av grensen hadde engelskmennene rukket å bygge 23 km med jernbanetrase og sporlegge 8 km, fra Fagervik til Djupvik. Nordover fra Gällivare var det ferdigstilt 20 km spor fram til elva Lina.

4 NY BYGGESTART

I 1898 vedtok den norske og svenske regjering å gjenoppta byggingen av banen mellom Gällivare og Narvik. Dette skjedde med et knapt flertall etter at den svenske statsministeren E.G.Broström hadde truet med å gå av.

Arbeidene Startet nå for fult fra svensk og norsk side med flere tusen mennesker til å gjøre selve anleggsarbeidet, og ikke minst bygge opp og drive støtteapparatet. Arbeidsforholdene på denne vestlige delen av Malmbanen/ Ofotbanen var svært vanskelige etter datidens forhold, og er heller ikke enkle i dag. Kort sommer, lav temperatur, store snømengder, snøras, steinsprang og bitende stormer uten nevneverdig med skjermende vegetasjon var de naturgitte rammene for anlegget. I tillegg kommer at det i området fra før ikke fantes noe infrastruktur ut over enkelte gammer og leirplasser som samene brukte. Det måtte bygges anleggsveger, brakker og handelssteder, det ble startet skipsfart på Tornetresk og bygd flere kraftverk for å skaffe energi til deler av anleggsvirksomheten.

Banen ble som planlagt ferdigstilt i 1902, og 15.november dette året kunne banedirektør Fleischer fra Norge og generaldirektør Nordstrøm fra Sverige skru på plass den siste lasken ved Riksgrensen. Kong Oscar II ventet med den offisielle åpningen til sommeren året etter. Dette var da den tredje grensebanen som var åpnet i hans regjeringstid.

Byggekostnadene var beregnet til 22 millioner kroner, mens sluttregningen ble på hele 40 millioner, noe som selvsagt også den gang medførte en hel del kritikk.

5 ORGANISERING

Anleggsarbeidet var organisert på sedvanlig måte på den tiden, ved at hele strekningen var inndelt i distrikter og avdelinger. På norsk side var det to, 1. og 2. avdeling. Under hver avdeling hadde man selvstendige arbeidslag ledet av en bas. Arbeidene ble som vanlig i stor grad utført på akkord, og lagene holdt seg selv med kokke og mat. Allerede i 1899 organiserte arbeiderene på norsk side seg i fagforeninger, en for hver avdeling og en for alle arbeidene som foregikk i selve Narvik.

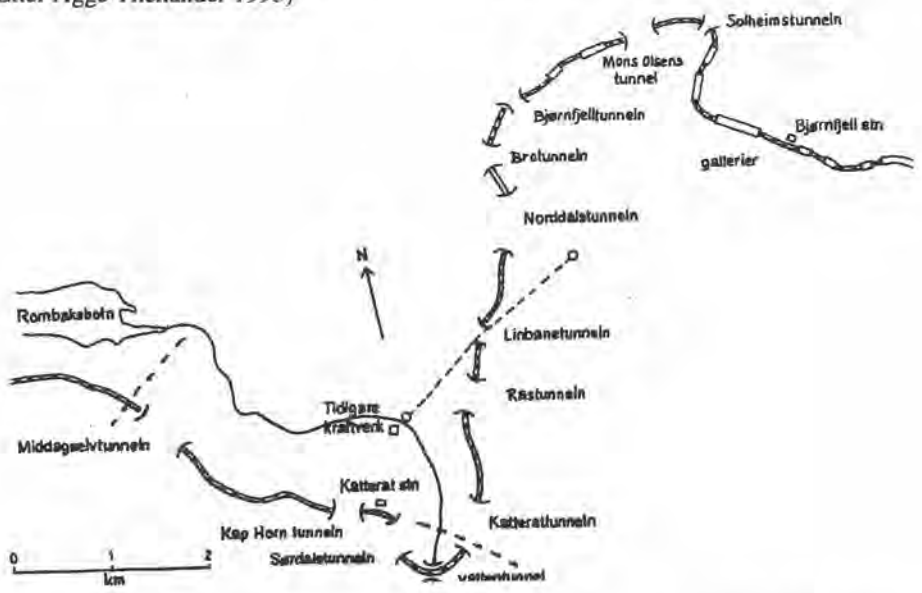
Den gang var det kanskje enda viktigere enn i dag å etablere mange angrepspunkter på en strekning som skulle bygges på kort tid, og hvor den viktigste energikilden var menneskelig muskelmasse. Det ble derfor bygd en anleggsveg fra Rombaksbotn over til svensk side for å transportere inn folk og forsyninger. Varene ble tatt i land fra skip innerst i Rombaksbotn og transportert opp på fjellet til de forskjellige arbeidsstedene, eller over på svensk side ned til Torneträsk og videre med båt. Det ble sommerstid også brukt mindre båter på mange av de andre sjøene for å lette transporten. I Rombaksbotn vokste det etter vært fram et samfunn med over 500 personer og 75 hus. Her fant man lensmann, postkontor, arrest, hotel, handelshus, håndverkere, skole og boliger for familier, foruten nødvendige lagre og kontorer for anlegget. I dag kan man bare se enkelte hustufter i bjørkeskogen som minner fra all denne aktiviteten.

Etter vært ble transportmengden som gikk over Rombaksbotn så stor at man måtte gjøre tiltak for å lette arbeidet med den 500 m høye stigningen opp til Bjørnfjell og Riksgrensen. For dette formålet ble det bygget tre taubaner: En mot sydøst ved Katterat for å lette transporten over Katterjaure og ned mot Vassijaure på svensk side. Så ble det etablert en bane rett sydover fra Rombaksbotn opp til Middagselv tunnelen. Begge disse banene var håndrevne. Den siste banen ble bygget fra innerst i Rombaksbotn opp Norddalen mot Bjørnfjell. Denne ble tatt i bruk i 1899 og sparte 4,5 km veg med 500 m høydeforskjell. Banen var delt i to, med en øvre og nedre del, begge drevet av en dampmaskin. Det er anslått at denne banen transporterte ca 10.000 tonn varer før sporleggingen hadde kommet opp på fjellet.

På norsk side av grensen ble det bygget en del solide steinbrakker flere steder langs traseen. Disse bygningene var senere tenkt brukt til blant annet vokterboliger. De karakteristiske bygningene kan fortsatt ses langs sporet og er for en stor del blitt fritidsboliger og er gjerne bygget på. Solheimsbrakka vest for Bjørnfjell ble også skrevet inn i historien i 1940 da den tjente som hovedkvarter for den tyske generalen Dietl under kampene denne våren. Ut over dette ble det reist et betydelig antall brakker i tre, delvis med utvendig isolasjon av torv. Det var også typisk for brakkene langs Ofotbanen og Malmbanen at de hadde en ledig "luffarseng" for alle de som vandret langs anlegget og trengte et sted å overnatte. På den over 5 mil lange strekningen av banen som går langs Torneträsk ble det anlagt flere småsamfunn som var knyttet sammen med faste dampbåt ruter i sommer sessongen. Et av de største stedene var Tornehamn lengst nord i Torneträsk. Her var det som i Rombaksbotn administrasjon, lensmann, sykestue og kapell.

På norsk side ble det etablert to administrasjonssteder i tillegg til Rombaksbotn, dette var Norddalen og Hunndalen. Her bodde ingeniører og jernbanefolk i tillegg til at det fantes butikk for proviantering. I Hunndalen ble det også bygd et eget forsamlingshus.

Øvre del av banen på norsk side med de mest kjente tunnelene og taubanene.
(Etter Agge Thenander 1993)



Under anleggsperioden ble det bygd tre kraftverk langs banen, ved Abiskojåkk og Katterjåkk på svensk side, og i Hunndalen i Norge. Anleggene ble bygd for å skaffe energi til drift av kompressorer som igjen drev flere støtbormaskiner som var innkjøpt for å holde den stramme framdriftsplanen, og hjelpe til med drivingen av de lengste tunnelene. Historien vet å fortelle mye om problemene med disse første kraftverkene i høyfjellet, ikke minst knyttet til frost og manglende isolasjon og frostventiler. Disse verkene betydde at man etter at anleggsperioden var ferdig hadde elektrisk kraft tilgjengelig for å lyse opp og drive en del utstyr ved de store stasjonsanleggene som ble bygget ved Riksgrensen.

Anleggsarbeidet besto i hovedsak av tradisjonelle operasjoner som masseflytting i dagen (fyllinger og skjæringer), sprenging av skjæringer, til dels som hyller i slette fjellet. Driving av tunneler på tradisjonell måte med pilot og etterfølgende strossing. Som tidligere nevnt ble det benyttet noe maskinboring ved Norddalstunnelen og Middagselvtunnelen på norsk side. Videre ble det utført mye murarbeider som forstøtning til banelegemet, for mindre bruer og i to flotte rasoverbygg mellom Rombak og Straumsnes stasjon.

En teknikk som er brukt flere steder langs banen var å sprenge ut "vanntunneler", nye underjordiske løp for elver og bekker i den hensikt å tørrlegge eksisterende løp for enkelt å kunne passere daler og kløfter med fyllinger isteden for bruer.

Den landskapsmessig kanskje mest synlige delen av anlegget var Nordalsbrua øverst i Norddalen. Brua er i stål, var prefabrikert i Tyskland og ble montert sommeren 1902. Brua er totalt 180 m lang og bæres av 9 pilarer med største høyde 40 m.
Totalkostnaden skal ha vært 322.000,- SEK. En viktig del av historien med Nordalsbrua er begrunnelsen for hvorfor den ble bygget. Hensikten var at man på en enkel måte skulle kunne bryte forbindelsen østover ved å sprenge brua. Dette ble forsøkt i 1940, men mislyktes angivelig fordi sprengkammerene var tettet igjen av is og snø. Brua ble tatt ut av bruk i 1988 da banen ble lagt om med en ny tunnel og ei mindre bru litt lenger øst.

Sammen med tunnelene ble det også bygget en lang rekke snøoverbygg som forlengelser av disse for å hindre at tunneler og skjæringer skulle fylles opp med snø kort tid etter brøyting. Slike snøoverbygg ble også reist på fri linje på utsatte steder mot Bjørnfjell. For drifting av jernbanen ble det anlagt flere stasjoner for møting og etterforskyning av vann og kull. Disse har opp gjennom historien skiftet noe plassering etter som det jernbanetekniske materiellet har utviklet seg. Sterkere lokomotiver, større vogner og lengre tog.

Rallare med storkjerreog norske kokkepiker.
Foto: B. Mesch ca 1900

6 OFOTBANEN SOM KULTURBÆRER

Ofotbanen og Narvik har gjennom 100 år vært en av de viktigste bærerene av "rallarkulturen" her i landet. Rallar er svenskenes betegnelse for det vi på norsk kaller "en renhårig slusk", og minnet om stordåden med byggingen av Ofotbanen blir hver vinter feiret i Narvik med vinterfestuka. Da kåres også årets "Svarta Bjørn" til minne om ei anleggskokke som skal ha båret dette tilnavnet. Om Svarta Bjørn finnes det et utall av legender om hvem hun egentlig var, hvorfra hun kom og når hun døde. Hver sommer arrangeres det nå en turmarsj langs anleggsvegen fra Bjørnfjell til Rombaksbotn som bærer navnet "Svarta Bjørn marsjen".

Da det var samlet så mye mennesker på et relativt lite område rundt århundreskiftet, uten annen moro enn den man laget selv, er det naturlig at sang og spill også blomstret.

Dans og fest fortelles det mange historier om, og vi synger fortsatt mange av visene som ble skrevet av folk rundt anlegget. Den for lesere av denne artikkel kanskje mest kjente er nok Rombakvisa, skrevet av "Skara-Pelle" i 1901.

7 100 ÅRS JERNBANEDRIFT

De første 95 årene av banens liv var i stor grad preget av NSB - Norges Statsbaner, som på norsk side av grensen fraktet LKAB sin malm de siste kilometerene ned til malmhavna i Narvik. Banen ble gravis opprustet og forbedret etter som lokomotiver og vogner ble fornyet. Allerede i 1965 ble banen oppgradert til å tåle 25 tonns aksellast og lengere og tyngre tog. Standard aksellast på resten av jernbanenettet i Norge er fortsatt 22,5 tonn. De senere årene har malmtransporten vært ca 14 millioner tonn om året. Volumet har tidligere vært over 20 millioner tonn. Svingningene i verdens stålmarkeder har i alle år etter 1902 vært noe av hverdagen for folk i Narvik og for de som har arbeidet på jernbanen.

Den øvrige trafikken på banen har vært regional persontrafikk mellom Norge og Sverige, noe som har blitt betydelig redusert etter at mellomriksvegen over Bjørnfjell ble åpnet. Turisttrafikken er derimot fortsatt stor med ca 80.000 passasjerer hvert år. Som turistbane er Ofotbanen spesiell i verdenssammenheng. Med sin beliggenhet langt nord for polarsirkelen og den fantastiske utsikten man har når man kjører med toget de 4 milene på norsk side.

Øvrig godstrafikk har tatt seg betydelig opp de senere årene etter at SJ og NSB gikk sammen om å lansere produktet ARE – Artic Rail Express. Dette er et direkte godstog mellom Oslo og Narvik med framføringstid på ca 27 timer. Typisk last nordover er ferskvarer til grossister og butikker nordover til Finnmark. Returlast er ofte fiskeriprodukter for eksport til Europa.

Ofotbanen har på mange områder vært en foregangsbane i Norge. Allerede i 1923, som andre strekning i Norge ble banen elektrifisert for å kunne ta større og sterkere lokomotiver, og i 1963 ble banen som den første i landet fjernstyrt.

Det er også klart at tung malmtrafikk på en bane som faller med mellom 1,8 og 0,5 % over 40 km setter sine spor. De enorme bremsekreftene som overføres fra et tog på over 5000 tonn sliter skinner, endrer på sporets beliggenhet og knuser ned materialet under svillene. Disse ekstreme forholdene har ført til at flere europeiske stålverk i tur og orden har benyttet banen som fullskala laboratorium for testing av skinner og sporveksler.

8 NY ANLEGGSVIRKSOMHET PÅ OFOTBANEN

På midten av 1990 tallet hadde LKAB rasjonalisert gruvedrift og halvfabrikata produksjonen til å være blant verdens ledende. Likevel var økonomien sviktende, og man bestemte seg for å se på transportkostnadene sammen med SJ og NSB. Målet var å redusere disse enhetskostnadene ned mot hva konkurrentene i resten av verden betalte. Samarbeidsprosjektet ble kalt "30 tonn på Ofotbanen", og besto av en analyse av infrastruktur og mulig nytt materiell.
Konklusjonen var at LKAB overtok all malmtransporten fra SJ og NSB gjennom sit datterselskap MTAS (Malm Trafikk AS) i Norge og MTAB i Sverige. Dette var første gang at en annen operatør av betydning fikk trafikkeringsrett i Norge. De gamle jernbaneselskapene var i starten medeiere i de nye selskapene, men har nå trukket seg helt ut.

Utredningsarbeidet dokumenterte at man ved å beholde togets metervekt og utføre gitte tiltak i infrastrukturen, kunne øke tillatt aksellast fra 25 til 30 tonn uten dramatiske endringer i drifts- og vedlikeholdskostnadene. Dette førte til at man etter en optimalisering valgte å konstruere et nytt lokomotiv. Dette har blitt verdens sterkeste elektriske sådan, IORE med egenvekt på 360 tonn og togvekt på 8500 tonn. Sammen med nye malmvogner med forbedrede boggier kan disse togene fremføre 6800 tonn malm, mot de gamle togene som tok 4100 tonn malm.

En annen konsekvens av denne materiellfornyelsen er at hvert tog blir lengere, men det går færre tog i døgnet.

For å klargjøre banen for denne nye trafikken ble det inngått en avtale mellom LKAB og Jernbaneverket, hvor LKAB betaler et anleggsbidrag og forskutterer forlengelsen av Katterat kryssingsspor. Samtidig forplikter Jernbaneverket seg til å gjøre betydelige opprustningstiltak, slik at banen er klar for 30 tonns aksellast innen 30. september 2003.

De utførte og pågående tiltakene berører de fleste fagområdene, og har bestått i opprusting av strømforskyningen, bygging av fibersamband, bygging av ny togradio (GSM-R), forsterking av fyllinger med oppspendte stag, strossing av tunneler for å øke tykkelsen av ballast under svillene, bytting av sporveksler til større skinneprofil, bytting av ei bru og bygging av lengere kryssingsspor ved Katterat stasjon. Her er det nå bygget en ca1000 meter lang ny jernbanetunnel. 100 Års tunnelen:

For alle disse arbeidene gjelder i noen grad de samme utfordringer som våre kolleger hadde for 100 år siden. Transporten må foregå med bane, helikopter eller til fots, og på lange strekninger finnes ikke annet enn "jernbanestrøm" på 16 kv og 16 2/3 perioder. Det er fortsatt vinter en stor del av året og det går mange tog på strekningen. I tillegg er banen vernet gjennom en reguleringsplan, som det kulturminnet den er over våre kollegers innsats for 100 år siden.

9 FRAMTIDA

Ofotbanen som endepunkt for et sammenhengende jernbanespor mellom Stillehavet og Norskehavet har de senere årene åpnet nye perspektiver når det gjelder banens betydning for mer enn malmtransport. VR cargo i Finland har allerede kjørt prøvetransporter med containere fra østen til Europa. Framføringstiden blir selvsagt betydelig kortere enn med båt. Ofotbanen kommer inn i bildet når det gjelder transporter videre til Nord Amerika via den moderne godsterminalen på Fagernes i Narvik. Returlastene er nok foreløpig litt problematiske, men etter som velstand og kjøpekraft øker i Øst Europa ser man for seg et betydelig transportbehov også fra vest mot øst.

REFERANSER

Agge Theander (1993):I rallarens fotspor, Ofoten Museum.

Åke Barck (2001): LKABs historia, LKAB Information och Sahällskontakt.

Jernbaneverket: Diverse intern teknisk dokumentasjon og statistikk.

BASHÅNDBOKEN

Sivilingeniør Reidar Kr. Bjerkan

INNLEDNING

Bashåndboken er skytebasens samlende hjelpemiddel for holde rede på de lover, forskrifter og veiledninger han må forholde seg til i sin gjerning. Etter ønske fra flere støttende firma og organisasjoner skal Bashåndboken på samme måte også være til hjelp for de øvrige ledd i ansvarskjeden ved utførelse av sprengningsarbeider :

- Byggherrer, tiltakshavere og deres prosjektledere og HMS-koordinatorer.
- Utførende virksomhet, dvs. entreprenører og underentreprenører med sine anleggsledere og formenn, samt enkeltmannsforetak.

Det anses som særdeles viktig at skytebasen for sin egen del også kjenner til de plikter de øvrige ledd har for å støtte ham i hans utførelse av sprengningsarbeider.

Bakgrunnen for at Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikks Utviklingskomitè har vedtatt å utarbeide Bashåndboken er de alvorlige ulykker bransjen har erfart ved fjellsprengningsarbeider de siste tiår, samtidig som regelverket tidligere har hatt fokus mest på godkjent bruker, altså skytebasen. Dette har gått igjen i flere rettssaker.

Innholdet i dette kompendium er en god del forkortet og enkelte hovedpunkter er slått sammen. Kompendiet vil likevel gi leseren en god oversikt over innholdet i det ferdige produkt og hvilke momenter som er vektlagt både når det gjelder ansvar og plikter og praktiske sikkerhetsmessige utførelsesmåter.

PLIKT TIL Å IVARETA SIKKERHET SKRIFTLIGE PLANER RAPPORTER

De senere år har gitt oss forskrifter fra flere tilsynsmyndigheter som setter fingeren på de øvrige ledds ansvar for risikovurdering, planlegging og kontroll, bl.a. :

- Forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff, kap. 10 Bruk av 26.06.02. og Veiledning til samme forskrift av september 2002 (DBE)
- Forskrift om systematisk helse-, miljø og sikkerhetsarbeid i virksomheter (Internkontrollforskriften) av 06.12.1996. (DBE, AT, FT m.fl.)
- Forskrift om helse og sikkerhet i forbindelse med bergarbeid (Bergarbeidsforskriften) (AT)
- Forskrift om bruk av arbeidsutstyr (AT)
- Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- og anleggsplasser (Byggherreforskriften) (AT)

Ledelsen ved virksomhet som skal ha utført eller selv utfører sprengningsarbeid skal sørge for at sikkerheten ved bruk av eksplosiv vare blir ivaretatt på forsvarlig måte.
Dette gjøres ved at man benytter seg av intern eller ekstern kompetanse, f.eks. skytebas klasse A, sprengningsfirma eller person med sprengningsfaglig kompetanse i arbeidet med å

utarbeide sprengnings- og salveplaner. Disse planer baserer seg på bl.a. gjeldende forskrifter og risikovurderinger og skal være forankret i de overordnede HMS-planer både hos byggherrer og utførende virksomheter. Hovedansvaret tilligger den utførende virksomhet, men den som skal ha utført arbeidet skal også påse at kravene til sikkerhet blir ivaretatt av utførende virksomhet. Ved anbud skal det ved sprengningsarbeid klart fremkomme at alle kostnader forbundet med de nødvendige sikkerhetstiltak er tatt med.
Ved særlig kompliserte og/eller risikofylte sprengningsarbeider som går ut over godkjent bruker klasse A sin kompetanse, skal virksomheten benytte særlig sprengningskyndig bruker både til planlegging og gjennomføring av sprengningen.

Sprengningsplanen bør inneholde:
1. Beskrivelse av ansvarsforhold, organisasjonsplan
2. Risikovurdering, kartlegging av farlige forhold ved sprengningsarbeidet
3. Arbeidstillatelsessystem
4. Salveplan (innholdsfortegnelse)
5. Instruks for avviksbehandling
6. Ansvar for utarbeidelse av salverapport og innhold av denne

Etterlevelse av planene og at disse er overvåket og kvalitetssikret er et ledelsesansvar i vedkommende virksomhet, for eksempel at det er nok dekningsmaterialer og at det er tilstrekkelig antall personer til å ivareta posting og varsling m.m.

Spesielle plikter for skytebas

I henhold til Forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff, § 10 – 8 skal godkjent bruker (skytebasen) påse at boring, ladning og alle sprengningsfaglige sikkerhetstiltak er utført i henhold til sprengnings- og salveplan slik at sprengning kan skje sikkerhetsmessig forsvarlig. Vi legger til at hans skjønn og erfaring også er viktig.
- For å gjennomføre selvstendige sprengningsarbeider over og under jord kreves sertifiseringspapirer som godkjent bruker klasse A (skytebas).
- Etter hver salve skal skytebasen utarbeide en salverapport med nødvendige opplysninger om hvordan salven forløp og med beskrivelse av avvik i forhold til sprengnings- og salveplan.
- Se også under etterfølgende punkter angående boring, ladning, dekking, posting og varsling m.fl.
- I de tilfeller hvor skytebasen utfører sprengningsarbeid som selvstendig pliktsubjekt gjelder alle plikter som utførende virksomhet også skytebasen.

BORING

I henhold til Forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff § 10 – 12 skal boring utføres i samsvar med salveplan med eventuell boreplan. Forskrift og veiledning gir følgende ytterligere føringer:
- Den som borer skal rapportere skriftlig om eventuelle avvik fra salveplanen til skytebasen, som skal kontrollere og godkjenne boringen. Inntil boringen er godkjent skal nødvendig boreutstyr være tilgjengelig.
- Før boring starter skal stuff/pall være forsvarlig rensket for å hindre utkast av stein, røtter o.l. og slik at skytebas kan vurdere fjellet og foreta eventuelle sikkerhetstiltak mot gjenstående sprengstoff fra tidligere sprengninger.

- Nøyaktig boring skal foretas slik at hullene er mest mulig parallelle, har riktig dybde og at svakhetssoner kan kartlegges. Dette er viktig for å hindre lokal overladning og at sprengstoffmengden kan reguleres etter fjellets beskaffenhet. Det anbefales at virksomheten utarbeider rutiner på at første rast i pallsprengning blir målt opp slik at den er nøyaktig utført med hensyn til avstand til pallfront, parallellitet, dybde og kartlegging av svakhetssoner.
- Borehull skal settes slik at hull som inneholder ladninger ikke påbores. Boring må ikke foretas nærmere ladet hull enn minst halvparten av hullengden og aldri nærmere enn 2 meter.
- Når annen person enn skytebasen foretar boringen bør det utarbeides nøyaktige planer som skal følges av boreren. Når avvik forekommer må dette klareres eller rapporteres. Borerapport som beskriver alle avvik skal leveres skytebas før ladning starter.
- Sikkerhet ved borvognkjøring er tatt med på bakgrunn av tidligere dødsulykker.

LADNING

I henhold til Forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff § 10 – 13 skal ladning foretas i samsvar med salveplanen. Skytebas og annen person med sprengningsfaglig kompetanse som har deltatt i planleggingen av sprengningsarbeidet skal være tilstede når salven lades og avfyres. Skytebasen er ansvarlig for at alt er klart før avfyring og utførende virksomhet er ansvarlig for at alt er lagt til rette for sikker avfyring.

- Kun godkjente sprengstoffer og tennmidler skal benyttes. Det er ikke tillatt å eie eller inneha eksplosiv vare som ikke er godkjent.
- Det skal ikke lades mer enn det som skal sprenges i en salve.
- Før ladning tar til skal skytebasen forsikre seg om at alle borehullene er åpne for fri passasje av sprengstoffene. Borerigg skal være tilgjengelig inntil hullene er kontrollert. Hullene skal om nødvendig lenses/blåses for vann.
  Det er strengt forbudt å lense hull med eksplosiver.
- Utførende virksomhet er ansvarlig for at sprengningsstedet der salve er under ladning eller står ferdig ladet, skal være under bevoktning og/eller avsperret inntil sprengning finner sted.
- Ferdig ladet salve skal avfyres straks skytebasen har forsikret seg om at alle forhold ved ladning og sikkerhet i omgivelsene er kontrollert slik at sprengning kan foregå på sikker måte.
- Sprengstoff og tennere skal som hovedregel ikke transporteres inn på pall/stuff før alt er klart for ladning.

DEKKING MOT SKADER PÅ OMGIVELSENE

I henhold til Forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff § 10 – 9 skal salven dekkes på hensiktsmessig måte når det skytes nær der mennesker eller dyr oppholder seg og der miljøet eller tekniske innretninger som bebyggelse, jernbane, vei, luftspenn, kabler m.m. kan skades. Annet vern enn dekking kan aksepteres, men virksomheten må da kunne dokumentere at iverksatte tiltak gir like god sikkerhet som dekking.

- Sikker avstand avhenger av kastlengden for steinsprut.
  Tabell viser hva vi kan vente av kastlengder i forhold til borehulls- og sprengstoffdiameter, fra 260 meter opp til 700 meter. Tabellen er et hjelpemiddel og fritar ikke de som har ansvar for sprengningen å foreta en selvstendig faglig vurdering av forholdene. Tabellen tar ikke hensyn til spesielle fragmentformer,

høydeforskjell, vindhastighet o.l.

- Dekkingsmateriellet skal være tilstrekkelig sterkt, kunne kobles sammen, være tungt, ikke slippe gjennom fragmenter, slippe gjennom sprenggasser, dekke tilstrekkelig areal også utenfor salveoverflaten, kunne forankres og ikke kunne rives opp slik at farlige kaststykker oppstår.
- Angående rystelser og luftsjokk henvises til NS 8141 "Vibrasjoner og støt i byggverk. Veiledende grenseverdier for sprengningsinduserte vibrasjoner."
- Byggherre og utførende virksomhet er ansvarlige for at alle tiltak angående sikkerhet mot skade på omgivelsene er planlagt og gjennomført, og skytebasen er ansvarlig for at dekking er utført i samsvar med sprengnings- og salveplanen før avfyring.

POSTING VARSLING OG AVFYRING

I henhold til Forskrift om eksplosjonsfarlig stoff § 10 – 7 skal virksomheten før sprengningsarbeid settes i verk utarbeide planer for hvordan alle som berøres av arbeidet skal informeres og varsles. I henhold til § 10 – 10 skal utførende virksomhet bekjentgjøre sprengningsplanen om hvilke risikomomenter arbeidene representerer for beboere, politi, og andre aktuelle offentlige myndigheter eiere/rettighetshavere m.m. Skytebasen skal sørge for den praktiske utførelse av posting og varsling for hver enkelt salve. Utførende virksomhet og skytebas må iaktta følgende underpunkter:

- Før tenning skjer skal skytebasen sende ut de planlagte poster/vakter i tilstrekkelig antall for å hindre folk og dyr å komme inn i farlig område.
- Trafikk på offentlig vei stanses etter tillatelse fra Statens vegvesen ved riks- eller fylkesveier og fra kommunen ved kommunale veier. Trafikkdirigering skjer etter bestemmelsene i Forskrift av 1. mars 1984 om varsling av arbeid på offentlig vei og bekledning og reguleringsrutiner som ved manuell trafikkdirigering, kfr. Håndbok 051.
- Postene skal stå i forbindelse med hverandre og skytebasen ved radio eller telefon for umiddelbart å kunne melde fra om risikofylte uregelmessigheter.
- Sirene skal gi korte støt for å varsle at sprengning skal skje, og langt støt for å varsle at alt er klart etter sprengning. Uansett skal skytebas alltid benytte de vanlige varselrop "Varsku her" x 3 og "Fyr er det her" før avfyring og "Kom igjen" når det er kart etter skyting.

ARBEIDER ETTER SPRENGNING FORSAGERE

I henhold til Forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff § 10 – 14 skal det under oppsyn av skytebas og i samsvar med utarbeidet plan kontrolleres at det ikke står igjen rester av eksplosiv vare. Utførende virksomhet og skytebas må iaktta følgende underpunkter:

- Ved forsaging skal skytebas sørge for at alle som har eller får befatning med sprengningsstedet varsles.
- Utførende virksomhet skal utføre ny risikovurdering sammen med skytebas.
- Forsager skal umiddelbart uskadeliggjøres av skytebasen.
- Utførende virksomhet skal sørge for at området bevoktes og/eller avsperres inntil alt er klart igjen.
- Eventuelle forsagere må håndteres på en sikker måte og uskadeliggjøres. Dersom sprengstoff står igjen i ett eller flere borehull kan sprengstoffet forsøkes fjernet ved vannspyling (ikke luft), plassere tennpatron i kontakt med det udetonerte sprengstoffet eller bore nytt hull ikke nærmere enn 1 meter.

- Knøler i sålen kan være tegn på at sprengstoff står igjen. Ikke pigg eller bor før kontroll er utført og man er sikker på at det ikke er gjenstående sprengstoff.
  Øvrige arbeider etter sprengning er omtalt i egne underpunkter som omfatter manuell og maskinell bergrensk over og under jord. Kfr. Bergarbeidsforskriften og erfaringer.

MIDLERTIDIG PLASSERING OG FLYTTING AV EKSPLOSIV VARE PÅ BRUKSSTEDET

I henhold til Forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff § 10 – 11 skal det ikke tas ut mer eksplosiv vare enn det som er planlagt for den salven som skal sprenges.
Eksplosiv vare skal som hovedregel ikke flyttes frem til sprengningsstedet før ladning starter. Hvis forholdene gjør det nødvendig kan eksplosiv vare unntaksvis plasseres midlertidig i maksimalt 12 timer under kontinuerlig bevoktning eller forsvarlig innelåst.
Overskytende sprengstoff skal flyttes bort fra salven før denne avfyres. Flytting innen anleggsområdet til/fra sprengningsstedet skal skje på planlagt og trygg måte.
Midlertidig plassering og flytting av eksplosiv vare foretas etter utført risikoanalyse av utførende virksomhet.

- Det skal fremgå av sprengningsplanen hvordan plassering og flytting av eksplosiv vare skal foretas. Virksomhetens ledelse er ansvarlig for at planen utarbeides, kfr. Eksplosivforskriftens § 10 – 7. Dersom flytting foregår i henhold til gjeldende forskrift om transport av farlig gods på vei og jernbane (ADR) kan risikovurdering bortfalle.
- Skytebasen er ansvarlig for at selve flyttingen foregår på sikker måte i henhold til planen.
- Transport på offentlig vei skal foregå i henhold til ADR.
- Sikkerhetsregler for plassering er like strenge som for oppbevaring i lager. Sprengstoff og tennere skal plasseres med minimum 1 meters avstand fra hverandre og ikke i samme container.
- På lukket område kan det samlastes inntil 1.500 kg sprengstoff og inntil 1000 tennere. Avstanden mellom produktene skal være minimum 1 meter og tennere og sprengstoff skal anordnes i særskilte rom (kasser o.l.)
  Lasten skal sikres mot forskyvning og god orden skal herske på lasteplan og førerhus til enhver tid.

ØVRIGE PUNKTER SOM IKKE ER TATT MED I DETTE KOMPENDIUM

- Melding om avvik, uhell og ulykker som henviser til bl.a. virksomhetens internkontroll, Eksplosivforskriftens § 10 – 15 og Bergarbeidsforskriftens § 9.

- Oppbevaring, drift og kontroll av oppbevaringssted, samt transport av eksplosiver på offentlig vei som henviser til Eksplosivforskriftens kap. 7.

- Maskiner og arbeidsutstyr som henviser til Forskrift om bruk av arbeidsutstyr.

- Sikkerhetstiltak og sikkerhetsutstyr under jord. Brann i tunnel og bergrom.
  Generelle og spesielle regler fra bransjens internkontrollsystemer som er utarbeidet i henhold til bl.a. Bergarbeidsforskriften, andre forskrifter og offentlige sikkerhetsregler, forskning og erfaring fra tunnel- og bergromsdriving.

- Yrkeshygiene. Årlige helsekontroller i henhold til Bergarbeidsforskriften. Administrative normer for gasser og støv som forekommer i bergarbeid.

- Litteraturhenvisninger.

- Vedlegg: Definisjoner og eksempler på skjema.

Revisjon av Del G i NS 3420

Ingeniørgeolog Morten Lund, Norconsult AS / Norges Byggstandardiseringsråd

Innledning

Mindre endringer og korrigeringer er ikke tatt med her, kun de som anses som de vesentligste.

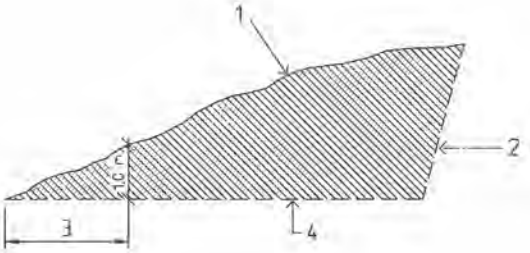
Det er lagt opp til at det kommer ut en endelig versjon av 3. utgave av del G over nyttår.

1 G1 Sprengning av byggegroper og skjæringer

1.1 Dypsprengning

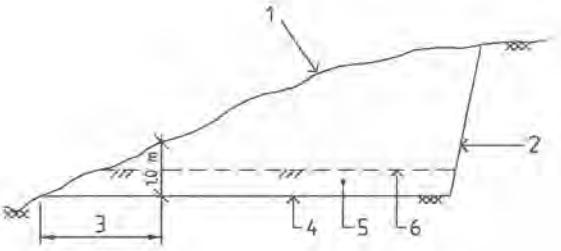
Figur G1:1 er gjort klarere for bedre å anskueliggjøre begrepet dypsprengning i forhold til prosjektert sprengningsnivå.

Gjeldende utgave:



Tegnforklaring
1 Fjellkontur
2 Prosjektert kontur
3 Flåsprengning
4 Prosjektert sprengningsnivå (Gjelder også dypsprengning)

Kommende utgave:



Tegnforklaring:
1 Bergoverflate
2 Prosjektert kontur
3 Flåsprengning
4 Prosjektert sprengningsnivå
5 Eventuell dypsprengning
6 Prosjektert utlastingsnivå ved dypsprengning

Figur G1:2 –Sprengning i byggegrop eller skjæring

1.2 Sprengning under vann

Sprengning under vann er lagt inn i tabell G1:3 som arbeidssted sammen med sprengning i dagen. Det er gitt flere valgmuligheter med forskjellige vanndyp.

Arbeidssted velges som siffer i koden for aktuelle arbeider.

Tabell G1:3 – Spesifikasjonsmatrise for sprengning av byggegrop og skjæring

Siffer i koden	Arbeidssted	Konturklasse
0		Uspesifisert
1	I DAGEN	KONTURKLASSE 1
2	UNDER VANN TIL OG MED 10 m	KONTURKLASSE 2
3	UNDER VANN FRA 10 m TIL OG MED 20 m	KONTURKLASSE 3
4	UNDER VANN FRA 20 m TIL OG MED 50 m	
9	Andre arbeidssteder. Må spesifiseres	Andre krav til kontur. Må spesifiseres

Eksempel på bruk:
De siffer i koden som velges fra matrisen er understreket.

G12.11 SPRENGNING AV BYGGEGROP
I DAGEN
KONTURKLASSE 1

Prosjektert fast volum..... m^3

G12.21 SPRENGNING AV BYGGEGROP
UNDER VANN
TIL OG MED 10 m
KONTURKLASSE 1

Prosjektert fast volum..... m^3

1.3 G16.2 Tiltak mot vannulemper - sedimenteringsbaseng

Vannlensing er nå inkludert i sprengningspostene med 350 l/min (tilsvarer omtrent kapasiteten på en 1-fase pumpe) på tilsvarende måte som for sprenging under dagen.

Vannulemper ut over dette kan beskrives enten som et komplett arbeide med kode **G16.20 Komplette tiltak mot vannulemper**, eller med følgende koder:

G16.21 Etablering av pumpeutstyr for vannlensing
G16.22 Vannlensing
Enten mendgdebasert i **m^3** eller tidsbasert i **kalenderdøgn**
G16.23 Sedimenteringsbasseng
G16.24 Tiltak mot øvrige vannulemper

Kodene er bygget opp som for tilsvarende arbeider under dagen. Sedimenteringsbasseng er tatt inn som egen kode.

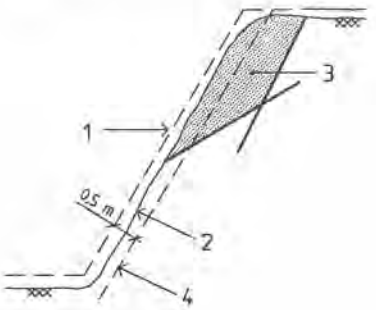
1.4 G18 Opplasting og transport

Regler for opplasting og transport av overberg er endret:

x1) Mengden skal reguleres for eventuell økning av volum forårsaket av overberg/utfall som skyldes forhold utenfor den utførendes kontroll etter følgende regler, se figur G18:

- Det medregnes ikke overberg/utfall som ligger innenfor 0,5 m fra prosjektert kontur.
- Overberg/utfall utenfor 0,5 m fra prosjektert kontur profileres og regnes med i massene for opplasting og transport.

Overberg/utfall som skyldes feilboring eller uforsiktig sprengning regnes ikke med.



Tegnforklaring
1 Prosjektert kontur
2 Utført kontur
3 Geologisk betinget utfall
4 Linje 0,5 m fra prosjektert kontur

Figur G18 – Prinsippskisse for volum av overberg/utfall i skjæring

G18.2 Transport er delt i egne koder for transport **innenfor** og **utenfor anleggsområdet**.
Transport innenfor anleggsområdt er delt i **transport direkte til sted for anvendelse** og **transport til permanent tipp eller mellomlager** etter prinsipp fra Prossesskoden.
Transport utenfor anleggsområdet dekker transporten fra opplasting på anleggsområdet og ut av og utenfor anleggsområdet.

Transport til vanns er tatt inn som egen kode **G18.23** etter mal fra **NS 3420 del F Markrydding, grunnforsterkning, graving og fylling.**

Leverings- og behandlingsgebyr for masser som leveres til mottak er tatt inn som egen kode **G18.3**.

Tilsvarende endringer er gjort for **G57 Opplasting og transport** (av masser fra sprengning under dagen).

2 G2 Rensk og sikring i dagen

G21 Rensk

Opplasting og transport av nedrenskede masser er inkludert i koder for opplasting og transport av masser for øvrig etter modell fra Prossesskoden.

G21.2 Maskinrensk

Koden er delt, med egne koder for rensk med skuffe og rensk med pigg.

G21.21 MASKINRENSK I DAGEN
MASKIN MED SKUFFE
Krav til kapasitet/type utstyr:
[Spesielle krav]
Tid ..... timer

G21.22 MASKINRENSK I DAGEN
MASKIN MED PIGG
Krav til kapasitet/type utstyr:
[Spesielle krav]
Tid ..... timer

G22 Sikringsbolter

Det er tatt inn krav om kontroll/prøving etter et gitt omfang. Det er egen kode for kontroll av bolter.

e1) Bolter skal testes i følgende kontrollomfang separat for hver boltetype som nyttes på anlegget:

- Det skal foretas testing av minst 50 % av de første 100 boltene. Dersom mer enn 5% av de testede boltene underkjennes, testes 50% av de neste 100 boltene. Slik skal det fortsettes inntil underkjenneslsesprosenten er under 5%.
- Videre testes 25 bolter per 1000 innsatte med samme akseptkriteriet som over. Ved overskridelse av akseptkriteriet skal en gå tilbake og teste 50% av hver 100 bolter inntil kriteriet igjen er oppnådd.
- Underkjente bolter skal vederlagsfritt erstattes med nye bolter.

Ved prøvetrekking trekkes det til 10% over brukslast/dimensjonerende last.

G22.7 Kontroll av bolter

a1) Omfatter kontroll av grupper på 25 bolter per omgang.

x1) Regnes per omgang á 25 bolter.

G22.71 KONTROLL AV BOLTER I DAGEN
Type test:
[Spesielle krav]
Antall omganger ..... stk

Boltediameter er tatt inn som siffer i koden.

G23 Sikringsankre

Beskrivelsen er tilpasset og basert på europeisk standard **NS-EN 1537 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider – forankringer**. Det er skilt mellom permanente og midlertidige ankre.

G24 Bånd og nett

Det er tatt inn egen kode for demontering av nett, samt for festebolter for bånd og nett ut over sikringsaboltene.

G25 Sprøytebetong

Det er tatt inn egne koder for drenering av vannlekkasjer før bruk av sprøytebetong.

På grunn av innføring av europeiske standarder i betongbransjen, er det blitt nye betegnelser og klasser for karakterisering av ulike betonger. Vår beskrivelse er tilpasset dette.

B30 tilsvarer omtrent tidligere C35.

Miljøklasse er erstattet med bestandighetsklasse, hvor det er egne klasser for frostbestandighet.

Krav til kloridinnhold er tatt inn i form av kloridklasser.

Tabell G25.4 – Spesifikasjonsmatrise for sprøytebetong i dagen

Siffer i koden	Fasthets-klasse	Bestandighets-klasse	Klorid-klasse	Fibermengde
0	Uspesifisert	Uspesifisert	Uspesifisert	Uspesifisert
1	B30	M60	Cl 1,0	UTEN
2	B35	M45	Cl 0,40	MIN. 50 kg/m^3
3	B45	M40	Cl 0,20	MIN. 70 kg/m^3
4	B55	MF45		
5		MF40		
9	Annen fasthetsklasse. Må spesifiseres	Andre krav til bestandighet. Må spesifiseres	Andre krav til kloridinnhold. Må spesifiseres	Annen fibermengde. Må spesifiseres

G25.4-- SPRØYTEBETONG I DAGEN
FASTHETSKLASSE {Fasthetsklasse - tabell G25.4}
BESTANDIGHETSKLASSE {Bestandighetsklasse - tabell G25.4}
KLORIDKLASSE {Kloridklasse - tabell G25.4}
{Fibermengde - tabell G25.4} FIBER
Fiberlengde:
[Spesielle krav]
Volum..... m^3

Det er tatt inn egen kode for bruk av alkaliefri akselerator da dette blir mer og mer utbredt.

G25.46 TILLEGG FOR ALKALIEFRI AKSELERATOR
[Spesielle krav]
Volum sprøytebetong ..... m^3

Det er tatt inn egen kode for prøving og kontroll av sprøytebetong for å oppnå bedre fokus på viktigheten av å utføre slik prøving og kontroll.

G25.47 PRØVING OG KONTROLL
[Spesielle krav]
Volum sprøytebetong ..... m^3

G26 Mindre sikringsstøp

Det er tatt inn egne koder som omfatter mindre sikringsstøp til sikring av ustabile bergpartier med høyde maks 3 m opp i en bergskjæring. Dette for å unngå å bruke koder fra del L til slike arbeider.

G26.1 Forskaling av mindre sikringsstøp
G26.2 Tilpasning av forskaling mot berg
G26.3 Armering av mindre sikringsstøp
G26.4 Mindre sikringsstøp

3 G3 Hullboring i berg

Det er tatt inn nye koder under **G32.4** for gjenstøping eller injeksjon av kjerneborhull i tilfelle dårlige bergforhold.

G32.4 Gjenstøping eller injeksjon av kjerneborhull

a1) Omfatter gjenstøping eller injeksjon av kjerneborhull ved påtruffet dårlig berg, inkludert heft av boringen samt nødvendige pakkere.

x1) Mengden måles uten vanntilsetning.

y1) De spesifiserende tekstene fylles ut med siffer og tekst etter tabell G32.4.

Tabell G32.4 – Spesifikasjonsmatrise for gjenstøping eller injeksjon av kjerneborhull

Siffer i koden	Dybde i borhull
0	Uspesifisert
1	TIL OG MED 20 m
2	FRA 20 m TIL OG MED 50 m
3	FRA 50 m TIL OG MED 100 m
4	FRA 100 m TIL OG MED 300 m
9	Annen dybde i borhull. Må spesifiseres

G32.41- GJENSTØPING ELLER INJEKSJON AV KJERNEBORHULL
DYBDE I BORHULL {Dybde i borhull – tabell G32.4}
[Spesielle krav]Mengde..... kg

G32.42 GJENSTØPINGS- ELLER INJEKSJONSTID
[Spesielle krav]
Tid..... timer

4 G4 Injeksjonsarbeider

Beskrivelsen er tilpasset og basert på europeisk standard **NS-EN 12715 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider – injeksjon**.

Kapitelet er for øvrig grundig omarbeidet i henhold til siste utvikling innen bransjen. Det er lagt opp til at hovedvekten av injekjonsarbeider skal gjøres opp med en kode for forbruk av injeksjonsmiddel og en kode for forbruk av tid.

Inndelingen av injeksjonsarbeid ser nå slik ut:

- **G41 Boring og spyling av injeksjons- og kontrollhull** – det er valgmuligheter med hensyn til styrt boring. Separat spyling med egne dyser er lagt inn som egen kode:
  - **G41.1 Boring av injeksjons- og kontrollhull, uten krav til styring**
  - **G41.2 Boring av injeksjons- og kontrollhull, med krav til styring**
  - **G41.3 Høytrykksspyling av injeksjons- og kontrollhull**
- **G42 Avviksmåling av injeksjons- og kontrollhull**
- **G43 Lekkasje- og vanntapsmåling for injeksjon**
  - **G43.1 Lekkasjemåling for injeksjon**
  - **G43.2 Vanntapsmåling for injeksjon**
- **G44 Opp- og nedrigging for injeksjon**
- **G45 Injeksjon**
  - **G45.1 Pakkerplassering for injeksjon**
  - **G45.2 Injeksjon, mengde- og tidsbasert** – med egen kode for injeksjonsmiddel og injeksjonsarbeid (tid):
    - **G45.21 Injeksjonsmiddel**
    - **G45.22 Injeksjonsarbeid**
  - **G45.3 Injeksjon, mengdebasert** – Den tradisjonelle oppgjørsmetoden med alt oppgjort etter forbruk av injeksjonsmiddel. Tenkt benyttet der en ønsker en tetting eller stabilisering uten spesielle krav til tetthet.
- **G46 Ventetid ved injeksjon ved stuff**
- **G47 Kontaktinjeksjon** – valgmuligheter med injeksjon gjennom injeksjonsslange eller borhull:.
  - **G47.1 Kontaktinjeksjon gjennom slange**
  - **G47.2 Kontaktinjeksjon i borhull**

Det er tatt inn nye koder for kontaktinjeksjon mellom betong og berg under **G47 Kontaktinjeksjon.**

Kjemisk injeksjon som egen kode er tatt ut og innarbeidet i spesifikasjonsmatrisen for injeksjonsmiddel. Denne ser nå ser slik ut:

Tabell G45:2 – Spesifikasjonsmatrise for injeksjon

Siffer i koden	Injeksjonsmiddel
0	Uspesifisert
1	STANDARD INJEKSJONSSEMENT TILSVARENDE CEM I 42,5 RR iht. NS 3086
2	MIKROFIN SEMENT
3	ULTRAFIN SEMENT
4	SPESIALSEMENT [a)]
5	POLYURETAN
6	EPOKSY
9	Annet middel. Må spesifiseres
[a)] Type spesifiseres ytterligere under *Krav til injeksjonsmiddel.*	

hvor skillet for forskjellige sementtyper er slik:

Tabell G45:1 – Partikkelstørrelser for forskjellige typer sementer

Sementtype	Partikkelstørrelse
Standard injeksjonssement	d_{95} større enn 20 µm
Mikrofin sement	d_{95} mindre enn 20 µm
Ultrafin sement	d_{95} mindre enn 10 µm

5 G5 Sprengning av tunneler, bergrom og sjakter

Sedimenteringsbasseng er tatt inn som egen kode under **G 56 Tiltak mot vannulemper** som for arbeider i dagen.

Under **G57 Opplasting og transport** (av masser fra sprengning under dagen) er det gjort tilsvarende endringer som for **G18 Opplasting og transport** (fra sprengning av byggegroper og skjæringer).

G58 Ventetid ved stuff er innført som egen kode for ventetid i forbindelse med utføring av grunnundersøkelser som krever at tunneldriften stopper.

G58 Ventetid ved stuff

a1) Omfatter ventetid som følge av grunnundersøkelser som medfører stans i produksjonen ved stuff.

a2) Ventetid i forbindelse med injeksjon ved stuff, se G46.

x1) Ventetid regnes som den tiden det går fra undersøkelsene starter til produksjonen ved stuff kan gjenopptas. Det regnes ikke med tid utover den aktuelle skiftordningen.

G58.1 VENTETID VED STUFF
[Spesielle krav]
Tid ..... timer

6 G6 Boring av tunneler og sjakter

Tidligere koder **G65 Opplasting av masser fra tunnelboring** og **G66 Transport av masser fra tunnelboring** er nå dekket av kodene under **G57 Opplasting og transport** (av masser fra sprengning under dagen).

Det er tatt inn nye koder under **G63 Opprømming** for gjenstøping eller injeksjon av pilothull i tilfelle dårlige bergforhold, tilsvarende som for kjerneboring, kode **G32.4** over.

7 G7 Rensk og sikring under dagen

Endringene fra arbeider i dagen er også gjort for arbeider under dagen. Disse er ikke gjentatt her.

Maskinell ekstrarensk er tatt inn som egne koder.

G71.2 Maskinell ekstrarensk

x1) Regnes etter medgått tid for maskinfører og utstyr.

G71.21 MASKINELL EKSTRARENSK VED STUFF
Krav til kapasitet/type utstyr:
[Spesielle krav]
Tid ..... timer

G71.22 MASKINELL EKSTRARENSK BAK STUFF
Krav til kapasitet/type utstyr:
[Spesielle krav]
Tid ..... timer

G77 Sikringsstøp

Kapitelet er omstrukturert for å gi en mer logisk oppbygging av arbeidene.

Inndelingen av arbeidene ser nå slik ut:

G77 Sikringsstøp
G77.1 Sikringsstøp av vegger og hvelv
G77.11 Skjold for sikringsstøp
G77.12 Opp- og nedrigging for sikringsstøp ved stuff
G77.13 Drensplater
G77.14 Støpearbeidet
G77.15 Ekstra betong
G77.16 Ekstra endesteng
G77.2 Sikringsstøp av såle
G77.21 Overforskaling ved buet såle
G77.22 Armering av sålestøp
G77.23 Kontaktstøpt såle
G77.24 Sålestøp mot avrettet underlag
G77.25 Ekstra endesteng ved sålestøp
G77.3 Mindre sikringsstøp
G77.31 Forskaling av mindre sikringsstøp
G77.32 Tilpasning av forskaling mot berg
G77.33 Armering av mindre sikringsstøp
G77.34 Støpearbeidet

Det er tatt inn egne koder for mindre sikringsstøp slik at en ikke behøver å hente koder fra del L.

8 G8 Spesielle bergarbeider

G81.1 Vaiersaging i berg

Beskrivelsen av vaiersaging er utvidet og detaljert da dette har kommet inn på flere prosjekter den siste tiden, og behovet for bedre beskrivelser har meldt seg.

G81.1 Vaiersaging i berg

a1) Omfatter bryting i form av vaiersaging.

For boring av hull nyttes poster fra G3, for meisling, G81.2, opplasting og transport, G18 eller G57.

G81.11 VAIERSAGING I BERG
OPP- OG NEDRIGGING
[Spesielle krav]
Rund sum ..... RS

G81.12 VAIERSAGING I BERG
Krav til nøyaktighet:
Krav til utførelse:
[Spesielle krav]
Saging ..... m^2

9 Tillegg A - Kontroll av byggetid og bruk av ekvivalenttidsregnskap

Tillegg A heter nå "Kontroll av byggetid og bruk av ekvivalenttidsregnskap" og er forsøkt skrevet klarere. Det er angitt klarere hvordan en bør bruke de enkelte arbeiders kapasiteter for beregning av byggetid i anbudsfasen på den ene siden og for regulering av byggetid under utførelse på den andre siden.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

NYE EKSPLOSIVLOVER

New Act relating to Fire and Explosion Prevention

Fagansvarlig eksplosiver Hans-Jørgen Eriksen, Direktoratet for brann- og elsikkerhet (DBE)

SAMMENDRAG

Ny lov om vern mot brann, eksplosjon og ulykker med farlige stoffer og om brannvesenets redningsoppgaver (brann- og eksplosjonsvernloven) ble vedtatt 14. juni 2002, og trådte i kraft 1. juli d.å. Den avløste lov om brannvern m.v. (1987), lov om brannfarlige varer samt væsker og gasser under trykk (1971) og lov om eksplosive varer (1974).
Først og fremst er loven et nytt og mer moderne redskap for gjennomføring av brann- og eksplosjonsvern arbeidet både lokalt og sentralt. I dette ligger både forebyggende og beredskapsmessig brann- og eksplosjonsvern, inklusive sikkerhetsaspektene knyttet til håndtering av farlige stoffer og transport av farlig gods. I og med at loven erstatter tre tidligere lover, har den fått et meget vidt reguleringsspenn. Den er derfor mer rammepreget utformet enn tidligere lovgivning og inneholder vide forskriftsfullmakter. Den bygger i større grad enn tidligere lovgivning på at risiko skal være avgrensningskriterium for ulike formål, eksempelvis for hva som krever tillatelse, hvem som skal utføre tilsyn og som grunnlag for organisering og dimensjonering av kommunale brannvesen.
Plikt for virksomheter til å gjennomføre et systematisk helse-, miljø- og sikkerhetsarbeid er presisert i loven
Ledelsens ansvar for sikkerheten i alle faser av en virksomhet er presisert.
Tilsvarende er arbeidstakernes plikter til å fremme sikkerhet i gjennomføring av sine arbeidsoppgaver presisert
Det saklige virkeområdet når det gjelder regulering av farlige stoffer er videre enn i de tidligere lovene om brannfarlige m.v. og eksplosive varer, dvs. at flere typer farlige stoffer er omfattet
Loven etablerer hjemmel for all regulering av transport av farlig gods på land
Risikoen i forbindelse med håndtering av farlige stoffer i virksomhet skal gjennom tekniske og organisatoriske tiltak, eventuelt supplert med arealmessige tiltak (sikringsfelt), reduseres til et nivå som med rimelighet kan oppnås
Sikringsfelt rundt virksomhet med farlige stoffer skal heretter fastsettes av kommunale plan- og bygningsmyndigheter med grunnlag i uttalelse fra sentral tilsynsmyndighet
Loven stiller krav om etablering av egenberedskap for virksomhet som enten håndterer farlige stoffer, som utgjør en særskilt brann- eller eksplosjonsrisiko eller som transporterer farlig gods
Beredskapsplikten for storulykkesvirksomheter kan kreves utvidet til også å omfatte områder utenfor virksomhetens eget område
For storulykkesvirksomheter stilles nye krav om informasjonsplikt i forhold til befolkningen rundt virksomheten og plikt til å innhente og legge vekt på uttalelser fra befolkningen når det gjelder lokalisering av ny virksomhet, ved

endringer i eksisterende virksomhet og om planlagte beredskaps- og sikkerhetstiltak
Overgangsbestemmelsene forutsetter at alle tillatelser, godkjenninger og samtykker som er gitt etter de gamle lovene fortsatt vil gjelde så langt tilsynsmyndigheten aksepterer dette. DBE vil ikke legge opp til noen omfattende oppdatering av gjeldende tillatelser som en direkte følge av ny lov, men krav om nye tillatelser m.m. vil kunne komme i tilknytning til nye forskrifter, endrede forhold, nye akseptkriterier for risiko m.v.

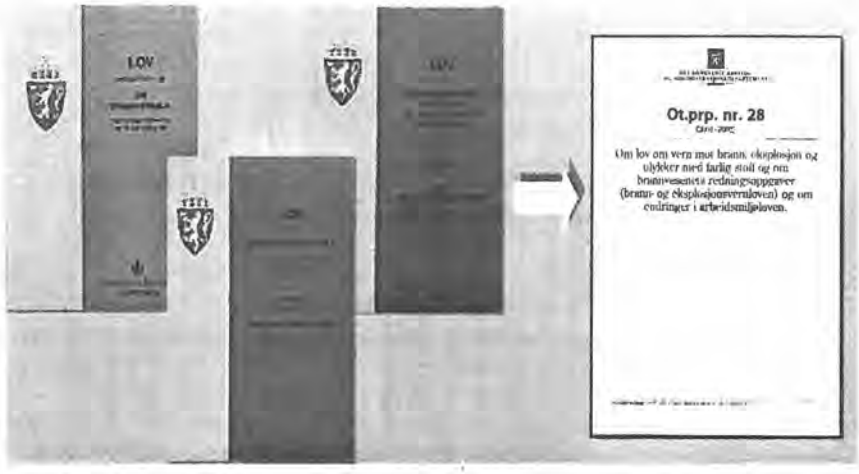
SUMMARY

The new Act relating to the Prevention of Fire, Explosion and Accidents involving Hazardous Substances and the Fire Services' Tasks in Rescue Operations (Act relating to Fire and Explosion Prevention) was passed on 14 June 2002 and came into force 1 July the same year. It superseded the Act relating to Fire Prevention etc. (1987), the Act relating to Flammable Goods and to Fluids and Gases under Pressure (1971) and the Act relating to Explosive Goods (1974).

First and foremost, the Act is a new and modern tool for the performance of fire and explosion prevention work both at local and central levels. This covers both preventive and preparedness and response measures in the areas of fire and explosion including the safety aspects connected to the handling of hazardous substances and the transport of dangerous goods. As the Act replaces three previous Acts it covers a very wide range of regulated areas. It is therefore more framework oriented than the former legislation and provides for extensive regulating powers. It is based, to a greater degree than the former legislation, on risk as a defining criterion for various purposes, e.g. for the purpose of determining what requires permits, who shall carry out supervision and control, and as a basis for the organizing and dimensioning (i.e. determining the size and distribution of personnel and equipment) of the Municipal Fire Service.

The obligation for companies to carry out systematic health, environment and safety work is stated explicitly in the Act.
The management's responsibility for ensuring safety at all stages in an enterprise ("cradle to grave") is stated explicitly. Correspondingly, the employees' responsibility to promote safety when carrying out work tasks is explicitly stated.
The scope regarding the regulation of hazardous substances is more extensive than in the former Acts relating to Flammables (etc.) and Explosive Goods, i.e. more types of hazardous substances are covered.
The Act establishes authorization for all regulation of transport of dangerous goods on land (road and rail).
The risk in connection with the handling of hazardous substances in enterprises shall be reduced to a level which may be reasonably achieved through technical and organizational measures, if necessary supplemented by land use planning (safety zone).
The safety zone surrounding enterprises where hazardous substances are handled shall hereafter be determined by the plan and building department of the local municipal council upon advice from DBE.

Tre lover blir til en – og mere til!



DBE foretok allerede i 1994 en kartlegging av svakheter og begrensinger i lov om eksplosive varer, lov om brannfarlige varer samt væsker og gasser under trykk og lov om brannvern.

Av kartleggingen framkom det bl.a. at både lov om brannfarlige varer og lov om eksplosive varer i for stor grad var fokusert på de mengder av brannfarlige eller eksplosive varer som ble håndtert i en virksomhet og ikke den konkrete risikoen forbundet med håndteringen.

Det ble pekt på at lovene inneholdt for mange detaljerte bestemmelser som det ikke er hensiktsmessig å regulere direkte i lovs form, samtidig som bestemmelsene var preget av datidens tekniske utvikling. Reguleringsformen førte til at områdene brannfarlige og eksplosive varer var gjenstand for en detaljert regulering, mens andre farlige stoffer ikke var underlagt tilsvarende regulering.

Lovene ga riktignok hjemler for å kreve internkontroll, men framsto gjennom sine krav om særskilte tillatelser og godkjenninger som lite internkontrollrettede.

Det ble også pekt på som et problem at lovene ikke inneholdt klare hjemler for å ivareta de nye utfordringene som man så ved å ha en risikobasert, i stedet for en mengdebasert, innfallsvinkel til brann- og eksplosjonsproblematikken. Særlig ble brannvernlovens anvendelsesområde oppfattet som en skranke for å kunne prioritere innsats på områder som ikke var spesifikt regulert av loven.

Loven er delt inn i åtte kapitler og er en såkalt rammelov som forutsettes utfylt av forskrifter.

I motsetning til tidligere lover framkommer forskriftshjemlene stort sett av de enkelte paragrafene.

I formålsbestemmelsen er miljøaspektet bygget inn. Loven er sekundær i forhold til forurensingsloven, slik at et eventuelt pålegg etter brann- og eksplosjonsvernloven aldri kan være begrunnet i hensynet til miljø alene. Står man overfor to sikkerhetsmessig like alternativer vil man imidlertid måtte velge det som er mest miljøvennlig. Også kulturminner omfattes av miljøbegrepet.

Loven bruker begrepet farlig stoff, men som det framkommer av definisjonen i § 4 er dette begrenset til brannfarlig, eksplosjonsfarlig og trykksatt stoff.

Ved transport på veg og jernbane omfatter imidlertid loven alle typer farlig gods, slik dette er definert i relevant internasjonalt regelverk for transport av farlig gods.
Loven regulerer beredskap og innsats også mot andre akutte ulykkessituasjoner enn brann. Dette vil være ulykkessituasjoner der det er naturlig å bruke brannvesenet som innsatsenhet på bakgrunn av den kompetanse og utrustning det har. Hvilke ulykkessituasjoner dette er vil kunne variere fra kommune til kommune på bakgrunn av det som fremkommer gjennom kommunens risiko- og sårbarhetsanalyse etter § 9.

Loven gjelder fullt ut for Forsvaret, men det kan fastsettes forskrifter for Forsvaret som avviker fra loven når særlige forhold tilsier det.

Loven kan også gjøres gjeldende for Svalbard i det omfang Kongen bestemmer. Loven er foreløpig ikke gjort gjeldende for Svalbard. Grunnen til det er at man trenger mer tid på å utarbeide de forskrifter som skal gjelde på Svalbard, hvor det må tas hensyn til at de også skal gjøres gjeldende overfor andre bosettinger enn de norske.

De alminnelige pliktene til å forebygge, begrense, varsle og bistå ved branner og eksplosjoner videreføres fra gammel lovgivning. Nytt er at man også har en plikt ved annen ulykke. Hvilke ulykkessituasjoner dette er må sees i sammenheng med det som er lovens formål og virkeområde. Når det gjelder plikten til å bistå er det lagt inn en begrensning som innebærer at plikten ikke går lenger enn det man evner.

Plikten til å stille privat eiendom til rådighet for redningsvesenet er begrenset av forholdsmessighetsprinsippet. Det vil si at inngrepet må være nødvendig for å sikre liv, eller verdier som er større enn de som går tapt ved inngrepet.

Eiers og brukers plikter til sikringstiltak og vedlikehold er presisert. Eier har en plikt til å sørge for at objektet m.v. er utstyrt med nødvendige sikringstiltak, mens også bruker har en vedlikeholdsplikt.

Hovedinnholdet i plikten til melding av arrangementer er at det skal gis melding til brannvesenet når det skal avholdes arrangementer hvor det vil være til stede et større antall personer i bygninger m.v. som ikke er beregnet for slike formål. Bestemmelsen åpner for at kommunen både kan stille krav om at det skal være en ansvarshavende arrangør, og at denne må sørge for nærmere bestemte sikringstiltak.

Gammel lovgivning inneholdt kun en hjemmel til å gi forskrifter om systematisk helse-, miljø-, og sikkerhetsarbeid. For å påpeke viktigheten av dette er kravet til

internkontroll nå lovhjemlet. Det åpnes også for at plikten til internkontroll kan gjøres gjeldende overfor privatpersoner som ikke driver virksomhet.

I kapittel 3 vil man kjenne igjen mange av den gamle brannvernlovens bestemmelser.

Det er fortsatt et kommunalt ansvar og sørge for et brannvesen, men kommunen trenger ikke drive dette selv. Dersom kommunen overlater forebyggende eller beredskapsmessige oppgaver til andre virksomheter må det etableres ordninger som gjør at den offentlige myndighetsutøvelsen skjer av et kommunalt organ som har de nødvendige fullmakter.

Kommunen er forpliktet til å gjennomføre en risiko- og sårbarhetsanalyse, og legge denne til grunn for organisering og dimensjonering av brannvesenet innen rammer trukket opp ved forskrift, slik at brannvesenet blir mest mulig tilpasset de oppgaver de kan forventes å bli stilt overfor.

Loven er tilpasset kommunelovens prinsipper, hvilket bl.a innebærer at loven ikke lenger benytter begrepet brannsjef. Det er imidlertid krav om en kvalifisert leder av brannvesenet, og det forutsettes at denne delegeres de nødvendige fullmakter for å kunne lede brannvesenets innsats og forebyggende oppgaver på en forsvarlig måte. Slik delegering må skje innen utløpet av 2002.

Brannordningen er erstattet med en dokumentasjonsplikt i henhold til internkontrollprinsippene. Dokumentasjonen skal relatere seg både til forebyggende og beredskapsmessige oppgaver og skal omfatte organisering og gjennomføring av alle de oppgaver og innsatssituasjoner hvor brannvesenet inngår. Også de oppgaver som kommunen frivillig pålegger brannvesenet skal inngå. Dokumentasjonen skal også inneholde risiko- og sårbarhetsanalysen og eventuelle avtaler og sendes DBE.

Leder av brannvesenet vil i innsatssituasjon ha de samme fullmakter som tidligere. Nytt er at forholdsmessighetsprinsippet er presisert også her. Bestemmelsen speiler i stor grad allmennhetens plikter i § 5.

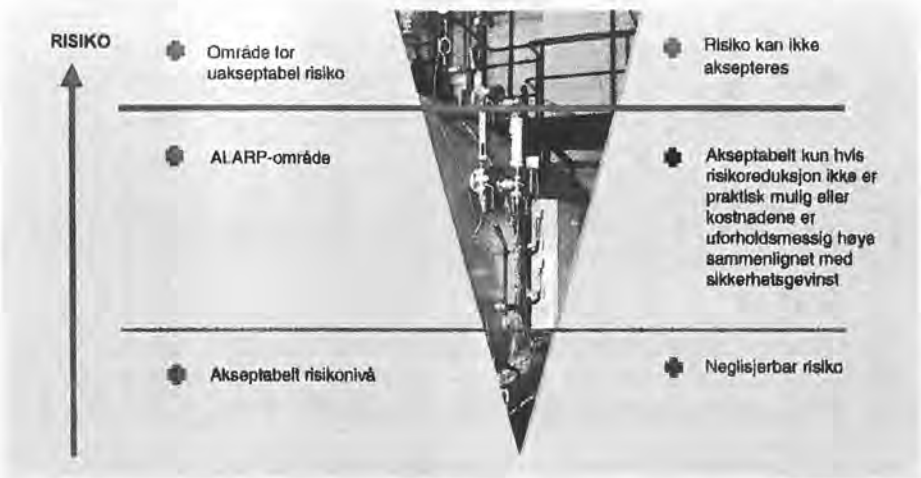
Kommunen skal fortsatt føre tilsyn med særskilte brannobjekter. I forarbeidene åpnes det for at man ved utvelgelsen av objektene kan ta hensyn til sekundærvirkningene av en brann. En del innretninger og anlegg er særlige sårbare i forhold til brann og eksplosjon i kraft av den betydningen de har i den lokale infrastrukturen, selv om det ikke knytter seg særlig personrisiko til disse. Også dette kan det tas hensyn til ved utvelgelsen av særskilte brannobjekter i kommunen.

Det er presisert at kommunen skal dokumentere hvordan tilsynet med egne særskilte brannobjekter er fulgt opp.

Loven utvider adgangen til å pålegge eier av ethvert brannobjekt som utgjør en ekstraordinær risiko innen kommunen, å etablere en egen brann- og ulykkesberedskap eller bekoste en oppgradering av det kommunale brannvesen. Slike vedtak skal baseres på en risikovurdering og kan bare fattes av sentral tilsynsmyndighet.

Loven presiserer plikten til samarbeid, og den hjemler pålegg om etablering av regionale nødalarmeringssentraler.

ALARP-Prinsippet



Det er ledelsen i en virksomhet som har det overordnede ansvaret for at sikkerheten i forhold til brann, eksplosjon, håndtering av farlig stoff og transport av farlig gods blir ivaretatt på en forsvarlig måte. Hensynet til sikkerhet skal være integrert i alle virksomhetens faser fra planlegging til avvikling.

Enhver håndtering av farlig stoff og farlig gods skal skje slik at omgivelsene er tilfredstillende sikret. Loven bygger på ALARP-prinsippet ved at risikoen skal være redusert til et nivå som med rimelighet kan oppnås. Det vil si at kostnaden forbundet med reduksjon av risikoen må sammenholdes med den sikkerhetsgevinst som kan oppnås. Avgrensningen vil ideelt være hvor kostnaden forbundet med ytterlige tiltak for å redusere risikoen marginalt vil være urimelig store. Nærmere kriterier for hva som er en akseptabel risiko må fastsettes i forskrifter.

Det er ikke lenger noe absolutt krav om sikringsfelt, da sikkerhetsnivået primært skal etableres gjennom tekniske og organisatoriske løsninger. Skal det etableres arealmessige begrensinger, skal dette skje i henhold til plan- og bygningslovgivningen.

Virksomheter som omfattes av særskilte kriterier fastsatt av sentral tilsynsmyndighet kan pålegges å etablere en egenberedskap. Dersom virksomheter utgjør en risiko for en storulykke kan sentral tilsynsmyndighet bestemme at beredskapen også skal omfatte området nær virksomheten. Beredskapen skal være tilpasset den særlige risiko som virksomheten representerer. Kravet til beredskap forutsettes samordnet med kravene fra bl.a SFT og NSO.

Loven inneholder også krav om særkilt informasjonsplikt for virksomheter med storulykkespotensial. Dette gjelder både informasjon om pågående aktiviteter, tilhørende risiko og forholdsregler ved ulykkessituasjoner. Plikten relaterer seg til forhåndsinformasjon. Informasjon under en ulykkes gis av aksjonsledelsen.

Det påligger også virksomheter med storulykkespotensial å innhente og vektlegge uttalelser fra befolkningen rundt virksomheten ved nyetablering eller endringer av eksisterende virksomhet.

Loven omfatter tre produktkategorier. I kap 5 stilles de grunnleggende kravene til at disse skal være sikre og formålstjenlige. I kravet til formålstjenlighet ligger det også at produktet skal være funksjonelt.

Bestemmelser om gebyr, kompensasjon og utgiftsfordeling mellom kommuner samt erstatning for deltagelse i brannvesenets rednings- og slokkearbeid er videreført. Kommunen kan fortsatt ta gebyr for gjennomføring av feiing og tilsyn med fyringsanlegg. Kommunen kan imidlertid ikke innføre annet gebyr for tilsyn etter loven før departementet eventuelt har åpnet for dette igjennom forskrifter.

Nytt er at det presiseres at også skade på person skal erstattes.

Tilsynet etter loven skal være delt mellom sentrale og lokale myndigheter. Forutsetter at virksomhet med høy risiko skal omfattes av det sentrale tilsynet mens enklere tilsynsoppgaver tillegges kommunen. Den nærmere avgrensningen forutsettes foretatt i forskrifter.

Sentral tilsynsmyndighet kan etter anmodning bistå lokale myndigheter i gjennomføringen av deres tilsyn. I dette ligger et tilbud om å få faglig veiledning og bistand fra direktoratet, særlig i forhold til teknisk kompliserte anlegg hvor kommunen ikke har tilstrekkelig faglig kompetanse. Det forutsettes at det er kommunen som tar initiativ til samarbeid med sentral myndighet, og at graden av bistanden vil variere ut fra kommunens behov og tilsynsobjektets kompleksitet.

Kontroll- og reaksjonsbestemmelsene fra gammel lovgivning videreføres. Bestemmelsene er harmonisert med øvrig HMS - lovgivning.

Klagebestemmelsene endret ved at sentral tilsynsmyndighet nå kun er klageinstans for de vedtak som er fattet av kommunestyret. I de tilfeller hvor leder av brannvesenet fatter vedtak etter delegasjon fra kommunestyret er det i motsetning til gammel lovgivning kommunestyret eller egen kommunal klagenemd som skal behandle klagen.

Forskrift om brannfarlig vare

I tillegg til å erstatte fire gamle forskrifter har det vært nødvendig også å innta bestemmelser fra den gamle loven om brannfarlige varer, da den nye loven er meget rammepreget når det gjelder håndtering av farlige stoffer.

Forskriften regulerer kun brannfarlig vare og ikke det utvidede området brannfarlig stoff.
Bestemmelsene i forskriften er gjennomgående ikke så detaljerte som i gammel lovgivning.

Forskriften regulerer de alminnelige forhold knyttet til enhver håndtering av farlig stoff uten å være veldig detaljert. I forhold til oppbevaring inneholder den imidlertid flere bestemmelser.

Forskriften omfatter også lasting, lossing og stasjonær oppbevaring av brannfarlig vare på skip.

I § 2-1 det inntatt et generelt aktsomhetskrav til alle som håndterer brannfarlig vare eller som oppholder seg i nærheten av rom eller område brannfarlig vare håndteres. I bestemmelsen har man også samlet og forenklet gammel lovgivnings bestemmelser om ryddighet, forbud mot røyking og bruk av ild, krav om tiltak mot spill eller lekkasje og krav til tank som tas ut av bruk.

Når det gjelder krav til bygninger og rom er det kun et generelt krav om at det skal være utført og innredet slik at det ikke oppstår fare for brann- og eksplosjon. I forhold til bygninger hvor det oppbevares brannfarlig vare viser man til plan- og bygningslovgivningens bestemmelser i tillegg til at det er krav om ventilasjon.

Kapittel 2 viderefører ellers i en forenklet form alminnelige bestemmelser om krav til innretninger og utstyr, tank i fyrrom, krav til slokkeutstyr, og om merking og oppslag om fare samt krav om tillatelse til transport i rørledning.

Forskriften inneholder ikke lenger detaljerte krav om hva søknader skal inneholde, mens bestemmelsen om varigheten av tillatelser og godkjenninger er videreført.

I § 3-1 er en rekke bestemmelser om oppbevaring i gammel forskrift om brannfarlig vare slått sammen og forenklet.

Det er inntatt en ny bestemmelse om lagring i bergrom. Dette er forskriftsfesting av et vilkår som alltid stilles i forbindelse med slik oppbevaring.

Bestemmelsen om når det er behov for tillatelse og hvem som skal gi denne er vesentlig forenklet. Kravene er bl.a. knyttet opp i mot hvor det oppbevares brannfarlig vare og ikke hva varen skal brukes til. Det er foretatt mindre justeringer på mengdekriteriene.

Kravet om oppbevaring med melding til brannsjef er fjernet.

Med bakrunn i kravet om internkontroll er kravet om særskilt ansvarshavende fjernet.

Bestemmelsen om oppbevaring uten tillatelse i gammel forskrift om brannfarlig vare kap 8 hadde en inndeling som ikke var hensiktsmessig. I denne første fase med tilpasning av forskrifter til ny lov har man tatt ett skritt på veien for forenkle disse bestemmelsene.

I kapittel 4 videreføres i en enklere form bestemmelsene om tilstandskontroll og krav til den som skal foreta kontrollen fra forskrift om tiltak for å hindre lekkasje fra nedgravd tank for brannfarlig væske klasse A.

Kapittel 5 viderefører i sin helhet de materielle bestemmelsene i forskrift om tiltak for å hindre spill eller lekkasje fra stasjonær utendørs overgrunnstank for oppbevaring av brannfarlig væske.

Forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff

Ny forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff erstatter forskrift av 22. mars 1977 om eksplosive varer, forskrift av 12. november 1991 om erverv, handel og innførsel av eksplosiv vare, forskrift av 20. desember 1994 om markedsføring og kontroll av eksplosiv varer til sivilt bruk og forskrift av 16. desember 1999 om oppbevaring av eksplosive varer.

Forskriften regulerer enhver håndtering av eksplosjonsfarlig stoff slik som tilvirkning, markedsføring og kontroll, oppbevaring transport, lasting, lossing, erverv, handel, innførsel, utførsel, overføring, bruk og tilintetgjøring.
Den viderefører i forenklet form krav fra gammel lovgivning, men inneholder nye bestemmelser i forbindelse med bruk og innsamling, mottak og tilintetgjøring av eksplosiv vare.

Forskriften inneholder både bestemmelser om alminnelige plikter til å forebygge brann og eksplosjon og spesifikke krav i forhold til de enkelte håndteringsformer, herunder krav om tillatelser.

Ny brann- og eksplosjonsvernlov er meget rammepreget når det gjelder krav til håndtering av farlige stoffer. Det har derfor vært behov for å videreføre bestemmelser fra gammel lov om eksplosiver.

Ny brann- og eksplosjonsvernlov har et utvidet virkeområde i forhold til gammel lov om eksplosive varer. Direktoratet har i denne første fasen med tilpassninger til ny lov ikke fremmet forslag til regulering av dette utvidede området. Ett unntak er det imidlertid i §2-1 første ledd hvor man har funnet det hensiktsmessig å etablere et generelt aktsomhetskrav også for det utvidede området. Dette er også reflektert i bestemmelsen om saklig virkeområde i § 1-2.

De største materielle endringene har skjedd i kapittel 10 om bruk av eksplosiver, hvor man i langt større grad enn i gjeldende bestemmelser søker å klargjøre pliktene til de enkelte aktører i samsvar med **internkontrollrettslige prinsipper**, som ny lov er bygget opp omkring.
Forskriftene skjerper kravene til sikkerhet.

De gamle forskriftene plasserte alt ansvar i forbindelse med bruk av eksplosiver på godkjent bruker/skytebas, uten å ta hensyn til om denne er ansatt i en virksomhet eller innleid av en virksomhet.

I forskriften presiseres nå at ansvaret for ivaretakelsen av sikkerheten ved sprengningsarbeid skal ligge hos virksomhetens ledelse. Forskriften søker også å klargjøre ansvarsplasseringen i de tilfeller hvor en virksomhet som skal ha utført et sprengningsarbeid, leier inn en annen virksomhet til å utføre selve sprengingen.

Skytebasen eller den sprengningskyndige vil kun ha et sprengningsfaglig ansvar.

Forskriften presiserer også at risikovurderinger og -analyser i større grad enn i dag skal danne grunnlag for planer og utarbeidelse av rutiner. Forskriften inneholder konkrete bestemmelser med krav om oppfølging av planer og rapportering.

Det innføres i § 10- 7 et krav om at kostnadene forbundet med nødvendige sikkerhetstiltak skal fremkomme særskilt i antatte tilbud/anbud.
Det innføres i § 10-13 et krav om at helt eller delvis ladet salve skal være bevoktet til den skytes. Reglene for midlertidig plassering av eksplosiver i § 10-11 er både skjerpet og tydeligere formulert enn i de gamle bestemmelser. Hovedregelen er at det ikke skal tas ut mer eksplosiver enn det som går med til planlagt sprengning. Som en unntaksregel kan det under visse forhold tillates en midlertidig plassering i inntil 12 timer.

Når det gjelder kravene til godkjent bruker eller sprengningskyndig, er disse med ett unntak, de samme som i de gamle forskriftene om eksplosiver.
Det er ikke lenger et absolutt krav for å få sprengningssertifikat klasse A at man har bestått fagprøve i henhold til lov om fagopplæring. Det åpnes i § 10- 4 for en alternativ vei gjennom utdanning i bedrift.

Det er utarbeidet en egen veiledning til brukskapittelet.

Kapittel 11 om innsamling, mottak og tilintetgjøring omfatter alle typer eksplosive varer, også ammunisjon som faller inn under våpenloven.

Norge har pr. i dag ikke en fast etablert ordning for innsamling, mottak og tilintetgjøring av sivile eksplosive varer. Det gamle regelverket regulerte selve gjennomføringen av tilintetgjøringen, men hadde ikke krav til rutiner for innsamling, mottak, identifikasjon, transport, oppbevaring, kildesortering, demontering m.m. og kvalifikasjonene til berørt personell. Målsettingen med de nye bestemmelser og de praktiske ordninger som må etableres i tilknytning til denne, er å sikre at alle kassable eksplosiver blir tatt hånd om og tilintetgjort på en sikker måte, og at enhver som kommer i befatning med slike eksplosive varer ikke skal være i tvil om hvor de skal henvende seg og hvem som skal ta seg av dem.

I forskriften stilles det krav om at den som produserer, importerer eller forhandler eksplosiv vare eller produkter som inneholder eksplosiv vare, plikter å ta varene i retur når de skal tas ut eller kasseres. Eksplosivene og produktene skal leveres videre til godkjent mottak eller virksomhet for tilintetgjøring. Privatpersoner som kommer i besittelse av eksplosiv vare som skal kasseres, plikter snarest å varsle politiet.

I forskriften stilles det krav om at den som vil samle inn eller motta eksplosive varer som skal destrueres skal ha tillatelse fra DBE. Det stilles også krav om tillatelse fra DBE for den som skal forestå selve tilintetgjøringen. Det er videre et krav at det føres oversikt over de eksplosive varene som virksomheten håndterer. De som får tillatelse til å etablere ordinger for innsamling og tilintetgjøring vil også falle inn under kravene i internkontrollforskriften.

For ytterligere informasjon om DBEs regelverk kan en ta kontakt på telefon 33398800, via e-post: postmaster@dbe.dep.no, eller på hjemmesiden vår: www.dbe.no

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

NORSK TUNNELTEKNOLOGI PÅ INTERNETT

Norwegian Tunnelling Technology on the Internet

Amund Bruland, Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

SAMMENDRAG

www.tunnel.no presenteres med bakgrunn, status og planer for framtiden. Nettstedet skal inneholde informasjon (på engelsk) om norsk underjordsteknologi og aktører i bransjen, med formål å spre denne informasjonen internasjonalt for å øke mulighetene for deltakelse av norske bedrifter i internasjonale tunnelprosjekt.

SUMMARY

The www.tunnel.no site is introduced with background, current development and future plans. The site will provide information about Norwegian subsurface technology and companies with the goal of distributing the information to the international tunnelling community as a way of increasing the participation of Norwegian companies in international tunnelling projects.

INNLEDNING

Nettstedet www.tunnel.no drives av Norwegian Tunnelling Technology - TUNNEL, som er en selveiende forening med følgende (opprinnelige) medlemmer fra 1996:

- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
- Berdal-Strømme
- NOCON
- Dyno Nobel
- Norges geotekniske institutt
- NTNU Institutt for bygg- og anleggsteknikk
- SINTEF Bergteknikk
- Eeg-Henriksen Anlegg
- Statens vegvesen

Nettstedet skal formidle informasjon om norsk tunnelteknologi internasjonalt, og har sitt utspring fra NFR-prosjektet "Tilpassing av norsk underjordsteknologi til prosjekter internasjonalt" 1996-1999. I det prosjektet ble det besluttet at resultatene skulle presenteres og markedsføres via Internett i tillegg til tradisjonell rapportering. Statistikk over besøkende på disse nettsidene var så positiv at det ble besluttet å videreføre

www.tunnel.no, men i en litt annen form og med en videre målsetting enn det opprinnelige nettstedet. Arbeidet med dette startet så vidt i 2000 og har pågått fram til nå.

Det visuelle inntrykket av www.tunnel.no er ment å være avbalansert og enkelt. Til dette har vi hatt assistanse av Henning Larsen fra eget firma. Videre har Kristian Olsen fra Arriba AS utført programmering av visningsmaler, søkeverktøy osv., men hovedtyngden av utviklingsarbeidet er utført ved Institutt for bygg, anlegg og transport.

Utvikling og drift av nettstedet utføres av Institutt for bygg, anlegg og transport ved NTNU. Det er planlagt en årlig aktivitet tilsvarende 1/3 årsverk i drift og videreutvikling av nettstedet de neste årene. Nettstedet skal være i kontinuerlig utvikling, noe som er avhengig av god kontakt mellom alle aktører i bransjen og www.tunnel.no.

Styret i Norwegian Tunnelling Technology - TUNNEL er:

- Tarald Husaas, Dyno Nobel, formann
- Amund Bruland, NTNU
- Espen Moe, Veidekke (etterfølger for Torjus Alten)
- Aslak Ravlo, NFF, forretningsfører.

Nettstedets innhold og oppbygging styres av en redaksjonskomité som for tiden består av:

- Tarald Husaas, Dyno Nobel
- Amund Bruland, NTNU
- Arild Palmstrøm, Norconsult
- Thor Skjeggedal, NFF
- Aslak Ravlo, NFF
- Alf Kveen, Statens vegvesen.

Dette innlegget gir bare litt bakgrunnsinformasjon om www.tunnel.no, det beste inntrykket får en ved å bruke litt tid på et eller flere besøk på nettstedet.

MÅLSETTING

Nettstedets målsetting er å spre informasjon om norsk underjordsteknologi i stor bredde, med vekt på:

- teknologi og "state of the art"
- utstyr og materialer levert av norske produsenter
- aktører (entreprenører, konsulenter, leverandører, byggherrer, m.fl.)
- prosjektbeskrivelser/referanser

Alle som søker etter informasjon om tunneldrift på Internett skal finne www.tunnel.no, de skal finne relevant og god informasjon slik at besøket varer en stund, og ikke minst, de skal komme tilbake neste gang de leter etter opplysninger.

Nettstedet har også som målsetting å gjøre digitalt tilgjengelig mest mulig av den informasjon om norsk underjordsteknologi som er publisert på engelsk. Det vil kunne fungere som et referansearkiv for norske bedrifter ved markedsføring i utlandet.

OPPBYGGING OG INNHOLD

Det er ikke mulig (eller ønskelig) å presentere nettstedets oppbygging og innhold i detalj her, det kan man finne best ut av ved å besøke www.tunnel.no. Noen generelle punkter skal likevel beskrives i det etterfølgende.

Informasjonsmengden på et slikt nettsted er stor, til nå tilsvarer den ca. 2000 A4-sider, og den vokser stadig. Det er derfor nødvendig å skille lagring og visning av informasjonen. Dette gjøres ved at all informasjon lagres i en database som poster. Postene kan så hentes fram og vises ved bruk av ulike maler for ulike typer av sider på nettstedet. All informasjon lagres bare en gang, men kan brukes i flere sammenhenger. Dette gjør at oppdatering, vedlikehold og visning av informasjonen blir en overkommelig oppgave selv om informasjonsmengden skulle mangedobles.

Et utdrag av førstesiden i figur 1 viser den prinsipielle oppbyggingen av hvordan informasjonen vises. Den venstre spalten brukes til navigasjon og menyvalg. Midtspalten er den egentlige informasjonsvisningen, mens høyre spalte brukes til smakebiter, reklame, korte nyhetsomtaler og lignende.

Figur 1 Utdrag av førstesiden eller hjemmesiden til www.tunnel.no.

Menyen viser hvilke hovedtyper av informasjon som foreløpig er tilgjengelig. En kort omtale av menyvalgene følger:

- **Applied Technologies** har som mål å beskrive utvalgte deler av norsk underjordsteknologi på generell basis. Det kan for eksempel være "Drill and Blast Tunnelling" som skal være en kortfattet gjennomgang av hvordan konvensjonell tunneldrift organiseres og gjennomføres ved driving av en vanlig tunnel. Andre tema kan være "Rock Support Methods", "Hard Rock Tunnel Boring" og "Tunnel Ventilation". Dette menyvalget har foreløpig hatt lav
- **Selected Projects** er som navnet sier et utvalg av prosjekt vi gjerne vil vise fram, enten på grunn av at det er spektakulært i seg selv eller at tekniske løsninger har sprengt grenser eller er spesielle på andre måter. Igangværende og kommende prosjekter skal også omtales her.
- **Publications** skal inneholde en oversikt over "alle" publiserte bøker, artikler og liknende som finnes om norsk underjordsteknologi. Mest mulig av denne informasjonen skal også gjøres tilgjengelig digitalt i form av nedlastbare pdf-dokument, bilder, videosnutter, osv. Publikasjoner for salg kan bestilles og betales via www.tunnel.no. Dette er den mest omfattende delen av nettstedet, her ligger for eksempel hele NFFs publikasjonsserie tilgjengelig i digital versjon.
- **Companies** skal i prinsippet gi en oversikt over alle aktører i bransjen, med en kort omtale av aktivitetsområde og kontaktinformasjon. Menyvalget er foreløpig oppdelt i entreprenører, konsulenter, byggherrer, utstyrsleverandører, materialleverandører og institusjoner.
- **Experts** gir en oversikt over et utvalg av eksperter på ulike områder innen underjordsteknologi. Utvalget er delvis basert på at den enkelte bedrift utpeker noen av sine ansatte til å stå på lista og delvis på forslag fra redaksjonskomitéen. Redaksjonskomitéen har ansvar utvalget etter retningslinjer gitt av styret.
- **Members** er et menyvalg for drift og administrasjon av nettstedet. Her skal medlemmer av Norwegian Tunnelling Technology - TUNNEL ha et forum for diskusjon og utveksling av informasjon, forhåndsgodkjenning av det som er klart for publisering, osv. Innholdet her vil ikke være tilgjengelig for andre enn medlemmene.

I tillegg til menyvalgene som er knyttet til navigering i informasjonsbanken, er det noen valg for brukerservice:

- **Newsletter** skal brukes til å sende ut meldinger om oppdateringer og nyutvikling av nettstedet til interesserte brukere, som selv har meldt seg på en distribusjonsliste. Denne er tenkt utvidet til å kunne brukes som informasjonskanal mellom **Companies** og interesserte brukere, for eksempel skal en kunne abonnere på nyhetsbrev fra en gitt leverandør.
- **Forum** er planlagt å være et diskusjons- og utvekslingssted for alle som bruker eller bidrar til nettstedet.
- **Feedback** er ment for direkte tilbakemeldinger til www.tunnel.no, dvs. til redaksjonskomitéen, om feil og mangler, nye ønsker osv. omkring nettstedets innhold og oppbygging.
- **Disclaimer** er lagt inn for å sikre seg mot eventuell misbruk av informasjonen som er tilgjengelig på nettstedet.
- **View Order** er et verktøy i forbindelse med bestilling av publikasjoner via www.tunnel.no.

FINANSIERING

Utviklingen av nettstedet er hittil finansiert gjennom arbeid som ble gjort i NFR-prosjektet "Tilpassing av norsk underjordsteknologi til prosjekter internasjonalt". Det ligger også en betydelig egeninnsats fra medlemmene i styret og redaksjonskomitéen for nettstedet. På lang sikt er det planlagt at nettstedet skal være selvfinansierende gjennom salg av tjenester til norske aktører i bransjen.

Utvikling og drift av et nettsted med mye og god informasjon krever ressurser (tid, programvare, maskinvare, nettleie). Kvaliteten er avhengig av tiden som blir lagt ned i utvikling og drift, og for at framdriften skal være tilfredsstillende, må noe av ressursforbruket være betalt.

Arbeidet som hittil er lagt ned i nettstedet har en verdi på anslagsvis 1 000 000 kr, av dette er ca. 400 000 kr direkte utgifter i form av utstyr og tjenester. Resten er egeninnsats fra de som er involvert i prosjektet.

For drift og vedlikehold av nettstedet er det planlagt en aktivitet som minst tilsvarer kr 120 000 pr. år, men aktiviteten bør egentlig være større for å kunne være blant de beste og mest besøkte nettstedene innen underjordsdrift.

MARKEDSFØRING

www.tunnel.no er indeksert rundt omkring på de mest kjente søkemotorene i verden. På enkelte søkeord som ligger innenfor kjernen til nettstedets interesseområde, er vi på førsteplass hos de mest kjente søkemotorers treffliste. Dette er en tjeneste vi må betale for, og som derfor er en prøveordning. I tillegg vil vi jevnlig reklamere for nettstedet i de mest kjente internasjonale bransjetidsskrift, konferanser, andre hjemmesider, osv.

Arbeidet med markedsføring har hittil hatt lav prioritet.

BESØKSSTATISTIKK

En hovedgrunn til å videreføre www.tunnel.no med ny målsetting og nytt innhold, var statistikken over besøkende på et lite nettsted med liten grad av oppdatert informasjon. Statistikk fra oktober, november og desember 2002 er vist under.

Besøkende pr. måned	ca. 600
Antall besøk pr. dag	20
Antall sider lest pr. dag	100
Lengde på besøk	Gjennomsnittlig > 5 min
Lengde på besøk for de som ble værende	7 - 12 min
Flest besøkende fra	USA, Norge, Finland, Hellas, Tyskland, Portugal, Singapore og Australia
Flest besøkende fra	USA, 609 brukere på 3 måneder
Mest brukte søkeord	tunnelling
Mest leste sider	Generelle oversikter, norsk tunnelutstyr, norsk spesialutstyr, fullprofilboring

Besøket på det nye nettstedet varierer, men så langt er styret tilfreds med antall besøkende og hvor lenge den enkelte besøkende er inne på www.tunnel.no.

Det nye nettstedet var tilgjengelig i august 2002, og allerede i oktober 2002 har nettstedet godt besøk. Statistikken for 29 dager i oktober 2002 er vist under.

Besøkende pr. måned	ca. 170
Antall besøk pr. dag	6
Antall sider lest pr. dag	40
Lengde på besøk	Gjennomsnittlig > 5 min
Lengde på besøk for de som ble værende	5 - 60 min
Flest besøkende fra	USA, Norge, Singapore, Australia, Frankrike, Nederland, Sverige, Nepal, Japan
Flest besøkende fra	Singapore, 54 brukere (i tillegg er 159 uidentifiserte .com og .net)
Mest brukte søkeord	tunnelling, tunnel
Mest leste sider	Publications, Water Control, Selected Projects, Applied Technology, Experts

"KONKURRENTER"

Vi kjenner ikke tilsvarende nettsted for andre nasjoner, men det finnes noen som er rettet mot informasjon omkring underjordsdrift. Det er i hovedsak bransjetidsskrift som legger ut smakebiter på tidsskriftets innhold. nettstedene er da i stor grad nyhetsrelaterte med lite arkivmateriale foreløpig. I tillegg finnes mange mer eller mindre gode forsøk fra ulike nasjonale og internasjonale bransjeorganisasjoner samt at produsenter og leverandører har sine respektive hjemmesider om sin virksomhet. Vi anser derfor at www.tunnel.no er en pionervirksomhet som norsk underjordsbransje kan ha stor nytte av framover.

VIDERE ARBEID

Informasjonen på nettstedet og nettstedet i seg selv har lang levetid dersom noen hovedkriterier oppfylles:

- Informasjonen må være oppdatert og korrekt.
- Det må komme mer informasjon, også på nye områder, slik at de som kommer tilbake med mellomrom vil finne noe nytt.
- Informasjonen må være lett tilgjengelig gjennom god organisering og gode søkemuligheter.

Dette kan bare gjennomføres hvis hele bransjen bidrar både med informasjon og finansiering, og alle oppfordres herved til å bidra med ideer og stoff for videreutvikling av www.tunnel.no.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

MILJØ- OG SAMFUNNSTJENLIGE TUNNELER

Environmental sustainable tunnelling

Sjefing. Alf Kveen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling
Dr.ing. Mona Lindstrøm, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling

Sammendrag

Nye krav til miljømessig utførelse av tunnelbygging har initiert et samarbeid mellom de største aktørene i bransjen. Dette førte til at FoU-prosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" ble etablert med støtte fra Norges Forskningsråd . Et forprosjekt ble gjennomført i 1999, prosjektet skal avsluttes i 2003. Totalt er budsjettet på 24 millioner kroner inkludert stor egeninnsats i prosjektet fra deltakerne. Tre tunnelobjekter er spesielt fokusert, Tåsen tunnel T-baneringen, Lunner vegtunnel Rv. 4 og Jong - Asker jernbanetunnel.

Prosjektet tar sikte på å utvikle metoder for kartlegging og vurdering av sårbare og bevaringsverdige områder og utvikle beregningsmetoder for modellering av endring i grunnvannsnivå som følge av tunneldrift. Videre skal det utarbeides et sett med akseptkriterier for endringer i omgivelsene som følge av tunneldriften. Det skal arbeides med utvikling av metoder for forinjisering av tunneler som tilfredsstiller nye krav til sikkerhet og tetthet. All injeksjon kan fra nå av utføres med sementbaserte injeksjonsmidler, og resultatene til nå viser at kravene til tetthet trolig kan oppnås med de benyttede materialer.

Summary

The background for the project was the leakage problems associated with the "Romeriksporten" rail tunnel and the corresponding problems of maintaining the groundwater level in "Østmarka" and settlement of nearby buildings. The objective of the project is to:

- decrease the risk of environmental damage, particularly related to ground water level;
- evaluate new and traditional site investigation methods;
- improve project cost estimates at preliminary design stage
- improve financial control and technical quality of tunnel projects;
- document and improve grouting/injecting techniques for increased ground water level control and safety.

The project focuses on safeguarding the ground water level, preventing unexpected leakages, settlement or environmental damages. Different tasks were defined to cover all these aspects, most of which have been associated with actual tunnel projects. This has resulted in a very realistic hands-on R&D project with concrete and directly applicable results. The project period is 2000 –2003 with a total budget of 24 million NOK.

Preliminary site investigations methods has been improved and developed by using new techniques. These have been compared with traditional methods on the Lunner tunnel.

The project developed methods to map and describe habitats above tunnels in order to predict the consequences tunnelling and leakage rates could have if the ground water level was affected. This was mainly achieved by investigating different modelling programs and comparing results with actual values taken during and after tunnelling.

Much attention was devoted to cement based grouting in order to develop a better understanding of the material, its handling and equipment for use.

These activities have improved our ability to predict tunnelling costs and to control groundwater levels during and after tunnelling.

1 Innledning

Nye krav til miljømessig utførelse av tunnelbygging har initiert et samarbeid mellom de største aktørene i bransjen. Dette førte til at FoU-prosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" ble etablert med støtte fra Norges Forskningsråd . Et forprosjekt ble gjennomført i 1999, prosjektet skal avsluttes i 2003. Totalt er budsjettet på 24 millioner kroner inkludert stor egeninnsats i prosjektet fra deltakerne.

Prosjektet er tidligere omtalt på Fjellsprengningskonferansen 2000, ved foredrag 15.1 av Kjell Inge Davik, Statens vegvesen. En del av prosjektaktivitetene vil også måtte samles inn og bearbeides videre også i 2003. Det er søkt Norges Forskningsråd om forlengelse av prosjektet til 2005 for å få inkludert resultatene fra drivingen og data-innsamlingen på jernbanetunnelen Jong – Asker.

Tre tunnelobjekter er spesielt fokusert, Tåsen tunnel T-baneringen, Lunner vegtunnel Rv. 4 og Jong - Asker jernbanetunnel.

FoU-prosjektet har utgangspunkt i problemene med lekkasjer i Romeriksporten og med-følgende uttapping av vann i Østmarka og setningsskader på hus over tunnelen. Hovedmålet med prosjektet er å heve kompetansen på grunnvannskontroll ved tunnelbygging.

Prosjektet er organisert med et prosjektstyre og flere faggrupper fordelt på delprosjekter innen områdene:
A – Forundersøkelser
B - Samspill med omgivelsene
C – Tetteteknikk
D - Organisering og kontrakter

Styret består av Jernbaneverket (formann), Statens vegvesen (prosjektledelse), Selmer Skanska ASA, Veidekke AS, NCC Anlegg AS, Norges Geotekniske Institutt (NGI), Norges geologiske undersøkelser (NGU), Norconsult AS, NTNU, Norges Forskningsråd (NFR)

Deltakerne i delprosjektene:
A - Forundersøkelser er Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), NGI, NTNU, Jernbaneverket, Statens vegvesen.

B - Samspill med omgivelser er NGI, Jordforsk, NINA, Norconsult, Statens vegvesen.
C - NGI, Norges Vandbygningskontor (NVK), Noteby, Norconsult, GeoVita, Aquateam, Sintef, Jernbaneverket, Statens vegvesen.

Delprosjektene består i en rekke aktiviteter som for det meste har funnet sted i samarbeid på konkrete tunnelanlegg. Dette gir utprøving under realistiske forhold, og resultater oppnås direkte.

Mål

Målet for prosjektet er å utvikle metoder til å bevare grunnvannet og hindre uforutsette lekkasjer og skader i terrengoverflaten. Tunnelbransjen vil gjennom prosjektet oppnå:
A. - Større sikkerhet mot miljøskader spesielt relatert til grunnvann
B. - Evaluering av nye og tradisjonelle metoder for forundersøkelser bedre økonomisk forutsigbarhet for tunnelprosjektering
C. - Større teknisk og økonomisk sikkerhet ved gjennomføring av tunnelprosjekter
D. - Det forutsettes at injeksjonsteknikk er veien til bedre kontroll og sikkerhet

Hovedanleggene for «Forskningsobjekter»:

Tåsen tunnel, T-baneringen

Tunnelen er 1240 m lang og ligger mellom Ullevål og Nydalen stasjoner. Samferdselsetaten Oslo er byggherre og, Veidekke AS er entreprenør. Oppstart var i 2000, gjennomslag januar 2002. Prosjektgruppen, Delprosjekt C, har utført arbeid i nært samarbeid med tunnelanlegget, med utprøvinger av metoder og utstyr og oppfølging under driving. Det ble lagt til rette for ulike forsøk i forbindelse med drivingen, organisert på en slik måte at entreprenøren ikke ble hindret eller forsinket. Injeksjonen i tunnelen var vellykket, kravene til innlekkasje er oppfylt med enkle og effektive metoder. Arbeidet er godt dokumentert. Tunnelen går under et tettbebygd område med strenge krav til grunnvannsnivå. Det var problemer under byggingen av Tåsentunnelen like ved, der det måtte det installeres permanent vanninfiltrasjon.

Lunner vegtunnel Rv. 4

Tunnelen er 3,8 km lang og ligger på ny Rv 35 Grua - Gardermoen. Byggherre er Statens vegvesen, NCC entreprenør. Oppstart høsten 2001, ferdigstillelse i 2003.
Anlegget er valgt ut som referanseobjekt for store deler av prosjektet. Tunnelen går under Langvatnet og et vernet naturområde. Nye metoder for forundersøkelser er utprøvd for tunnelen, hovedsaklig geofysiske metoder som hittil er lite brukt i tunnelsammenheng. Undersøkelsene utføres av NGU under delprosjekt A. Eksempler på aktiviteter er bruk av resistivitetsmålinger, optisk televiewer og ulike målinger fra helikopter. Resultatene evalueres for bruk i framtidige tunnelprosjekter.

Jong - Asker jernbanetunnel

Prosjektet omfatter to jernbanetunneler med lengder på 2,7 og 3,7 km. Byggherre er Jernbaneverket, entreprenører er AF og MIKA. Oppstart 2002, ferdigstillelse 2005.
Anleggene passer godt med fremdriften i prosjektet. Aktiviteter i delprosjekt C er planlagt videreført ved anlegget, også forundersøkelsesmetoder i delprosjekt A. Målet er å få en videreføring av metoder, og en best mulig utnyttelse av resultater. Tunnelene bygges under et

tettbebygd område, med strenge krav til tetthet. Et omfattende overvåkingsprogram for grunnvann er i gang. Prosjektet får god tilgang på data fra anlegget. Det er et ønske om å følge anlegget hele veien for å få ut mest mulig dokumentasjon.

2 Delprosjekt A: Forundersøkelser

A1, Lunner vegtunnel Rv.

Undersøkelser på A1 Lunnertunnelen, tidligere kalt Grualia, utgjør hoveddelen av delprosjekt A. NGU utfører utprøvinger over Lunnertunnelen med hovedsaklig geofysiske metoder som tidligere har vært lite brukt ved forundersøkelser for tunneler.

Tradisjonelle metoder for forundersøkelser har registrert strukturer i de øverste meterne av grunnen, og resultatene må ekstrapoleres ned til tunnelnivå. Med de nye teknikkene undersøkes mulighetene til å få et bilde av bergkvalitet, omfang av svakhetssoner og vannmengder i tunnelnivået. Metodene er enkle og koster ikke mer enn de tradisjonelle.

Resistivitetsmålinger (elektrisk motstandsmåling) gir informasjon om svakhetssoner og mulig vannførende soner ned til et dyp på ca. 20 m.

Optisk televiewer er et videokamera som senkes ned i borhullet og gir detaljert bilde av borhullsveggen. Utstyret kan registrere bergartskontakter, strukturer, sprekkeretning, åpne/lukkede sprekker, leirinnhold, vannmengder. Hydraulisk testing av borehull i kombinasjon med inspeksjon og logging av borehull gir mye informasjon om lekkasje-potensialet ved tunneldrift og har bekreftet 2D resitivitetsmålinger.

I tillegg er det i Lunnertunnelen automatisk registrert MWD-målinger som er bearbeidet og presentert av Rockma system AB, for senere sammenlikning med geologien funnet i tunnelen. Målinger av geofysiske parametre, VLF, fra helikopter, påviser større geologiske strukturer, også i områder med stor løsmasseoverdekning.

De fleste av nye og tradisjonelt kjente metoder for forundersøkelser har vært utprøvd over traséen til Lunnertunnelen. Dette gir oss muligheten til å vurdere de ulike metodene mot hverandre, og se resultatene i sammenheng med registreringer i tunnelen. På denne måten kan vi evaluere hvilke av metodene som gir de beste prognosene mht. bergkvalitet og vannmengder i tunnelnivå.

På grunnlag av de store mengder med data fra Lunnertunnelen er det også besluttet å gjøre utvidede registreringer med refraksjonsseismikk for sammenlikne metoden med de andre metodene og om mulig å forbedre tolkningen av data fra denne.

Kort om noen av de øvrige aktivitetene under delprosjekt A

A3 T-baneringen
A4 Frøyatunnelen
A5 Romeriksporten

Disse tunnelene er relativt godt dokumenterte mht. forundersøkelser og registreringer under drivingen, spesielt ingeniørgeologiske data og lekkasjemålinger. Det gjøres et arbeid med å sette disse dataene sammen for å evaluere treffsikkerheten til forundersøkelsesmetodene. Dette er også tema for en doktorgrads-oppgave fra prosjektet.

A8 Jong-Asker jernbanetunnel.

En del av de geofysiske metodene utprøvd over Lunnertunnelen skal testes over disse tunnelene for å verifisere resultater. NGU har tidligere utført forundersøkelsene for tunnelen på oppdrag av Jernbaneverket, og har god kjennskap til området. Prosjektet får også tilgang til data fra tunneldrivingen.

A9 Dr.ing.studium.

Oppgaven omhandler sammenhengen mellom forundersøkelser og resultater fra tunneldriving. Resultater fra en rekke tunneler skal evalueres, det innledende arbeidet gjøres på de tunnelene prosjektet er involvert i. Oppgaven blir en videreføring av prosjektet.
K. Holmøy er engasjert som stipendiat for prosjektet, stillingen lønnes av Statens vegvesen og NTNU, og prosjektet betaler driftsmidlene (A10).

Konklusjon

Resultatene fra delprosjekt A er ikke ferdig bearbeidet, men resultatene fra delprosjektet så langt synes å gi oss større valgfrihet mht. metoder og verktøy, og viser muligheten for bruk av nye og bedre forundersøkelsesmetoder i områder der lekkasjer kan få store konsekvenser i terrengoverflaten. Ved hjelp av nye metoder og sammenstilling av resultater kan vi få ut mer detaljerte opplysninger om berggrunnen og grunnvannet enn før. Dette gir bedre grunnlag for å forutsi problemene og bidrar til mer realistiske kostnadsoverslag på nye tunnelprosjekt. Det er også samlet inn og dokumentert detaljerte data fra flere tunnelprosjekt som har en verdi i seg selv.

3 Delprosjekt B: Samspill med omgivelsene

Mål

Prosjektet tar sikte på å utvikle metoder for kartlegging og vurdering av sårbare og bevaringsverdige områder Videre skal det utvikles metoder for modellering av endring i grunnvannsnivå som følge av tunneldrift. Et sett med akseptkriterier for endringer i omgivelsene som følge av drenering ved tunneldrift skal utarbeides.

Det skal utarbeides en veiledning til bruk for utbyggere og planleggere i en tidlig planleggingsfase. Resultatene vil gi bedre grunnlag for beslutninger om trasévalg, og fastsettelse av lekkasjekrav som er realistiske i forhold til i forhold til krav og tålegrenser. Dette vil bidra til bedre sikring mot miljøskader og større treffsikkerhet ved beregning av kostnadene ved framtidige tunnelprosjekt.

Oversikt over aktiviteter:

B1 Sårbarhet vegetasjon
B2 Sårbarhet vannkilder
B3 Modelleringer: Parameterstudier, Sprekkemodell, Nedbørfeltsimulering
B4 Poretrykksendringer
B5 Akseptkriterier
B6 Veiledning

Arbeidet med delprosjekt B kom i gang i 2001, med et første mål en statusrapport om et tunnelanleggs mulige og akseptable konsekvenser for det ytre miljø. Resultatet foreligger i Rapport nr. 14 (se 4.2.4) og med planer for videre arbeid:

B1 Klassifisering av vegetasjonstypers sårbarhet /B2 Klassifisering av vannkilders sårbarhet

To aktiviteter er slått sammen til et samarbeidsprosjekt med kartlegging og analyser over eksisterende, eldre og nyere, tunnelanlegg.

Det er utilstrekkelig empirisk kunnskap knyttet til hvor - og i hvor stor grad - vesentlige og varige skader på naturmiljøet oppstår i forbindelse med tunnelbygging. Som en tilnærming til problemet skal det derfor utføres registreringer av tilstand på vegetasjonstyper i terrenget over utvalgte tunneler. Disse data kobles med hydrologiske og hydrogeologiske data. Hensikten er å dokumentere skader i sammenheng med lekkasjer og endringer i grunnvannstanden, utarbeide feltregistreringsskjema som tar vare på relevante opplysninger mht. sårbarhet i forhold til tunnellekkasjer, samt vurdere hvilke parametre som best kan forutsi effekter på overflaten som følge av grunnvannsenkning.

På bakgrunn av data fra NGI er det valgt ut ca. 20 tunneler, veg-, jernbane- og vanntunneler, området over tunnelene skal undersøkes i løpet av dette og neste år. Resultatene så langt fra denne kartleggingen er at det ikke er funnet synlige endringer på vegetasjonen over tunnelene som er blitt undersøkt, bortsett fra de tunnelanleggene hvor skader allerede er kjent.

B3 Modelleringer

Prosjektet tar utgangspunkt i temaet «Sammenheng mellom lekkasjer og endring i grunnvannstand» beskrevet i rapport nr. 14. Det arbeides videre med modelleringene. Modelleringsforsøk med data fra Lunner-tunnelen (tidligere under Prosjekt A1) tatt med under B3. Aktiviteten har tre delemner:

I) Parameterstudier
Enkle beregninger gjøres for å illustrere sammenheng mellom innlekkasje til et tunnelanlegg og mulig påvirkning på grunnvannstanden for ulike grunnforhold, topografi, nedbørsforhold/ avrenning og tunnelens dybde. Temaet er presentert på Fjellsprengningskonferansen 2001.

Ved analyser med "porøse" 2-D modeller (Modflow) søkes det å finne sammenheng mellom endring i grunnvannstand, bergmassens konduktivitet, tunneldybde, naturlig infiltrasjon og effekt av tetting. Det ses spesielt på parametre som har størst betydning for drenering og omfang av skadeeffekter på naturen.

II) Hydrogeologisk strømningsmodell (NAPSAC)

NGI har bygd opp en hydrogeologisk modell for deler av profilet til Lunnertunnelen. Modellen dekker en 500 m bred korridor langs 500 m av tunnelen i området med prøvebrønner. Modellen er bygget opp i programmet NAPSAC, 3D med sprekker i bergmassen. Input data for modellen er forundersøkelsene utført i prosjektet (A1). Videre planlegges parameterstudier for gi et sett av resultater som igjen gir grunnlag for å evaluere modellens egnethet og følsomhet. Arbeidet vil gi et vesentlig bidrag for å kunne vurdere hvor egnet/nyttig et avansert 3D-program er til å modellere relativt kompleks geologi med strømning i sprekker.

Programmet Visual Modflow dominerer modellering av strømning. I utgangspunktet er det mest egnet for løsmasser, men brukes også i bergsammenheng. Det skal gjøres en sammenligning av resultatene som gis av et "avansert" program (NAPSAC) med resultater fra et "enkelt" program (Visual Modflow).

III) Nedbørfeltsimuleringer
Modellverktøy for analysering av hydrologiske tidsserier samt karakterisering av vannbudsjett. Modellresultatene gir en enkel men helhetlig oversikt over de ulike trinnene i det hydrologiske kretsløpet, og en parametersetting for videre analyser i for eksempel numeriske grunnvannsmodeller. En gjennomgang av modellenes parametre bidrar til å kvantifisere naturområders sårbarhet. Det bør være et mål for framtidige konsekvensutredninger å kunne modellere effekter på vegetasjon og vannkvalitet i ulike naturtyper med ulik grunnvannsdrenering.

Det arbeides mye med geologiske modeller som tar hensyn til sprekker og generell hydrogeologi i forbindelse med tunnellekkasje. Disse modellene kobles til nedbørfelt/ hydrologiske modeller, for å kunne forutsi mer om sårbarhet på natur. Nedbørfeltmodeller skal i en innledende fase benyttes for å simulere regionalt og lokalt vannbudsjett. Dette brukes for å angi inngangsparametre for infiltrasjons-rater og andre inngangsdata (gjennomsnitt og tidsserier) til f.eks. SEEP numerisk modell (2D-mettet og umettet strømingsmodell). Resultatene av strømningsmodelleringen benyttes deretter i nedbørfelt-modellene til å simulere vannbudsjett i de øvre lag etter lekkasjen for sårbarhetsvurderinger.

Det foreligger flere modeller som kan være aktuelle. HBV og TOPMODEL er enkle modeller mht. inngangsdata, men vil kunne gi gode parametervurderinger av bl.a. infiltrasjonsrater og vannbudsjett-simuleringer i de øvre lag.

B6 Veiledning

Det skal utarbeides en sluttrapport i form av en veiledning, til bruk ved planlegging og prosjektering av tunneler. Det tas utgangspunkt i statusrapporten, med innarbeiding av resultater fra delprosjektene. Målet for delprosjektet er å kunne vurdere sårbarheten for vegetasjon og vannkilder ved drenering av grunnvann under tunnelbygging, og potensielle setningsskader ved senkning av poretrykket i urbane områder. Dette skal gi større treffsikkerhet ved planlegging av fremtidige tunnelprosjekt.

4 Delprosjekt C: Tetteteknikk

Mål

Prosjektet skal utvikle metoder og utstyr for å bestemme inntrengningsegenskaper for ulike typer sement til bruk til forinjisering av tunnel. Metoder, utstyr og gjennomføringsprosedyrer for best mulig tetting av tunneler ved forinjeksjon ut fra oppsatte tetthetskrav skal dokumenteres.

Det skal utarbeides en håndbok i berginjeksjon som gir bransjen kjøreregler basert på de nyeste erfaringene. Den vil redusere usikkerhet knyttet til oppnåelig tetthet, tidsbehov og kostnader, sikre gjennomførbarheten mht. konsekvenser av grunnvannssenkning for tunnelprosjekter i både tettbebygde strøk og spesielt sårbare naturområder

Delprosjekt C består av følgende aktiviteter:
C1 Injeksjonssementer.
C2 Injeksjonsstrategi
C3 Naturlig tetting av tunneler.
C4 Vanninfiltrasjon.
C6 Håndbok
C8 Laboratorieprøving
C9 Dokumentasjon.

C1 Injeksjons-sementer. Prøving av inntrengnings- og materialegenskaper i testrigg.

Hensikten med prosjektet er å finne en egnet metode for å dokumentere, beskrive og skille forskjellige typer av sementbasert injeksjonsmateriale. Det er utarbeidet to rapporter av Sintef.

Det er ved Sintef avd. Berg og geoteknikk blitt bygget opp en testrigg for testing av inntrengningsegenskaper til injeksjons sementer. Det er også utført et forsøk på denne.
I testen som er rapportert har hensikten vært å vurdere mikrosementenes inntrengningsevne etter ulik forbehandling i mixer.

Utstyret er laget av to glassplater (0,7x1m) lagt mot hverandre som har et utfreset sprekkemønster med sprekkeåpning 40-200µm. Platene blir presset mot hverandre og er instrumentert med flow-meter. Denne sprekken blir så injisert og en ser på massens inntrengningsevne.

Resultater:

Det er gjennomført en vellykket test på mikrosement men utstyret er en prototyp, og trenger ytterligere utvikling for å bli et utstyr som bransjen kan bruke som et standardinstrument for å karakterisere sementens egenskaper under injeksjon.

- Massen går for lett igjennom sprekkesystemet
- Varigheten av forsøket er for kort
- metoden kan trolig skille massetyper
- Svært ressurskrevende forsøk – vanskelig å kontrollere om resultatene er reproduserbare.

C2 Injeksjonsstrategi

Hoveddelen av arbeidet på delprosjektet har til nå vært utført med praktiske utprøvinger på anlegget for T-baneringen og rapportering av dette arbeidet.

Arbeidet på T-baneringen var bl.a.:

Utprøvinger av ulike typer sementer: mikrosement og industrisement under like forhold i tunnelen, for å se på eventuelle forskjeller i tetthet. I tillegg er det utført lab-prøvinger av de samme sementtypene.
Forsøk med tidsoptimal drift: tilpassing av arbeidsoppgaver med mål å få størst mulig inndrift med tett tunnel som resultat.
Injeksjonsprosedyrer: antall hull i skjermen, tykkelse på sementblanding, injeksjonstrykk, tilpassing til lokale forhold; systematisk mot sporadisk injeksjon.

Arbeidet ga verdifulle erfaringer og er godt dokumentert. Tunnelen ble mer enn tett nok med enkle og effektive metoder og materialbruk for rutinemessig injisering. Planen er å videreføre arbeidet på Jong-Asker-anlegget med systematisk utprøving av utvalgte komponenter.

Effektiv tetting av tunneler mot vannlekkasjer med forinjeksjon gjør oss i stand til å bygge tunneler i områder med strenge krav til tetthet og påvirkning av vannbalansen, f.eks. i sårbare naturområder og i tettbygde strøk tunnelene har liten bergoverdekning og med dårlige bergforhold.

De oppdaterte metodene for forinjeksjon gir langt større sikkerhet i gjennomføringen, og gjør tunnelbyggerne i stand til å oppfylle strenge krav til tetthet. I tillegg øker treffsikkerheten mht. tidsbehov og kostnader.
Resultatene skal innarbeides i en håndbok for forinjisering.

Resultater ved injeksjon av problemsone ved bygging av T-Baneringen v/NVK
- Lavt v/c forhold – 0,5
- Herdepauser er gunstig
- Innboring og fastgysing av foringsrør 3 m lange
- Kjemisk injeksjon fungerte ikke

Ved passering av av sonen klarte ikke prosjektet kravet til innlekkasje men grunnvannstanden ble opprettholdt.

Resultatene er presentert i sluttrapport for injeksjonsarbeidene v T-baneringen, utarbeidet av Geo Vita, NVK og Norconsult

Utvalgte temaer/ resultater er
- Sporadisk kontra systematisk injeksjon
- Tidsforbruket større ved sporadisk i forhold til innlekkasjekrav
- Optimale V/C-forhold, tilsetningsstoffer og injeksjonstrykk
- V/C > 1.0

- Nye tilsetningsstoffer og nytt utstyr
- 60-80 bar "injeksjonskick" – åpner sprekkene
- Utprøving av industrisement kontra mikrosement
- Tilstrekkelig tetthet gjennom en injeksjonsrunde
- Kontrakten må være fleksibel og muliggjøre innkjøring av skjerm
- Tidsoptimalisering av hele injeksjonssyklusen
- Engangspakkere
- Størst mulig inndrift pr. salve

C3 Naturlig tetting av tunneler

Arbeidet utføres av Aquateam. Utgangspunktet er at de fleste tunneler får mindre innlekkasje over tid. Ideen er at vi i løpet av dette prosjektet skal ha kunnet kommet frem til en serie med aktuelle parametre som bør kontrolleres/vurderes når man planlegger gjennomføringen av en fremtidig tunnelbygging eller annet anleggsarbeid i fjell.

Tre forhold kan bidra til tetting:
- Kjemiske utfellinger/ avleiringer
- Mikrobiologiske/biologiske forhold
- Fysiske forhold

Resultater så langt er at ved mye oksygen i vannet så felles det ut jern i sandkolonneforsøk.

C4 Vanninnfiltrasjon

Kjent kunnskap og erfaringer sammenstilles i en rapport.

C6 Håndbok

Her er det igangsatt et arbeid for å finne det teoretiske grunnlaget for injeksjon.

C8 Laboratorietesting av injeksjonssementer ved T-baneringen

Det er blitt utarbeidet to rapporter av Noteby i forbindelse med lab-testing ved T-baneringen

Noen konklusjoner fra disse er:
- Høye vann/sementforhold (1.3) gir uakseptable, lange herdetider.
- Korngraderingene oppgitt fra produsent ga til dels avvikende resultatet fra utførte analyser.
- Utgangstemperaturen i massen hadde ikke vesentlig betydning for mørtelens herdeegenskaper.
- De viktigste parametrene for mørtelens fasthetstilvekst ved injeksjon er vann/ bindemiddelforholdet og fjellets temperatur.
- Effekten av en økning av V/C- forholdet er vesentlig større ved lave temperaturforhold, slik at en får for lang herdetid

Laboratorieutstyr

- Vi mangler laboratorieutstyr som kan brukes til å teste viktige egenskaper til injeksjonsmassen
- Utstyr som ikke fungerte for de fleste injeksjonsmassene på dette anlegget var filterpumpen, sandkolonne, NES apparatet.
- Bestemmelse av densitet gir en tilfredsstillende kontroll på det virkelige vann/ bindemiddelforholdet i blandingen.
- Korngraderingsanalysene utført på massen gir god kontroll på hvilke masser som inngår i de prøve tatte blandingene.

C9 Dokumentasjon

Det arbeides med en sammentstilling av erfaringer fra injeksjonsabeider i flere tunneler.

5 Resultatformidling

Det er av stor viktighet for prosjektet og et suksesskriterium at resultatene fra prosjektet blir tatt i bruk av tunnelbransjens beslutningstakere og øvrige instanser umiddelbart.

Alle rapportene i listen finnes i Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet sitt arkiv
Det er utarbeidet en internettside hvor de fleste rapportene er tilgjengelige adressen er www.tunneler.no . Det er utarbeidet egen logo for prosjektet slik at prosjektets resultater er lett å kjenne igjen.

Ved avslutning av prosjektet i 2003 vil resultatene bli nedfelt i praktiske brukerveiledninger innen de forskjellige fagfeltene. Offentlighet og fagmiljø som beslutningstakere vil gis informasjon om resultatene i egne seminarer. Det vil bli arbeidet aktivt med å få resultatene inn i veiledere og håndbøker.

Nr.	Intern rapport nr. [1]	Tittel	Del-prosjekt	Dato	Utarbeidet av
1	2201	Prosjektbeskrivelse 2000-2003		Apr 01	K.I. Davik
2	2233	Injeksjon - erfaringer fra utførte tunnelprosjekter	C	Nov 01	NVK
3	2234	Injeksjon av «problemsone» ved byggingen av T-baneringen	C	Nov 01	NVK
4	2235	Laboratorietesting av mikrosementer ved T-baneringen	C	Nov 01	NOTEBY
5	2247	Forundersøkelser - vurderinger av geofysiske anomalier ved Langvatnet med bruk av helikoptermålinger	A	Nov 01	NGU
6	2250	Laboratorieprøving av injeksjonssementer	C	Nov 01	NOTEBY
7	2253	Geofysiske målinger ved Langvatnet, Lunner, Oppland	A	Des 01	NGU
8	2254	Inspeksjon og logging av brønner over Romeriksporten. Vurdering av lekkasjepotensial og stabilitet	A	Des 01	NGU
9	2255	Borehullsinspeksjon. En utprøving og sammenligning av optisk og akustisk televiewer	A	Des 01	NGU
10	2259	Borehullslogging og strukturgeologiske studier, Grualia, Lunner kommune	A	Mar 02	NGU
11	2261	Frøyatunnelen. Vurdering av injeksjon i forhold til Q-parametre	A	Mar 02	NGI
12	2273	Forundersøkelser tunneler. Nyere undersøkelsesmetoder	A	Apr 02	NGU
13	2274	Naturlig tetting av tunneler	C	Apr 02	Aquateam
14	2276	Konsekvenser av tunnellekkasjer for det ytre miljø Statusrapport 2001	B	Mai 02	NGI, NINA, Jordforsk, Norconsult
15	2284	Oppsummering av utførte undersøkelser og prognose for innlekkasje ved Grualiatunnelen	A	Mai 02	NTNU
16	2289	Sluttrapport for injeksjonsarbeidene ved T-baneringen	C	Juli 02	GeoVita, NVK, Norconsult
17	2293	Status for NFR-prosjektet, august 2002		Sep 02	Vegtek
18	2294	Resultatrapport fra injiseringsforsøk	C	Sep 02	SINTEF
19	2295	Prosedyrer for injiseringsforsøk	C	Sep 02	SINTEF
20	2296	Hydraulisk testing av borehull i fjell i Grualia, Lunner komm.	A	Sep 02	NGU

[1] Vegteknisk avdelings rapportserie

Delprosjekter: A Forundersøkelser, B Samspill med omgivelsene, C Tetteteknikk

ERFARINGER MED BERGINJEKSJON, HAGANTUNNELEN RV 4
Experiences from rock grouting, Hagantunnel Rv 4

Siv.ing. Bjørn Helge Klüver, Sen.ing. Vegteknisk avd. Vegdirektoratet
Cand.Real Edvard Iversen, Sen.ing. Vegteknisk avd. Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

Berggrunnen som Hagantunnelen er drevet gjennom består rundt regnet av 35 % syenitt og 65% hornfels. Det ble tidlig klart at både syenitten og hornfelsen over de deler av traseen som hadde strenge lekkasjekrav på 5 l/min/100m tunnel, hadde meget åpne sprekker, stedvis opp til 5cm. Likevel ble lekkasjekravet innfridd under og etter tunneldrivingen.
Bergoverdekningen er på relativt lange strekninger nede i 8-10 m med overliggende villabebyggelse fundamentert på setningsømfintlig masse.
I avstand 7-15 m fra tunnelen er det flere kjellere, avløpsgrøfter og borebrønner som ikke måtte påvirkes av injiseringsarbeidene.

Sett på bakgrunn av disse grunnforhold, og det faktum at noen få meter grunnvannshøyde over tunnelen skulle opprettholdes uten å påvirke poretrykket, er det innlysende at injiseringsarbeidene måtte bli uhyre krevende.

Med dyktige injeksjonsmannskaper og byggherrens nitidige og kontinuerlige oppfølging av injeksjonsarbeidene over 600 m tunnel, lyktes det å opprettholde grunnvannstand og holde poretrykket stabilt slik at det ikke har oppstått setninger. Injeksjonsmasse har heller ikke skadet omgivelsene. Dette betyr at de store mengder injeksjonsmasse som har gått med har vært nødvendig for å tette åpne sprekker og slepper i tunnelens nærhet.

Resultatene er oppnådd ved kun å anvende sementbasert injeksjonsmasse og har vært mulig ved fortløpende vurdering av massekomponering, v/c-forhold og anvendt trykk i hvert hull.

Lave v/c-forhold og høye trykk, avslutningsvis opp mot 80-100 bar i hvert hull har vært nøkkelen til suksess.

SUMMARY

The rock type through which the Hagan tunnel was excavated consists of approx. 35% syenite and 65% hornfels. Early investigations concluded that both rock types had very open joints, up to 5cm, in the parts of the tunnel where leakage should be less than 5 l/min/100 m tunnel. Despite such a rock quality this limit was not exceeded during and after construction.
Rock overburden for the tunnel is often 8-10 m. On top of the rock surface there were clay deposits on which houses are founded.

At a distance of 7-15 m from the tunnel there were some wells, trenches and basements, which should not be affected by the grouting masses.

Taking all this information into consideration, and the fact that the ground water, including the pore pressure, of only a few meters, should not be disturbed at all, it is obvious that the grouting works had to be extremely difficult.

Competent and skilled tunnel workers and Norwegian Public Roads Administration's continuous and careful supervision of the grouting works along 600 m tunnel has been a must to maintain stable pore pressure and ground water level resulting in no damages on nearby houses, wells, trenches etc.

The successful completion of the grouting works was obtained by using cement based grouting masses with continuous supervision of the mass composition, water content and grouting pressure in every hole.

Low water/cement ratio and high finishing pressure, 80-100 bar in most of the grouting holes has been the main key to success.

INNLEDNING

Ved Vegteknisk avdeling i Vegdirektoratet har det de senere år vært arbeidet med å videreutvikle faget injeksjonsteknikk foran stuff i tunneler. Etterinjeksjon har også vært tema, men har ikke vært prioritert fordi riktig utført forinjeksjon er langt mer effektiv enn etterinjeksjon på noen måte kan bli.

Stort sett har avdelingen vært involvert i prosjekter der injeksjonsarbeidene har hatt høy vanskelighetsgrad som Storhaugtunnelen i Stavanger og Hagantunnelen i Nittedal der bergartene henholdsvis har hatt meget lavt sprekkevolum og meget høyt sprekkevolum og der bergoverdekningen har vært vesentlig under 10m som vanligvis betyr liten innspenning. Det foreligger også erfaringer fra tunneler med langt større bergoverdekning, men slike forhold er enklere å takle og bør ikke by på helt store injeksjonstekniske utfordringer.

Med Hagantunnelen vel overstått regner vi med at vi har funnet gode løsninger for å takle de fleste fremtidige injeksjonstekniske utfordringer.

Riktig organisering av prosjektene har vært en forutsetning for å oppnå gode resultater. De fleste norske tunnelprosjekter, uansett byggherre, har vært organisert så dårlig på byggherresiden at det ikke har vært mulig å ivareta injeksjonsarbeidene på seriøs måte. Her ligger et stort teknisk, miljømessig og økonomisk forbedringspotensiale.

HAGANTUNNELEN. PROSJEKTET OG LITT GEOLOGI.

Tunnelens hovedløp har profil T- 9 og lengde ca. 2500 m, i tillegg er der knappe 200 m tunnel som påkjøringsrampe ved nordlige påhugg på Slattum. Sydlige påhugg ligger 2-300m nord for Gjelleråskrysset. Mot Gjelleråsen er der ca 500 m med profil T-12. I tillegg er der ca 250 m med T –12 i forbindelser med nisjer samt ca 360 m T-12 påkjøringsfelt ved Slattum.

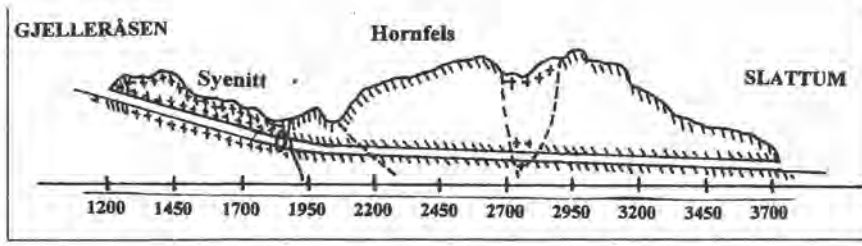


Fig. 1 viser Bergartsfordeling og overdekning, (forhøyet 1 til 5.)

De kritiske partier i syenitten (pel 1600-1850) der lekkasjekravet er 5 l/min/100m tunnel, har stort sett grovblokket benkning med til dels meget åpen sprekkestruktur, 1-5 mm. med opp til 2-3 cm. sprekkeåpninger. Over tunnelen er det stedvis villabebyggelse fundamentert på setningsømfintlige masser. Bergoverdekningen varierer flere steder rundt 10 m, visse steder er den nede i 8m.

Kritisk parti i hornfelsen (pel 1850-2200) med tilsvarende lekkasjekrav er intenst oppsprukket med leirbelegg på sprekker og stikk. Enkelte slepper er åpne og har bredde opp til 5 cm. Bergoverdekningen varierer i dette området mellom 50 m og ned til ca. 6 m. Laveste bergoverdekning opptrer i en svakhetssone under boligområde (pel ca. 2050) der villaene er fundamentert på setningsømfintlig leire.

Over de to bergpartier som er nevnt er det utført systematisk forinjeksjon bortsett fra noen få tunnelmeter i hver ende.

Utenfor de to nevnte områder er lekkasjekravet stedvis10 l/min/100 m tunnel. Det ble her utført sporadisk injeksjon i spesielt vannførende soner. Noen steder ble lekkasjekravet fraveket en del da det med tanke på omgivelsene ble ansett å være litt for strengt.

GRUNNVANNSKONTROLL

Poretrykkmålere var på forhånd etablert i brønner ikke langt fra tunnelen.
Disse målerne ble lite benyttet da det ble ansett som mer relevant å bore 3 stk. 60 m lange nær horisontale huller under tunneldriften fra stuff og fremover ca.30° ut fra tunnelens driveretning. Hullene ble utstyrt med manometer for å avlese grunnvannstrykket.
Hullene ble boret fra pel 1742, 1770 og 1834 som dekker det mest kritiske området i syenitt og overgangen til hornfels. Det første hullet ble også tilknyttet trykkvannsforsyning for å kunne innfiltrere vann dersom det ble registrert tendens til senking av grunnvann/poretrykk.. Fordelen med dette arrangementet er at mannskapene i tunnelen kunne avlese poretrykket til enhver tid. Særlig er dette viktig i forbindelse med grunnvannsbelastende arbeider som boring av injeksjonsskjerm etc. i en tunnel med så ømfintlig grunnvannsituasjon. Under slike arbeider ble det som en ekstra sikkerhet tidvis infiltrert vann via det øverste hullet. I perioder uten slike arbeider var vanninfiltrasjon unødvendig, selv under tørre perioder.

På bakgrunn av ovennevnte registreringer, lekkasjemålinger og kontinuerlig visuell observasjon av stort sett tørre vegger og heng ble det besluttet å begrense poretrykkmåling fra tunnelen til de tre hullene.
Manometrene viste aldri poretrykk under nivået som tilsvarer grunnvannsstanden tett oppunder terrengoverflaten.

INJEKSJONSARBEIDER

Hensikten med injiseringsarbeidene i Hagantunnelen har vært å opprettholde stabil grunnvannstand /poretrykk, uten å belaste omgivelsene med utgang av injeksjonsmasse i nærliggende kjellere, grøfter og brønner.

I bergmasse med så åpen struktur og liten overdekning som i Hagantunnelen, var det en stor utfordring å opprettholde grunnvannstanden, men enda større var utfordringen å begrense utbredelse av injeksjonsmasse i berget. De krav som var satt til innlekkasje ble oppfylt vesenlig under grenseverdiene.

I gjennomsnitt ble det injisert 2,6 tonn injeksjonsmasse pr meter injisert tunnel, tilsvarende en enhetspris på 14.629 kroner pr meter tunnel, 20.390 kroner på stuff Gjelleråsen og 9.854 kroner på stuff Slattum.

Massesammensetning/injeksjonstrykk

I motsetning til de fleste prosjekter ble det nødvendig å benytte masse som i stor grad motsatte seg transport ut over en avstand fra tunnelen på 5 - 7 meter.
Da sprekkevolumet i store deler av bergmassen er meget stort var det også viktig å anvende billig masse, fordi masseforbruket ville bli høyt selv med sterk redusert masseutbredelse fra tunnelen.

Flere massesammensetninger ble forsøkt og utviklingen gikk etter hvert i retning av å øke mengde industrisement på bekostning av mengde mikrosement og mikrosilika, fig.2 og 3. Dette gjelder ikke partier med begrenset sprekkevolum.

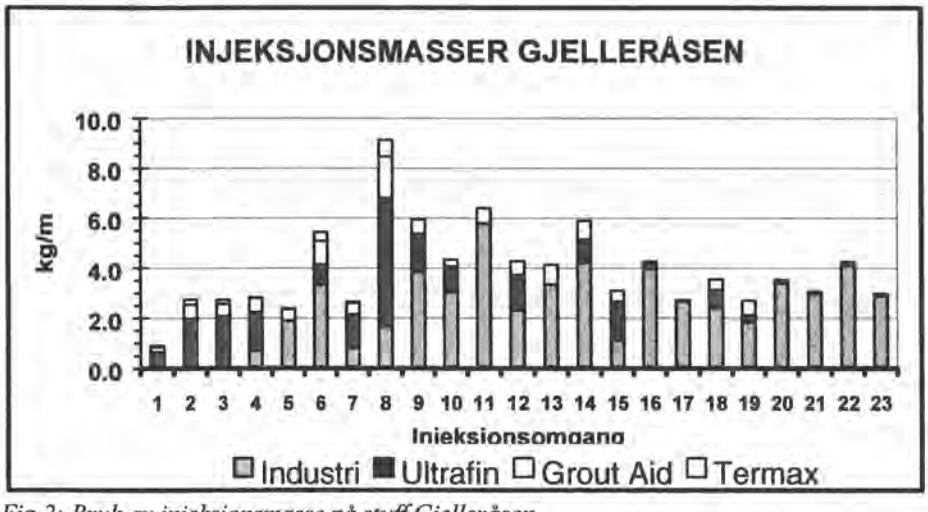


Fig 2: Bruk av injeksjonsmasse på stuff Gjelleråsen

I det åpne berget var det også tvingende nødvendig å redusere v/c-forholdet så langt som injeksjonsteknisk mulig, dvs. til verdier rundt 0,4 - 0,5 for å oppnå trykkoppbygging og begrense utbredelsen. Ved v/c forhold ned mot 0,4 klaget entreprenøren på flytvansker og tendens til tilstopping i pumper, koblinger og staver. V/c - forholdet ble da øket til 0,5 - 0,55.

Det ble ved en del anledninger tilsatt mauringsmasse, eller man lot hullet hvile for å gå på igjen etter 1-2 timer. Uten hårfin dosering av mauringsmasse kan hullet lett tilstoppes og bli uegnet til videre injeksjon. Med et relativt stort antall injeksjonshull var det imidlertid av mindre betydning om vi "mistet" enkelte hull.
De lave v/c-forhold og høye trykk, sluttrykk på 80-100 bar, har gitt tilstrekkelig inntrengning i det åpne berget og tilstrekkelig trykkfall ut fra hullet til å oppnå tilsiktet reduksjon av masseutbredelse. I tillegg har begrenset masseutbredelse og overgang til bruk av mer industrisement gitt en forholdsvis billig løsning, se Fig. 3.

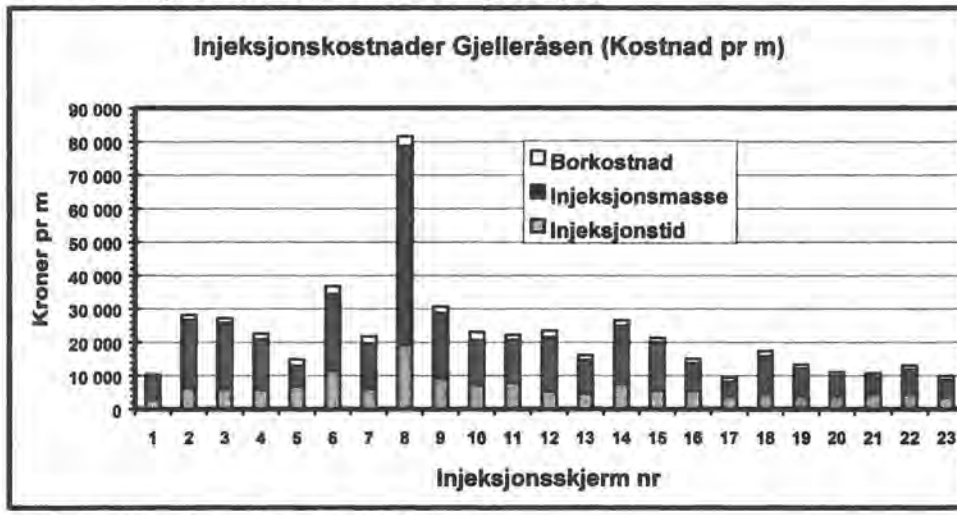


Fig. 3: Injeksjonskostnader på stuff Gjelleråsen

Masseutbredelse og utilsiktet masseutgang til omgivende byggverk ble primært holdt under kontroll i det åpne berget ved å velge riktig massesammensetning og v/c-forhold, ikke ved trykkbegrensninger.

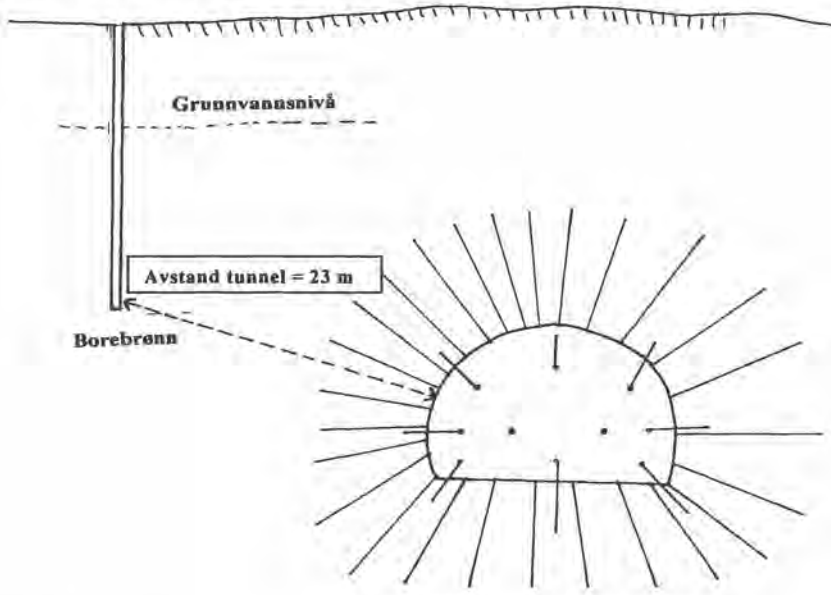
I bergmasse som har mer lukket struktur, som deler av hornfelsen som har relativt stor overdekning ble det benytte høyere andel mikrosement/mikrosilika og høyere v/c-forhold for å oppnå tilstrekkelig flyt og inntrengning.

Skjermstrategi

Det ble vanligvis boret 24 m lange skjermer med 9 m overlapp. Det vil si at det ble sprengt 3 salver à 5m for hver injeksjonsskjerm bortsett fra der det pga. rystelsesrestriksjoner var nødvendig å korte ned salvelengden. Men også da ble samme overlapp opprettholdt. Forsøksvis kortere overlapp endte gjerne med litt dårligere resultat. Det vil si at vi observerte noe drypp i heng/vegger istedenfor fukt.
Hullantall i skjermene varierte fra 20 til 45 huller. De fleste hull i kransen ble skrådd ut ca. 1/5, i sålen 1/4. Inkludert i oppgitt hullantall er også hull inne i profilet som anses som viktig for å unngå lekkasje forfra.

Masseutbredelse kan retningsbegrenses ved stedvis økning av antall hull i skjermen se Fig. 4. Således kan det være riktig å bore flere hull i hengen der overdekningen er liten, eller flere

hull i en vegg med eksempelvis brønn eller kjeller beliggende på tilsvarende side av tunnelen. Borebrønnen ved pel 1.966 ble berget på tross av liten avstand til tunnelen.
Flere hull betyr at v/c-forholdet kan reduseres og at trykkfallet økes. Dette betyr mer effektiv injisering ved tunnelen med samme eller mindre massemengde.



Hagantunnelen: Tverrsnitt pel 1966

Fig 4: Redusert stikning, tettere boremønster og tykk injeksjonsmasse berget borebrønnen. Den lå trangt inne i en kjeller og var komplisert å støpe igjen.

ORGANISERING

De resultater som er oppnådd ved Storhaugtunnelen og Hagantunnelen kan ikke forventes i fremtiden uten at det skjer en generell mentalitetsforandring hos fremtidens prosjektledere.

De omtalte suksesser har vært betinget av tilstedeværelse av spesiell våken prosjektledelse på disse to prosjekter som har gjort seg nytte av den spisskompetanse som har vært tilgjengelig hos entreprenør og ved Vegteknisk avdeling.

Feilslåtte tunnelprosjekter skyldes vanligvis at byggherrens prosjektleder ikke tar inn fjellteknisk ekspertise overhodet eller at vedkommende tar inn ekspertise som ikke har nødvendig erfaringsbakgrunn. (F.eks. nyutdannede som opererer alene uten støtte fra personer med lang erfaring). Den som på byggherresiden er ansvarlig for injeksjonsarbeidene på et prosjekt må ha minst 10 – 15 års relevant erfaring.
Slik de fleste norske tunnelkontrakter er bygget opp er det byggherren som styrer injeksjonsarbeidene. Det betyr at byggherrens representanter jevnlig må være på stuff så lenge injeksjon pågår. Dette krever flere injeksjonskyndige, med relevant erfaring under den hovedansvarlige.

Ved norske tunnelanlegg har byggherrer kun unntaksvis organisert som antydet over. Dersom dette fortsetter vil vi få mange tunnelanlegg som vil komme helt ut av teknisk, økonomisk og miljømessig styring.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2002
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

MultiGrout – et sementbasert injeksjonssystem

Professor Steinar Roald, Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU
Ingeniør Tarald Nomeland, Elkem Materials
Dr.ing Tor Søyland Hansen, Elkem Materials

Sammendrag: *Elkem har i mer enn ti år arbeidet med å utvikle en mikrosilika slurry som er spesielt egnet for injeksjon. Sammen med andre sementbaserte midler, utgjør denne slurryen (kalt GroutAid) i dag materialbasen i Elkems injeksjonssystem kalt MultiGrout. Systemet har i løpet av de siste tre årene vært brukt med hell i et titalls prosjekter.*

GroutAid tilfører injeksjonsmasser egenskaper som ikke tidligere har vært oppnådd med rene sementmasser. Stikkord er forbedret inntrenging, liten/ingen vannseparajson, økt motstand mot oppblanding med vannfronter som påtreffes, volumstabilitet etter herding, økt motstand mot trykkfiltrering og sulfatbestandighet, som de viktigste.

Thermax er et annet viktig element i MultiGrout-systemet. Thermax er det kommersielle navnet på en mineralbasert, to-komponent mikrosement og benyttes som et universalverktøy i de tilfeller der man har problemer med å anbringe injeksjonsmassen. Thermax blokkerer tilbakestrømming til tunnelen og til åpne sprekker som hindrer trykkoppbygging.

Bruk av MultiGrout-systemet krever personell som har kunnskap og erfaring i å tilpasse ulike blandinger til ulike forhold. Erfaring fra bruk av MultiGrout har vist at det i dag kan settes en ny standard for hva som kan oppnås av tetthet med sementbaserte injeksjonsmidler, sammenlignet med hva man kunne oppnå for få år siden.

MultiGrout-systemet er nå kjent og akseptert teknologi i Norge. Seriøse og faglige høyt kvalifiserte byggherrer som Statens Vegvesen og Jernbaneverket har gitt vesentlig tekniske bidrag til konseptet. Samarbeid med disse byggherrene har også gjort det mulig å etablere gode referanseprosjekter. MultiGrout har også med hell vært testet og brukt på større og mindre prosjekter i Portugal, Australia, Hong Kong og i Finland.

Abstract: *Elkem Materials of Norway developed GroutAid®, a new microsilica (silica fume) product, during the 1990s - which again has led to the invention of a new effective rock injection system, known as the MultiGrout® System.*

This system evolved from the teaming up of GroutAid® with several other novel and environmentally friendly cement-based materials. The MultiGrout® System has, over the last 3 years, fully or partly been used in more than a dozen tunnel projects in Norway and elsewhere. These projects demonstrate that it is possible to minimise water inflow to levels rarely achieved before in similar formations, as opposed to the time-consuming, repeated injection treatment often used. The MultiGrout System makes the tunnel watertight the first time around.

One of the components, the GroutAid penetrator, mixed with selected compatible ultrafine, microfine or ordinary cements, enhances the penetrability and stability of the injection grout.

So far, this new high-performance grout mixture (HPG) has primarily been used for grouting fractures in metamorphic or crystalline rocks. HPG does not separate during high pressure pumping and is volume-stable through the hardening process. Pressure up towards 100 bar has been used to block the finest fissures. The hydrated grout has a very high degree of durability.

Another novel water-blocking grout in the MultiGrout system is used to avoid "runaway" grouts outside the planned grouting area. This blocking grout (BG) is also applied to form a water-tight membrane or "umbrella", so that the desired injection pressure can be built up inside the "trumpet" for successful fissure filling with the HPG.

The system should be used under supervision of trained grouting personnel, and depending on the on-site variations over time, the multiple grout combinations and recipes should be applied to solve the problems as the emerge.

The system has become a well known and accepted technology in Norway by both the Norwegian National Rail and Road Authorities, which also have contributed to the technical development. It is today being applied with great success in several tunnels under construction where strict requirements are set regarding water leakage. The system is also used in Finland and has been used in both Europe and Asia in tunnel projects with severe water leakage problems.

INNLEDNING

I løpet av de siste tre årene har Elkem satt sammen et komplett system for tunnelinjeksjon. Materialteknisk bygger systemet på Elkems mangeårige arbeid med høyfaste og bestandige betonger. Kompetanse fra dette fagområdet er kombinert med kunnskap om prosjektering og bygging av fjellanlegg. MultiGrout injeksjonssystem består således både av materialer, utstyr og teknologi/prosedyrer. Utvikling av et injeksjonssystem krever kunnskap og erfaring fra mange områder; materialteknologi, maskinutforming, geolog, anleggsdrift og miljø. Kombinasjon av slik kompetanse danner basis for hvordan systemet skal utvikles og hvilke egenskaper man ønsker å fokusere og vektlegge.

Selv om man legger både innsikt og kløkt i utviklingsarbeidet, er det vitterlig slik at et injeksjonssystem kun vil vise sin berettigelse og fortreffelighet gjennom praktisk bruk og gjennom de praktiske resultater som oppnås.

Ved utviklingen av MultiGrout-systemet har man hatt mange muligheter til praktisk utprøving av de grunnleggende forutsetningene for systemet. Et verdifullt samarbeid med sentrale byggherrer som Statens Vegvesen og Jernbaneverket, samt landets fremste rådgivere og entreprenører, har i sterk grad bidratt til dette.

REFERANSEPROSJEKTER

Nedenfor er noen sentrale prosjekter som har vært viktige i utviklingen av MultiGrout-systemet kort omtalt. Prosjektene har på ulike måter bidratt til å utvikle både materialkonseptet og forståelsen av injeksjon som en del av fagområdet "bergteknikk":

Romeriksporten

Romeriksportens historie forutsettes kjent. På grunn av vanskelige bergforhold og mangelfull injeksjon, måtte åpningen av tunnelen utsettes. Et omfattende etter-injeksjonsprogram ble iverksatt for å møte myndighetenes krav til innlekkasje. I denne fasen ble flere av materialkomponentene som inngår i MultiGrout-systemet utprøvd i full skala.
Selv om vi ikke regner Romeriksporten med blant våre sentrale referanseprosjekter, er mange av de erfaringene man høstet under den krevende etter-injeksjonsoppgaven, tatt med videre.

Åkrafjordtunnelen

Åkrafjordtunnelen er en veitunnel langs en typisk norsk fjord med bakenforliggende fjell opp mot 1000 meter. Under driving av tunnelen, gikk man på vannførende sprekker med trykk på ca 46 bar. Innlekkasjen i tunnelen var på 3-5 kubikkmeter pr. minutt, noe som gjorde det helt nødvendig å tette før drivingen kunne gå videre.

I samarbeid med entreprenøren ble det laget et injeksjonsopplegg som løste oppgaven. I denne etter-injeksjonsjobben var Thermax bærebjelken i tettearbeidet. Her utnyttet man både kontrollert settetid og samreaksjon mellom Thermax og vanlig Portlandsement.

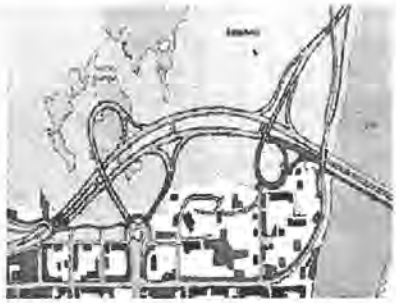
Storhaugtunnelen i Stavanger

Storhaugtunnelen er en grunn bytunnel i et område med sensitiv, gammel bebyggelse i Stavanger. Kravet til tetthet, for å unngå grunnvannsenking og skader på bebyggelsen, var derfor satt til 3 liter/minutt og 100 meter. Bergarten i området fyllitt, en bergart som ofte gir dårlige betingelser for injeksjon på grunn av sprekkestrukturen. Totalt sett var dette en meget vanskelig injeksjonsoppgave.

Storhaugtunnelen er i dag ferdig og kravene til innlekkasje er møtt (oppnådd innlekkasje er <2 l/min og 100 m). Sentrale suksesskriterier var bruk av stabiliserte, ultrafine sementer, høye (men kontrollerte) injeksjonstrykk og bruk av sperreskjermer for å hindre massen å gå opp i overliggende løsmasse.

I tillegg til redusert innlekkasje oppnådde man å stabilisere områder med dårlig fjell og dermed redusere behovet for tung sikring.

Baneheia i Kristiansand



Dette tunnelanlegget etterfulgte Romeriksporten i tid og byggingen ble sogar utsatt ett år som følge av de problemer man hadde hatt i Romeriksporten. På grunn av tunnelens lokalisering rett under naturskjønne rekreasjonsområder som ligger tett inntil bysentrum, var det stilt strenge krav til innlekkasje i tunnelen.

Resultatet etter injeksjonsarbeidene ble avsluttet viser at kravet til innlekkasje på <2 l/min og 100 meter er oppnådd (målt til 1.8 l/min pr. 100 meter).

Av 209 injeksjonsomganger var det kun i fire tilfeller man måtte supplere med ekstra skjerm for å få tilfredsstillende resultat. To av disse omgangene kom i begynnelsen av prosjektet ved utprøving av nødvendig antall hull pr. omgang. En omgang skyldes spesielle problemer i en pegmatittgang og den siste ekstraomgangen kom som følge av et forsøk på å redusere antall hull i skjermen på et senere tidspunkt i prosjektet.

Ifølge erfaringer fra Statens Vegvesen, medført også konsolideringseffekten på grunn av injeksjonsarbeidene reduserte sikringsarbeider. Vurderinger antyder en reduksjon på mer enn 30% i bolteomfang samt redusert behov for vann- og frostsikring.

Lunnertunnelen/Grualia – Rv35 i Oppland

Driving av den 3,8 km lange tunnelen er nettopp avsluttet. NCC har hatt ansvaret for arbeidet fra øst, mens Statens Vegvesen har drevet fra vest. Fjellet har vært svært forskjellig, med stort tettingsbehov i øst. NCC valgte å følge MultiGrout-systemet til "punkt og prikke" – 104 injiseringsomganger har vært gjennomført, uten behov for ekstra skjermer.

Sines fjellhaller i Portugal

I forbindelse med bygging av fjellhaller med vanngardintetting for lagring av propan under trykk, hadde man etter driving av hallene større lekkasje enn planlagt pumpekapasitet.

MultiGrout-systemet ble brukt i etter-injeksjon i den ene hallen, og lekkasjen ble redusert til et nivå som de prosjekterte pumpene kunne håndtere.

Avløpstunneler i Hong Kong

Under driving av avløpstunneler under containerhavna i Hong Kong var det behov for å anvende et injeksjonssystem for både å tette og konsolidere grunnen. MultiGrout-systemet ble brukt med godt resultat.

Salmisaari, Helsinki, Finland

Anlegget blir bygget for å frigjøre tomtearealer i et sentralt områder av Helsinki. Tidligere var området brukt som kull-lager.

Anlegget omfatter adkomsttunneler og transporttunneler ned til ca. 100 meter under havnivå, samt lagersiloer for kull. MultiGrout-systemet er blitt brukt med hell etter at man i starten hadde mislykket med et injeksjonsopplegg basert på grovere sementer, ustabile sementmasser og lave trykk. Anlegget nærmer seg fullføring og kravene til tetthet er oppnådd..

Andre prosjekter

MultiGrout-systemet har vært og blir brukt på flere andre tunnelprosjekter i Norge, f.eks. hovedvannledning Riis-Furulund i Oslo, pumpestasjon under Frognerparken i Oslo, T-baneringen i Oslo, Blåkolltunnelen nær Lillestrøm og i Bømlafjordtunnelen i Sunnhordaland. Resultatene fra disse prosjektene er positive og har dessuten bidratt til å forbedre og utvikle konseptet videre.

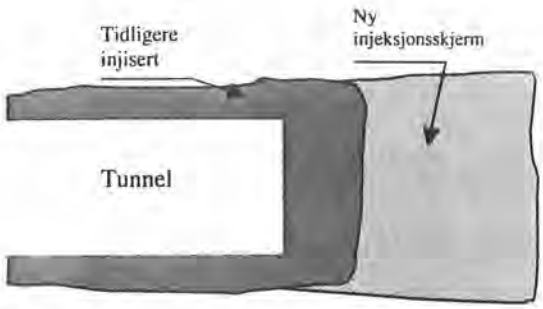
I forbindelse med driving av jernbanetunnelen for det nye dobbeltsporet fra Asker til Jong, benyttes MultiGrout-systemet på en av parsellene. Resultatene er ennå ikke dokumentert, men erfaringene så langt er positive.

TUNNELTETTING MED INJEKSJON

Strenge tetthetskrav er i dag vanlig for tunneler som skal drives i bymessige strøk og i sensitive områder. I mange tilfeller kan også strenge krav til innlekkasje være motivert ut fra tunneler og bergroms funksjon.

Normalt vil omfattende og systematisk injeksjon med moderne injeksjonsmidler og prosedyrer være nødvendig for å oppfylle strenge tetthetskrav.

Det er en klar målsetting både teknisk/økonomisk og tidsmessig at tetting må gjøres i **en** injeksjonsomgang (overlappende den forrige omgangen, se Figur 1)



Figur 1. Overlappende for-injeksjon, vertikalsnitt

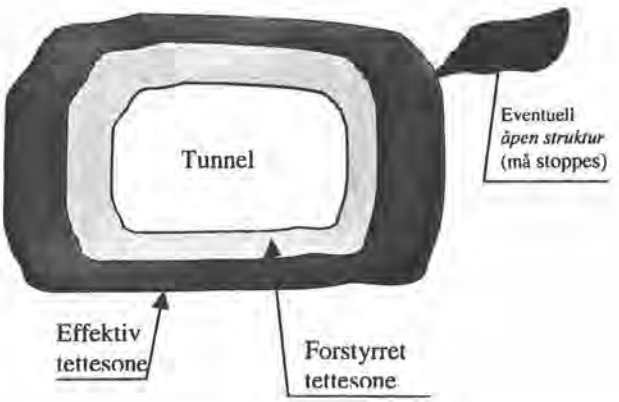
Med moderne injeksjonsprosedyrer menes i denne forbindelse:

- Tett oppboring: skal kompensere for motstand mot inntrenging og strømning samt irregulære vannveier i fjellet.
- Optimalt injeksjonstrykk, ved behov kan høye trykk være nødvendig.

I tillegg kreves at man har strategier for å fylle større, åpne sprekker slik at man unngår å pumpe injeksjonsmassen langt utenfor det området hvor den er ment å fungere (jfr den effektive tettesonen, Figur 2). Man må også ha effektive termineringsstrategier for så vel enkelthull som hele skjermer.

I figuren er det angitt en forstyrret og en effektiv tettesone. Begrepene framkommer som følger:

Når man for-injiserer forsøker man å dekke hele området som ligger innenfor den ytre begrensningslinjen til den effektive tettesonen. Dette for å hindre at lekkasjer kommer inn gjennom *stuffen* under driving.



Figur 2. Effektiv tettesone og forstyrret tettesone.

Ved utsprengning fjernes massen i tunnelens tverrsnitt. Nærmest tunnelen kan man også få deformasjoner og påkjenninger fra sprengningen som kan gi nye vannveier.

Denne sonen (forstyrret tettesone) regnes derfor normalt ikke med til den permanente tettesonen. Det er også andre grunner til det:

- I tunneler som er frosteksponert, kan man få temperatur-avhengige sprekkeåpninger fordi berget kryper ved lave temperaturer. Dette kan gi sesongavhengige lekkasjer.
- I området nærmest tunnelveggen kan det være aktuelt å bore både fjellsikringsbolter og montasjebolter. Dersom tettesonen er for grunn, vil boltehullene kunne gi nye lekkasjer.

TRADISJONELLE SEMENTBASERTE INJEKSJONSMIDLER

Stadig strengere krav til innlekkasje stiller også større krav til de injeksjonsmaterialer som skal benyttes. Dette gjelder både krav til inntrenging, bestandighet og miljøvennlighet. I så vel Skandinavia som i andre fjernere land, har høyt profilerte prosjekter vært mindre vellykket

med kjemiske injeksjonsmidler. Som følge av dette har kravet til miljøvennlige injeksjonsmidler blitt mer fokusert - sement er et slikt middel, og Elkem har derfor basert sin satsing på injeksjon omkring sementbaserte systemer.

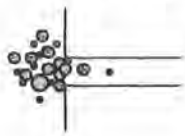
Et injeksjonsmiddel skal kunne trenge inn i vannførende sprekker med liten sprekkeåpning, fortrenge vannet og herde slik at ikke vannet kommer tilbake; med andre ord fylle sprekken. Man kan si at et ideelt injeksjonsmiddel bør *"flyte som vann og størkne som is"*. Ettersom sementsuspensjoner består av partikler, vil de ikke kunne flyte som vann, de vil heller ikke (som is), ha en ekspansjon ved størkning. Imidlertid har det i de senere årene skjedd markerte forbedringer med sementbaserte injeksjonsmidler ved at de flyter lettere og har gunstigere herdeforløp enn tidligere.

Problemer med tradisjonelle sementmasser

Selv om sement har vært et ønsket injeksjonsmiddel både av hensyn til pris og miljø, har dessverre tradisjonelle sementmasser hatt utilstrekkelige egenskaper i forhold til de krav som moderne tetting setter. Spesielt gjelder dette:

- *Blokkering av grovkorn*
  En begrensende effekt når man skal benytte sementsuspensjoner til injeksjon, er at de groveste kornene vil forkile seg i de fineste sprekkene. (Fig 3). Dette bygger i sin tur opp filterkaker som blokkerer for videre inntrenging. Et uunngåelig resultat er dårlig inntrenging, dvs. Blokkering, med den følge at man ikke oppnår tilstrekkelig tetthet første gang. Dette gir nye injeksjonsomganger med tilhørende ekstrakostnader og med vesentlig reduserte muligheter for å nå de krav som er satt. Det siste skyldes blant annet at injeksjon i et område som allerede er injisert vil gi dårlige betingelser for inntrenging.

Maximum kornstørrelse bør være mindre enn 1/3 av minste sprekkeåpning.



Sementtype	Partikkelstørrelse	Max sprekkeåpning
OPC	100 – 140µm	⇒ 0.4 mm
MFC	0 – 30 µm	⇒ 0.1 mm
UFC	0 – 15 µm	⇒ 0.05 mm

Figur 3. Sammenhengen mellom kornstørrelse og inntrenging

- *Trykkfiltrering*
  Ved injeksjon vil blokkering med grove korn føre til at vannet skvises ut av sementmassen i filterkakene som dannes. Dette vil medføre at en fortynnet suspensjon bestående av finere sementpartikler kan trykkes på innenforliggende sprekkestrukturer. Slike "rest-suspensjoner" vil gi herding med stort svinn og dårlig tetteeffekt. Denne type trykkfiltrering vil også gi lange termineringstider av enkelthull fordi man over lengre tid kan oppleve at man har en viss inngang av masse

- *Utvasking*

Når ustabile sementsuspensjoner møter vannfronter i berget, f.eks. åpne sprekker med vann, vil sementsuspensjonen bli fortynnet. Dette gjør den mer utsatt for ytterligere separasjon, og man vil få langsommere herding og større svinn. Suspensjonen vil også være mer utsatt for trykkfiltrering. Dersom man injiserer med høyt vann/sement-tall uten å ha stabile masser, vil injeksjonsresultatet bli svært dårlig.

- *Vannseparasjon ("Bleeding") / svinn*
  Når en sementmasse er plassert og injeksjonen er avsluttet, vil det for ustabile masser skje en vannseparasjon. Vann vil "bløe" ut og legge seg på toppen. Videre vil det inntreffe svinn under herdeprosessen i den anrikede delen. Resultatet av denne prosessen er nye lekkasjer som utvikles når vannseparasjon og svinn utvikles i herdeprosessen. Dersom ikke tilstrekkelig tetthet oppnås, vil gjentatt for-injeksjon og sogar etter-injeksjon måtte utføres. Masser med høye vann/sement-tall og ustabile masser vil forverre situasjonen.

- *Bestandighet*
  Når sement hydratiserer vil 20-30% av volumet bli til kalsiumhydroksyd (CaOH). Kalsiumhydroksyd er lett løselig i surt miljø (sulfat, humus) som kan finnes i grunnvannet. Over tid vil dette kunne føre til utluting av den injiserte massen. Med andre ord – injeksjonsmassen er ikke bestandig..

- *Ukontrollert herding*
  Noen mikrosementer har svært langsomt herdeforløp. Ved høye vann/sement-tall og lave temperaturer i berget, som i Skandinavia, vil slike sementer sette seg for langsomt i forhold til de anleggstekniske effektivitetskrav. Andre mikrosementer inneholder større mengder C3A som bidrar til raskere herding. Tester utført med slike sementer har ofte vist problemer med å oppnå tilstrekkelig homogenitet i massen. Der sementen har anrikning av C3A kan resultatet være at man får ukontrollert, rask avbinding. Dette gir i sin tur problemer av rent injeksjonsteknisk art ved at området blir utilstrekkelig injisert. Det vil også kunne medføre problemer med utstyret. Problemet med manglende herding i andre deler, vil gi tilsvarende problemer som man får med langsomt herdende slaggsementer.

For å unngå problemer som beskrevet ovenfor, har ulike kjemiske systemer vært benyttet som alternativ, eller supplement til sementinjeksjon. Noen av disse midlene har ønskede inntrenging- og injeksjonsegenskaper, men har ofte vært beheftet med andre svakheter: for dyre, for kompliserte i bruk, for lite bestandige eller til og med giftige både i forhold til arbeidsmiljø og i forhold til omgivelser.

MULTIGROUT -SYSTEMETS MATERIALER

Faktorene nevnt ovenfor viser at det er et sterkt behov for miljøvennlige sementbaserte systemer med egenskaper som:

- God inntrenging.
- Effektiv fylling av alle sprekker ved første gangs injeksjon.
- Tåler høye injeksjonstrykk.
- Bestandig mot separasjon og trykkfiltrering.
- Volumstabilt etter herding.
- Tilstrekkelig mekanisk styrke.

- Kjemisk bestandige, i betydning tungtløselige.

I tillegg kreves prosedyrer som gjør det mulig å opprettholde rasjonell produksjon. Særlig innebærer dette at avbindingsforløpet må være kontrollert.

I MultiGrout-systemet inngår tre materialkomponenter, der det er tatt slike hensyn:

- Portlandsement: korngradering avhengig av tetthetskrav og geologiske strukturer. Portlandsementen er alene utilstrekkelig og må benyttes sammen med GroutAid.
- GroutAid: stabiliserer, øker bestandighet og forbedrer inntrenging
- Thermax: materiale som benyttes for å styre injeksjonen.

Avhengig av oppgaven, vil mengden og sammensetningen av injeksjonsmassen variere. Det er imidlertid slik at alle midlene skal kunne brukes sammen. Både utstyr, materialtekniske egenskaper, rutiner for HMS og hensyn til ytre miljø er avstemt.

PORTLAND- SEMENTER TILPASSET MULTIGROUT

Sementene som anbefales i MultiGrout-systemet er testet sammen med de andre materialkomponentene. I tillegg anbefales finmalingsgrad av sementen tilpasset oppgaven man står ovenfor. De ultrafine sementer brukes dersom tillatt lekkasje er under 5 l/min og 100 meter tunnel. For ultrafine sementer benyttet til fintetting, er det viktig at man har kontroll på mengden overkorn som vil kunne forårsake blokkering. Det er også av stor betydning at sementen har en jevn kornfordeling og at man også har kontroll på den fineste fraksjonen.

Pr. i dag anbefales tre finhetsgrader som er finere enn standard Portlandsement. Det er 12 micron (97% mindre enn 12μm), 16 micron (ultrafin) and 30 micron (mikrofin). Vanlig industrisement kan også benyttes der man har mindre strenge innlekkasjekrav og der hensikten kun er å fylle opp åpne sprekker. Det må dog påpekes at et sterkt ønske om å spare penger ved å benytte billigere (grovere) sement, ikke kan sette naturlover til side: *dersom sementkornene er for store, vil man ikke få inntrenging*. I noen tid framover må vi nok likevel leve med at enkeltpersoner til stadighet ønsker å gjøre denne erfaring selv ved oppstart av nye anlegg.

GROUTAID – MIKROSILIKA SLURRY SPESIELT UTVIKLET FOR INJEKSJON

GroutAid® "Penetrator" er framstilt av sfæriske mikrosilika partikler med gjennomsnittlig partikkelstørrelse som er 10-100 ganger mindre enn partiklene i sement. Partiklene er dispergert i vann og Si-O atomenes overflateegenskaper samvirker med vannmolekylene slik at det bygges opp kohesive krefter mellom mineralpartikler i løsningen.

De kohesive kreftene homogeniserer injeksjonsmassen både når den utsettes for trykkgradienter og når den er stillestående før den herder. På tross av de kohesive egenskapene vil suspensjonen ha gode flyt og inntrengingsegenskaper som gjør den i stand til å trenge inn i små sprekker.

De svært små GroutAid partiklene som svever i suspensjonen, virker smørende på massen og nærmest *trekker* sementkornene med inn i sprekker der de ofte ellers ville hatt tendens til å blokkere i filterkaker. Det er de samme egenskapene som gir redusert pumpetrykk f.eks. i sprøytebetongslanger, i enkelte situasjoner så mye som 20-30%.

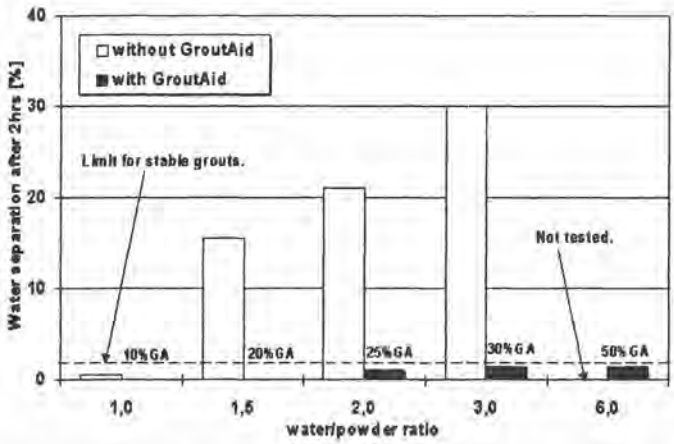
Der vanlige ustabile sementsuspensjoner blokkeres ved at det dannes filterkaker og man får trykkoppbygging, vil en mikrosilika-stabilisert suspensjon kunne fortsette å flyte.

Figur 4. Mikrosilika fyller rommet mellom sementpartiklene.

Optimal effekt av GroutAid oppnås når denne benyttes sammen med spesialtilpassede dispergernde midler. Selv om tynne, stabile blandinger er viktig for å oppnå god inntrenging, er viktig å unngå for tynne blandinger da man da mister noe av den kohesive effekten.

Som en tommelregel bør det være minst 10% mikrosilika-tørrstoff (av sementvekten) per enhet vann/sement-tall. Dvs. vann/sement-tall = 2.0 bør a en dosering med 20% mikrosilika, og vann/sement-tall = 2.5 bør ha 25% mikrosilikatørrstoff.

Bruk av GroutAid vil sterkt bidra til å unngå de problemer man har med ustabile

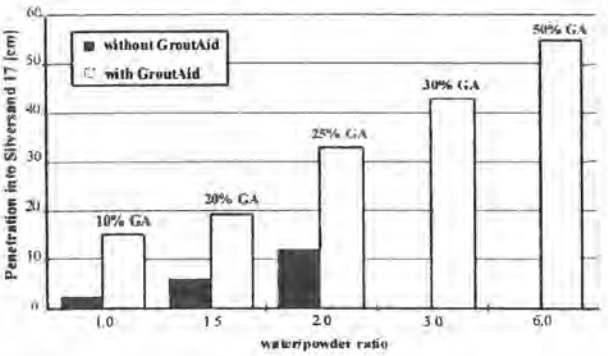


sementmasser. Dette kan vises i laboratorieforsøk som illustrert i Figur 5.

Figur 5. Vannseparasjon, bleeding, med og uten GroutAid

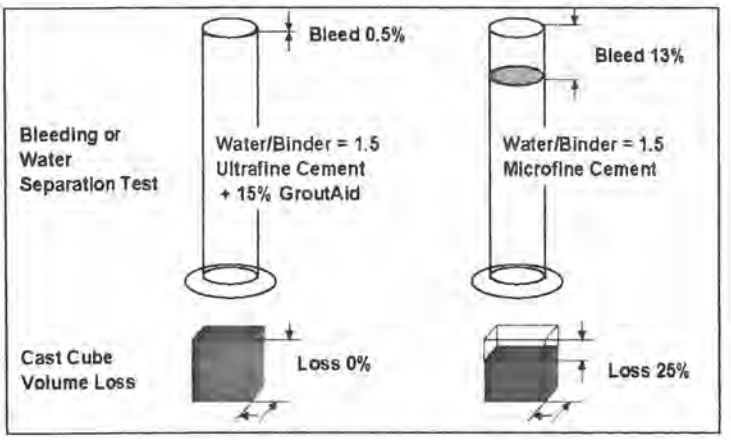
Figuren viser vannseparasjon i sementsuspensjoner målt i en 1000 ml sylinder etter 2 timer, med og uten GroutAid og med varierende vann/sement-tall. GroutAid gir en bemerkelsesverdig stabiliserende effekt på massen. Spesielt viktig er dette der man ønsker høye vann/sement-tall for å få spesielt god inntrenging på fine sprekker.

Figur 6 viser penetrasjonstester med og uten GroutAid i en sandkolonne med varierende vann/sement-tall. Forsøkene viser at inntrengningen forbedres 2.5-3 ganger i denne type apparatur. Dette gir viktige indikasjoner på inntrenging i berg selv om det pr. i dag ikke finnes gode nok korrelasjoner mellom forholdene i sandkolonnene, oppsprekkingsgrad og type oppsprekking.



Figur 6 Inntrenging i sandkolonne med og uten GroutAid.

GroutAid påvirker også volumstabiliteten i herdeprosessen. I figur 7 er resultatene av en test med vann/sement-tall = 1.5 med og uten GroutAid gjengitt. Som det framgår kan det være mer enn 25% volumreduksjon i *ikke stabile* masser selv ved relativt lave vann/sement-tall. Ved høyc vann/sement-tall kan dette bli nesten 50 %. Ved masser av GroutAid vil svinnet være praktisk neglisjerbart.



Figur 7. GroutAid forbedrer volumstabiliteten dramatisk i herdeprosessen.

Når sement hydratiserer dannes CaOH (ofte skrevet CH) som biprodukt (20-30%), mens det resterende som dannes er den styrkegivende CSH-gelen. De amorfe GroutAid silika partiklene vil reagere med CaOH og danne mer CSH (CH+S=CSH). Dette gir økt tetthet, redusert permeabilitet og økt styrke i sementmassen. Det vil også redusere CH innholdet og dermed faren for utluting i surt miljø.

Som vist i figurene ovenfor, og erfart ved praktisk injeksjon, er de vesentlige ulempene med sementsuspensjoner enten eliminert eller sterkt redusert ved bruk av GroutAid. Dette gjør det mulig å utnytte de positive egenskapene til sement som injeksjonsmiddel.

Effektene beskrevet er de samme som man har ved framstilling av høyfast, bestandig betong (HPC). I slik betong er vann/sement-tall i området 0.4 og porene er diskontinuerlige mikroporer som gir en dramatisk reduksjon i permeabiliteten. For sementsuspensjoner med vann/sement-tall høyere enn 1, kan man ikke forvente den samme lave porøsiteten som i HPC. Tester viser imidlertid at man også her får finere porestruktur som vil opprettholde volumet også i en situasjon der vannet tørker ut.

THERMAX – MATERIAL MED KONTROLLERT AVBINDINGSTID

De egentlige injeksjonsarbeidene foregår inne i berget, uten mulighet til komme til verken med menneskehånd eller maskinelt utstyr. Den injiserte massen vil følge strømningslovene og ta letteste vei. Massen kan således like gjerne ende opp videre inn i bergmassen, eller den kommer ut igjen i tunnelen.

Naturens vilkårlige styring av injeksjonsmassen vil redusere effektiviteten av tettearbeidet fordi massen kan havne utenfor området der den skal virke. Poenget er å etablere en sone med redusert permeabilitet som omgir tunnelen eller bergrommet. Det er derfor behov for å ha et "*verktøy*" til å styre plasseringen av injeksjonsmassen. Dette behovet er blitt forsterket i moderne injeksjonsteknologi med lettflytende injeksjonsmidler, høye krav til tetthet og krav til rasjonell drift.

I MultiGrout-systemet fungere Thermax som et universalverktøy. Thermax ble opprinnelig brukt som brønnsement i oljeindustrien og er en to-komponent mikrosement basert på andre mineraler enn Portlandsement. Denne sementen blir også stabilisert med GroutAid.

Thermax har spesielle egenskaper som man kan dra fordel av ved injeksjon. Noen eksempler er nevnt nedenfor:

Åpen vannførende sprekk i finoppsprukket berg:
Thermax virker sammen med Portlandsementen slik at det skjer en reaksjon med allerede injisert sement. Det bygges da lagvis opp strukturer som blokkerer åpne sprekker. Ved slik blokkering vil trykket kunne bygges opp i hullet slik at man får nødvendig drivtrykk til å presse massen inn på de fineste sprekkestrukturene. I dag er det ikke kjent andre sementer med slike egenskaper.

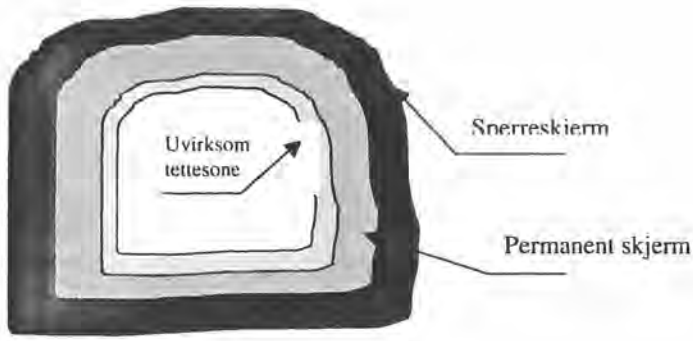
Ved utganger i stuff (for- og etter-injeksjon):
Denne situasjonen representerer på mange måter mareritet under utførelse av injeksjonsarbeider. Ønske om å bruke tyntflytende injeksjonsmidler med høy inntrengingsevne torpederes av injeksjonsmasse som flyter inn i tunnelen. Til nå har tradisjonell injeksjonsteknologi kalt på løsninger som akselererte masser og ulike kjemiske midler. Resultatet har ofte vært at området som "blokkeres" blir ufullstendig injisert fordi injksjonsarbeidene ikke kan fortsette i samme hull til man har fått trykkoppbygging.

Avslutning av injeksjonskjerm:

Ved ønske om hurtig fasthetsutvikling der man skal avslutte injeksjonsarbeidene for å drive videre, komponeres Thermax for dette formålet. Avhengig av behovet kan settetiden varieres innenfor et typisk tidsvindu fra 10-90 minutter.

Sperreskjerm:
Dersom man driver en tunel med liten overdekning vil ofte åpne strukturer fører injeksjonsmassen opp i dagen, eller f.eks. til overliggende vassdrag. Begge deler er uønsket både av miljømessige årsaker og av injeksjonstekniske årsaker. I slike tilfeller har Thermax vært benyttet til å lage en sperreskjerm over tunnelen (Figur 8).

Stegvis injeksjon:
Enkelte geologiske formasjoner er så oppsprukket at man ikke kan etablere en vanlig injeksjonsskjerm. I slik tilfeller kan det være behov for å injisere enkelthull for å konsolidere berget omkring selve borhullet slik at det gradvis kan bygges en sperreskjerm. Innenfor sperreskjermen injiseres så med ordinære injeksjonsmasser. På grunn av de spesielle egenskapene med styrt herdig, hurtig fasthetsutvikling og samvirke med Portlandsement, er Thermax spesielt egnet til slike oppgaver.



Figur 8 Sperreskjerm med forinjeksjon

MILJØVENNLIGE PRODUKTER

Materialene som benyttes i MultiGrout-systemet inneholder ikke miljø-ødeleggende kjemikalier. Mineralene som inngår består av de mest vanlige grunnstoffene som finnes på jorden som Ca, Si, Mg og noe få andre vanlige sporelementer. Ingen av mineralene er fibrige eller har andre helsemessige bivirkninger. Mineralene har derfor ingen alvorlig innvirkning verken på grunnvann, indre eller ytre miljø.

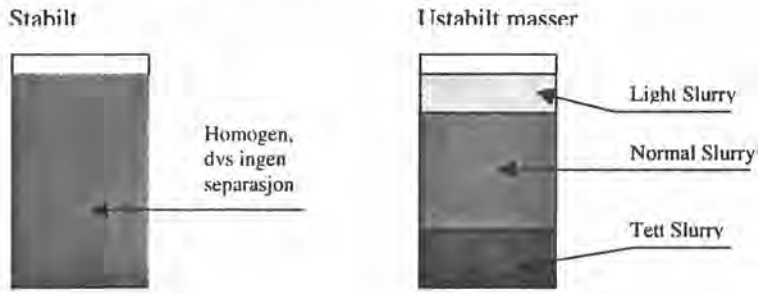
Mineralen som inngår i Thermax, benyttes f.eks. også som tilsats i næringsmidler.

For å benytte MultiGrout-systemet er det tilstrekkelig å anvende de samme forsiktighetsregler som ved bruk av vanlig standard Portlandsement.

TESTMETODER FOR INJEKSJONSMASSER

Injeksjonsmidler beskrives med ulike begrep som karakteriserer deres egenskaper både i flytende form, under herding og etter herding. Ulike tester er laget, for å kvantifisere disse egenskapene. Testene er i prinsippet greie – imidlertid må man sette begrensninger for hvilke konklusjoner som skal trekkes av testene.

Når man omtaler sementbaserte injeksjonsmidler, benytter man gjerne begrepet *stabile masser* (stabile bruk). Med dette begrepet tenker man på en injeksjonsmasse som skal fortrenge vann fra vannførende sprekker og fylle sprekken i ettertid. Visuelt kan man observere et stabilt masser kontra et ustabilt masser som illustrert i Figur 9.



Figur 9 Stabile kontra ustabile masser.

Stabile masser kan beskrives med ulike tester. De mest vanlige er:

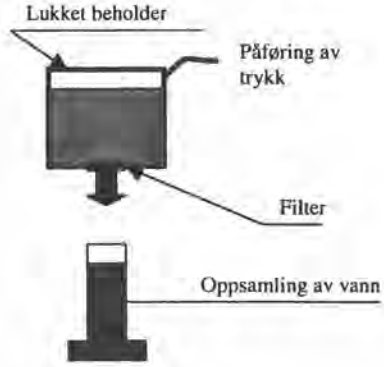
Bleeding:
Man fyller en målesylinder med injeksjonsmasse. Etter to timer måles fritt vann på toppen av sylinderen. Er det mer enn 2 % fritt vann, regnes massen som ustabilt (Figur 10).

Figur 10. Bleeding = % fritt vann etter 2 timer

Hensikten med å måle *bleeding*, er å få et kvantitativt mål på stabilitet av massen. En masse der man har tendenser til sedimentering, dvs. massen henger dårlig sammen, vil forventes å separere også under injeksjonsarbeidene. Dette er selvsagt ugunstig.

Det finnes også andre mål på stabilitet, f.eks. motstand mot trykkfiltrering, utstøping av terninger, visuelle metoder og delvis også bruk av Lombardi-plate:

Motstand mot trykkfiltrering:
Testen går ut på å fylle et trykkammer med injeksjonsmasse. I bunnen av trykkammeret er det en åpning som er dekket av et filter. Mengden vann som skvises ut fra filteret er et mål på stabilitet (Figur 11).



Figur 11. Motstand mot trykkfiltrering

Volumstabilitet etter herding:
Testen går ut på å måle svinn i en utstøpt terning etter at den er herdet (Figur 12). Denne testen vil avsløre om det er krymp/svinn i massen. Slikt svinn er ugunstig og vil kunne gi restlekkasjer både fra injiserte sprekker, lekkende injiserte borhull (også evt. boltehull). Svinn viser seg ofte som dårlig fylte borhull etter at de er frisprengt.

Figur 12. Volumstabilitet etter herding.

Massens evne til å motstå oppblanding med vann:
Disse testene kan fortelle noe om injeksjonsmassens evne til å trenge inn på sprekker uten å fortynnes. (Delvis visuell test, delvis kan man f.eks. benytte Lombardi plate.) Dette er en viktig egenskap for en moderne injeksjonsmasse.

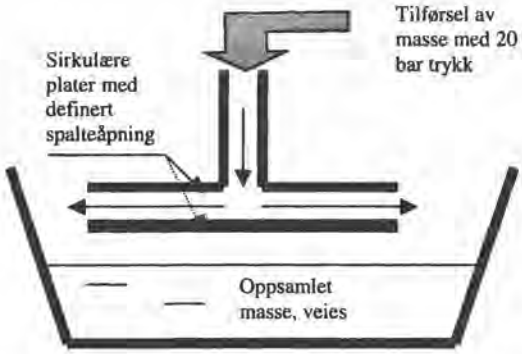
Kornstørrelse:
Jo finere sement, dess finere sprekker kan den trenge inn på. Kornfordelingskurver lages på grunnlag av målinger i spesialapparatur. Slike apparater finnes normalt hos fabrikanter og på spesiallaboratorier. Indirekte kan man måle kornstørrelse ved å måle/simulere penetrasjon.

Penetrasjonstester:
Testene skal i utgangspunktet simulere penetrasjon/ dvs. inntrenging i berget.

Det finnes flere typer slike tester tilgjengelig i Skandinavia:

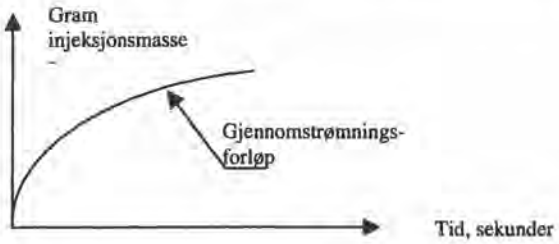
NES-apparat: injeksjonsmassen presses under trykk på opptil 20 bar gjennom en spalte som kan varieres ned til 50 µm (Figur 13). Man plotter så vekten av massen som strømmer gjennom spalten som en funksjon av tiden. Dette skjer via veieceller og en datamaskin.

Brukt riktig kan NES-tester være nyttig for å klassifisere ulike injeksjonssementer. NES apparatet kan også gi nyttig informasjon vedrørende ulike injeksjonsmassers inntrengingsevne.



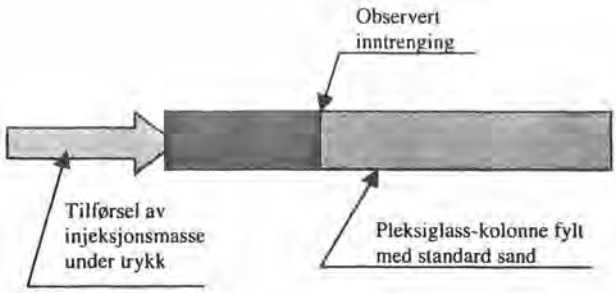
Figur 13. NES-apparat, prinsipp for utførelse

Resultatene fra NES testene plottes gjerne i et mengde/tid diagram (Figur 14). Forløpet av diagrammet kan gi mange opplysninger om den aktuelle injeksjonsmassens inntrengingsevne.



Figur 14. Presentasjon av data fra NES-test

Sandkolonne: apparatet består av et pleksiglassrør som fylles med en maskinsand med standardisert kornfordelingskurve (Figur 15). Injeksjonsmassen presses inn i sandkolonnen under trykk. Lengden massen presses inn i sanden er et mål på inntrenging. Testen vil også gi noen indikasjoner på massens stabilitet.



Figur 15. Sandkolonne – prinsipp

Filterpumpe: apparatet trekker injeksjonsmassen gjennom et filter med undertrykk (vakuum) som drivkraft (derav navnet filterpumpe). Fordelen med vakuumpumpen er at den er enkel å bruke i felt. Apparatet benyttes av enkelte som mål på inntrenging. Apparatet benyttes ikke i Norge fordi det diskriminerer kohesive injeksjonsmasser og vil således kunne eliminere de mest effektive injeksjonsmassene.

Marsh kon:
Testen benyttes som et mål på massens viskositet, dvs. hvor lett det flyter. Marsh kon er i prinsippet en standardisert trakt med en fast åpning i bunn. Man fyller injeksjonsmassen i "trakten" og tar tiden det tar å tømme den.

Massens geling og styrkeutvikling
Kan måles med flere ulike metoder, også kalibrerte indirekte metoder. Ofte vil også disse metodene tilpasses spesielle krav, f.eks. ønske om å påvise falsk geling mv. Ved kartlegging av slike egenskapene er det også viktig at man gjør observasjoner i felt fordi variasjoner i forholdene fra laboratoriet til felt (f.eks. temperatur) kan gjøre slike data lite interessante eller lite anvendbare.

Hovedutfordringen for injeksjonarbeider kan kort oppsummeres:

Ved komposisjon av injeksjonsmasser vil man erfare at massenes egenskaper vil endre seg med variasjoner i vann/sement-tallet (vct). Generelt kan man si at massene blir mer stabile og blir mer reaktive ved lave vann/sement-tall. Lave vann/sement-tall gir imidlertid dårligere inntrenging. Utfordringen blir ofte derfor å lage masser med høye vann/sement-tall som er stabile og tilstrekkelig reaktive til at de tillater rasjonell produksjon.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

SNØHVITUTBYGGINGEN – UTFORDRINGER PÅ MELKØYA

THE SNØHVIT-PROJECT – CONSTRUCTION CHALLENGES AT MELKØYA

Prosjektleder Jan Skevik, AFS-Pihl Group ANS

SUMMARY

A joint venture (AFP) consisting of AF Spesialprosjekt AS (Norway) and E Pihl & Søn as (Denmark), has in June 2002 been awarded the contract for the Site Preparation at Melkøya in the Snøhvit Project (Hammerfest LNG Plant) from Statoil. The contract amounting to approx 730 MNOK (excluding VAT) will be finalized end of 2003. In this article the challenge to execute a contract comprising excavation of 2,5 millions m^3 of rock during the winter season at latitude 71 degrees north and simultaneously accommodate for the HSE requirements, will be described, both from a safety and a production point of view.

1. AFS-Pihl Group ANS – Anleggsorganisasjon

Et arbeidsfellesskap (AFP) bestående av AF Spesialprosjekt AS (Norge) og E Phil & Søn as (Danmark), utfører på vegne av Statoil kontrakten som omfatter "Site preparation at Melkøya". Dette er en del av Statoil sin Snøhvitutbygging, Hammerfest LNG Plant. Kontrakten beløper seg til ca 730 MNOK (ekskl mva). Arbeidet startet opp i juni 2002, og vil i hovedsak være avsluttet i desember 2003. Melkøya med sine 700 mål ligger rett nordvest for Hammerfest, og den 2 250 meter lange undersjøiske tunnelen som skal knytte øya til fastlandet er for tiden under utførelse. Tunnelen vil bli tatt i bruk i årsskiftet 2003/2004.

AFP har etablert utskiping av alt utstyr til Melkøya fra Polarbase i Rypefjord sør for Hammerfest og personelltransport fra havna i Hammerfest (ca 15 min båtreise). Forlegninger og anleggskontorer er etablert ute på Melkøya. På østre del av øya mot Melkøysundet har vi anlagt forlegninger med kapasitet på rundt 250 personer inkl kantine. Dette er en del av Statoil sitt fremtidige forlegningsområde for ca 1200 mann.

Arbeidet drives på en 12/9 ordning hvor arbeidet går på to skift, fra kl 06.00-18.00, og fra kl 18.00-06.00. Bemanningen omfatter i alt ca 400 personer inkl administrasjon av arbeidene.

Organisasjonen er produksjonsmessig delt i 3 ansvarsområder med en produksjonsleder for hver område. Ansvarsområdene er områdeplanering som

ledes av Arne Skogheim, infrastruktur som ledes av Peter B Hansen, og sjøarbeidene der Gunnar Leirvik har hovedansvaret.

Kontrakten omfatter følgende hovedaktiviteter:

- Sprengning og planering av prosessområdet inkl område for LNG-tanker
- Bygging av molo
- Sprengning og planering av administrasjonsområde
- Sprengning av kjølevannstunneler
- Bygging av anleggskai og dokk for prosesslekter
- Etablering av forlegningsområde
- Etablering av infrastruktur, vei/vann/el/tele/kloakk mm

2. Kort innføring om hva Snøhvitprosjektet omfatter

Her kjøres Statoil sin video med varighet på ca 6 minutter.

3. Hovedutfordringene på Melkøya

A. Utfordringene

a. HMS
Arbeidene skal bli tatt hånd om på en slik måte at sikkerheten hele tiden er ivaretatt. Både byggherren og AFP har satt strenge krav til HMS i prosjektet. Arbeidene bygger på en gjennomført oppgaveanalyse hvor alle kritiske aktiviteter i prosjektet identifiseres basert på risikovurdering. I oppgaveanalysen analyseres prosjektet og risikopotensialet evalueres. Det vil si at sannsynligheten for uønskede hendelser og konsekvensen av disse skal klarlegges. Med dette som underlag kan SJA (Sikker Jobb Analyser) identifiseres og gjennomføres med de involverte. Utover dette gjennomføres sikkerhetsklarering av alle nyansatte på prosjektet, det utføres ledelsesinspeksjoner, ukentlige vernerunder og hyppige HMS-inspeksjoner.

b. Sprengning/fylling/planering
Hovedutfordringen på Melkøya er å sprenge og planere ca 2,5 millioner fm3 fjell i løpet av denne høsten og kommende vinter, der hoveddelen av sprengningsvolumet skal være utført med frist 01.04.03. Arbeidene skal utføres på ca 71 grader nord med de utfordringer som snø, kulde, mørke, vind og høy sjø vil gi oss. Dette for å kunne møte den fremdriftsplanen som Statoil har lagt for Snøhvitutbyggingen.

En stor del av spreningsmassene skal være moloblokker av ulik størrelse som skal bygges inn i skuldermoloen. Denne danner avgrensning av prosessområdet mot syd og vest.

I tillegg til de intense sprengnings- og planeringsarbeidene skal de øvrige kontraktsarbeidene utføres parallelt, og med de utfordringer dette gir. Her nevnes spesielt lekterdumping av stein til fylling og molo, bygging av dokk for prosesslekter og etablering av anleggskai.

Disse utfordringene stiller store krav til tilriggingen som må etableres samtidig som det skal opprettholdes en ambisiøs produksjon på en sikker måte.

I enhver oppstart av et nytt anleggsområde vil det være behov for en viss pionerånd. Dette behovet avtar selvsagt ikke når man beveger seg opp mot 71 grader nord en vinterdag.

B. Maskiner, utstyr og bemanning

Det skal fylles ut totalt ca 3 millioner am^3 til planering og molobygging hvorav moloblokk utgjør ca 670 000 am^3. For å møte de dimensjonere kravene til moloblokk, og kontraktens spesifikasjoner, skal moloblokk sprenges og sorteres i 5 klasser:

Klasse 1	20-35 tonn	56 000 am^3
Klasse 2	10-20 tonn	88 000 am^3
Klasse 3	4-10 tonn	130 000 am^3
Klasse 4	1,5-4 tonn	250 000 am^3
Klasse 5	0,5-1,5 tonn	152 000 am^3

Dette betyr at vi i store deler av perioden frem til 01.04.03 må ha en ukeproduksjon på ca 80000 fm^3.

a. Maskiner i steinbrudd:

Gravemaskiner
4 stk Cat 365
2 stk Liebherr 974
1 stk Cat 345
1 stk Hitachi, 650
1 stk Hitachi, 500
1 stk Komatsu 450

Hjullastere
2 stk Cat 990
1 stk Komatsu 600

Borrigger
3 stk Atlas Copco D7
2 stk Tamrock 700 Ranger

Dumpere (disponeres over hele anlegget)
7 stk Cat 773
3 stk Cat 775
4 stk Volvo A40
3 stk Moxy MT40
1 stk Euclid R32

2 ladetrucker for anfo and slurry

Maskiner til molobygging:

Gravemaskiner
1 stk Liebherr 984
1 stk Cat 375

Hjullaster
1 stk Cat 990

Dozer
2 stk Cat D10

Kran
1 stk Liebherr 895 HD (200 tonn)

Maskiner/utstyr til utskiping av steinmasser:

Kjernemateriale under kote -7 (+88 lokal høyde), totalt ca 670 000 am^3 og ca 180 000 am^3 moloblokk.

Hjullaster
1 stk Cat 992

Gravemaskiner
1 stk Cat 375 (samme maskin som i brudd)
1 stk Libherr 984 (samme maskin som i brudd)

Dozer
1 stk Cat D8

Splittlektere
Mikael 1, 250 m^3, "self proppelled"
Terry, 250 m^3, taubåt med splittlekter Mercur

b. Utstyr

GPS utstyr på lektere for posisjonering av dumping.
Surveybåt for kontinuerlig kartlegging av dumping.

c. Bemanning

Hvert skift har i overkant av 100 timelønte, fordelt på maskinførere, verksted grunnarbeidere og sjøbemanning. På anlegget er det ca 80 personer med administrative oppgaver.

C. Ukeproduksjon

Med lekterne dumpes det ca 30 000 am^3 pr uke i forbindelse med oppfylling.

Utlegging av moloblokk:
Fra lekter, ca 6 000 am^3 /uke
Fra land, ca 20 000 am^3/ uke

Sprengning, ca 80 000 fm^3/uke

Moloblokkandelen utgjør ca 25 % av det totale utsprengningsvolum.

D. Storsteinproduksjon

Sprengningsteknisk er utfordringen å fremskaffe den foreskrevene mengde moloblokk, og spesielt moloblokk i klasse 1 og 2. Dyno har i samarbeid med AFP tilpasset "Air-Deck metoden", et sprengningsopplegg for å skaffe moloblokk, til forholdene på Melkøya.

Teknisk ligger det til grunn at brytningsenergien plasseres lengst nede i borhullet. Dette gjøres for å frigjøre maksimal blokkmengde gjennom den del av borhullet som ikke eksponeres for sprengstoff. En viktig forutsetning for god blokkproduksjon er at blokkandelen i salva "løftes" av bunnenergien.

Sprengstoffet som benyttes er Anolit A med aluminium. Dette sprengstoffet har en energi på 5,7 MJ/kg, hvilket representerer det kraftigste sivile sprengstoff som benyttes i dag.

I hullet plasseres Anolit A som bunnladning, en "Air-Deck" del og fordemming. Både bunnladning, "Air-Deck" lengden og lengden på fordemmingen er variabler som kontinuerlig tilpasses de gjeldene forholden i steinbruddet.

Normalt oppnås best resultat ved sprengning av kun en rast, på en stuff som er så lang som mulig, og med større forsetning enn hullavstrand.

Når dette skrives er vi enda ikke ferdige med evalueringen av sprengningsopplegget. Innen 21.11.02 (Konferansedagen) regner vi med at AFP med god hjelp av Dyno skal kunne vise en video sekvens fra blokksprengningen med tilhørende kommentarer.

E. Molobygging

Moloen er en "skuldermolo". Prinsippet for denne molotypen er at bølgene skal brytes inne i den tykke steinskulderen. Dette betyr at overflaten på steinskulderen må være så åpen at bølgene går inn i moloen, i stedet for over den. Skulderen er laget av sortert stein i de forskjellige steinklasser, som er lagt i forskjellige lagtykkelser. Det ytterste laget er lagt slik at alle steiner er låst sammen. Lengste side av steinen skal legges på tvers av overflaten for å sikre en åpen overflate.

Alle steinklasser opp til 20 tonn blir dumpet fra splittlekter opp til kote -4. Stein opp til 20 tonn over kote -4 blir lagt med gravemaskiner og kran. Stein i størrelse 20-35 tonn, blir lagt ut med kran og gravemaskin.

F. Avslutning

Det er en spennende og krevende oppgave vi har gleden av å utføre for vår oppdragsgiver Statoil. Vi takker Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) for at vi har fått lov til å gi en kort presentasjon på årets Fjellspreningsdag av noen av de utfordringer vi står ovenfor.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

DOBBELTSPORET SKØYEN-ASKER, PROSJEKTBESKRIVELSE OG KONTRAKTSSTRATEGI

New double track section Skøyen-Asker, project overview and contract strategy

Utbyggingsdirektør Magne Paulsen, Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

Dobbeltsporet Skøyen-Asker er for tiden det viktigste utbyggingsprosjektet i Jernbaneverket. Prosjektet er helt nødvendig for å kunne bedre jernbanetilbudet vest for Oslo, og vil gi en fleksibilitet i hele jernbanenettet i Norge. Prosjektet vil bidra til en reduksjon av biltrafikkveksten på E18.
Dobbeltsporet er 19,5 km langt, koster ca 6,7 milliarder kr og vil øke kapasiteten på strekningen, slik at vi kan fremføre tog raskere med bedre punktlighet.
Ved utarbeidelse av kontraktsstategi er det lagt vekt på gode tekniske løsninger som ivaretar en god konkurranse, med akseptabel fordeling av risikoelementene i et slikt stort prosjekt.
Byggearbeidene startet i 2001, og første etappe Sandvika-Asker, vil stå ferdig i 2005. Hele prosjektet er planlagt fullført i 2011

SUMMARY

The new Skøyen-Asker double track section is currently Jernbaneverket's most important infrastructure development project. The project is essential for improving rail services west of Oslo and will provide increased flexibility throughout the national rail network. The project will also contribute towards reducing continuing traffic growth on the E18 motorway.
At a cost of NOK 6.700 million, the 19.5 km double track will increase capacity on this busy section, reducing travel time and improving punctuality.
In developing the contract strategy, sound technical solutions have been sought in order to ensure extensive and genuine competition, providing an acceptable dispersion of the risk elements inherent in such a large project.
Construction work commenced in 2001, and the first subsection from Sandvika to Asker will be finished in 2005. Full project completion is planned for 2011.

INNLEDNING

Prosjektet Skøyen-Asker er for tiden det viktigste utbyggingsprosjektet i Jernbaneverket. Prosjektet som ble omtalt første gang i Norsk Jernbaneplan i 1993, har hatt en lang, men god tverrpolitisk prosess og forankring både i de berørte kommunene og i Stortinget.

Prosjektet, som er et helt nødvendig tiltak i vestkorridoren, skal bidra til å gi et bedre jernbanetilbud, ikke bare mellom Oslo og Asker, men vel så viktig er effektene denne utbyggingen gir for blant annet Vestfoldbanen og Sørlandsbanen. Dette gir bedring i togreisen både for pendlere for eksempel fra Tønsberg eller Kongsberg. I tillegg vil fleksibiliteten for hele jernbanesystemet i Norge bedres da dagens dobbeltspor er en trafikkal flaskehals.

For å få dette til må kapasiteten på strekningen i vestkorridoren økes, slik at vi kan kjøre flere tog, bedre punktligheten og redusere kjøretiden.
Etter utbygging kan den totale setekapasiteten dobles og lokalt kan setekapasiteten tredobles. Dette tilsvarer en reduksjon i antall biler på vei med over 2000 biler i timen. Kjøretidsforbedringen for de fleste tog bedres fra dagens kjøretid på 20 min til 12-15 minutter, selv om det nye dobbeltsporet ikke er et høyhastighetsprosjekt. At dette ikke er et høyhastighetsprosjekt har sin årsak i korte avstander mellom de store stasjonene/knutepunktene på strekningen.

Byggherre for prosjektet er Jernbaneverket og representeres av Utbygging, den faste utbyggingsorganisasjonen som er etablert for store jernbaneutbygginger. Vi som byggherre utfører ikke prosjektering eller bygging, men styrer og kontrollerer slike aktiviteter (prosjekter). Organisasjonen har stor erfaring fra tidligere store jernbaneutbygginger, blant annet fra Østfoldbanen, Vestfoldbanen, Nationaltheatret stasjon og Gardermobanen.

PROSJEKTBESKRIVELSE
Skøyen-Asker er et ca 19,5 km langt dobbeltspor som kommer i tillegg til eksisterende dobbeltspor. Det nye sporet går i hovedsak i separat trasé, men vil gå innom Lysaker og Sandvika mellom Skøyen og Asker. Lysaker stasjon vil bli på samme sted som tidligere, men totalt ombygget som knutepunkt og klargjort for å ta imot kunder som reiser til og fra Fornebu.

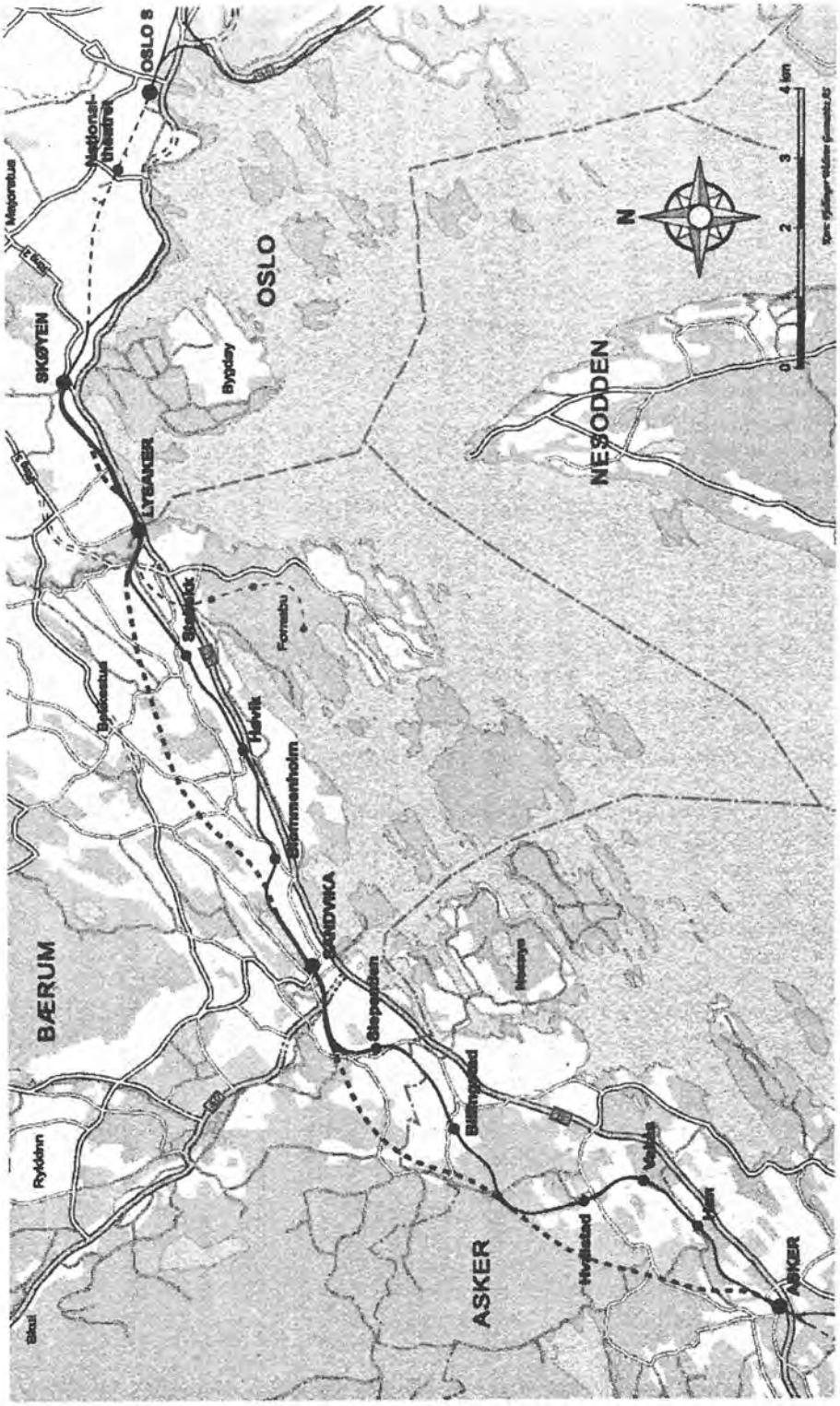
Nytt dobbeltspor (Askerbanen) på vedlagt kart er angitt med tykk strek, hvor stiplet del er tunnel. Tynn strek representer eksisterende dobbeltspor (Drammenbanen).

Prosjektet er delt opp i parseller som kan utnyttes separat etter ferdigstillelse, men rekkefølgen for bygging er viktig for å kunne utnytte strekningene. Derfor har vi kommet frem til følgende parselloppdeling og rekkefølge:

Parsell	**Kostnadsoverslag 2002kr**	**Produksjonsperiode**
Sandvika-Asker (9,5 km)	3.285 mill kr	2001-2005
Lysaker stasjon (0,9 km)	Ca 650 mill kr	2005-2008
Lysaker-Sandvika (7,0 km)	Ca 1.860 mill kr	2007-2010
Skøyen-Lysaker (2,1 km)	Ca 970 mill kr	? (2009-2011)

Prisen for utbyggingen er høy, da dette prosjektet går i tettbygd område, med mange krav til samfunnsmessige gode løsninger. Kostnadsrammen for hele prosjektet er ikke ennå fastlagt, da vi blant annet ikke har fastlagt endelig omfang av f.eks. Lysaker stasjon og at trase mellom Skøyen og Lysaker ikke er valgt ennå.

Basiskostnadsoverslaget for Skøyen-Asker er i dag på ca 6,7 milliarder kr, hvor strekningen Sandvika-Asker på 9,5 km representerer ca 3,3 milliarder kr. En del av årsaken til at prosjektet er dyrt er at det er stort sett konstruksjoner i form av enten bruer, store støttemurer, kulverter eller tunneler. Kravene til tetting settes høyt av både oss som utbyggere og myndighetene for å unngå uønskete miljøpåvirkninger.


OSLO S
National-
theatret
Majorstua
SKØYEN
OSLO
Bygdøy
LYSAKER
NESODDEN
Fornebu
Halvik
Stommenholm
SANDVIKA
BÆRUM
Nesøya
Rykkinn
Skui
ASKER
Hvalstad
Vakås
Han
ASKER
N
0
1
2
3
4 km

Parsellene består av følgende konstruksjoner:

Sandvika-Asker:

- To fjelltunneler – 2,7 og 3,6 km lange – 110 m^2 tverrsnitt totalt ca 1.000.000 m^3 sprengstein.
- To betongtunneler i løsmasser – 800 m og 150 m lange.
- Dagsone ved Åstad/Solstad.
- Nye betongbruer for jernbane i Sandvika sentrum og over E16.
- Ombygging av sporområdet på Asker stasjon.

Lysaker stasjon:

- Ny kollektivterminal.
- Ny jernbanebru over Lysakerelva.

Lysaker-Sandvika:

- Fjelltunnel – 5,6 km lang.
- Betongtunnel ved Lysaker.
- Dagsone ved Engervannet.
- Forlengelse av plattformer på Sandvika stasjon mot Oslo.

Skøyen-Lysaker

- Valg av trase ikke avgjort.

Ca 75-80 % av strekningen vil være tunnel. Sporene går gjennom det 250 millioner år gamle Oslofeltet med mange ulike bergarter. Bergartene er fra de geologiske tidsepokene Kambrium-Silur, Karbon og Perm. Området kjennetegnes av dominerende svakhetssoner i form av forkastninger og sprekker i nord-sørlig retning. Bergartene på begge sider av forkastningene er ofte sterkt deformerte.

Mellom Sandvika og Asker har vi kartlagt følgende bergarter:

- Skifer med kalkrike soner
- Rombeporfyr
- Leirstein
- Slamstein med lag av siltstein, sandstein og konglomerat
- Kalkstein
- Skifer med knollekalk
- Skifer med siltstein og kalkstein
- Gangbergart (Diabas)

Prosjektet vurderte lenge hvordan tunnelene skulle drives. TBM eller tradisjonell boring og sprenging? Videre, skulle vi gå over til to tunnelløp istedenfor ett tunnelløp? Fordelene og ulempene med de ulike alternativene ble vurdert, vi hadde kontakt med ekspertise fra både rådgivere og entreprenører i både i Norge og i utlandet. Vi hadde kontakt med nøkkelpersonell for innhente erfaringer.

Vi endte opp med valg av tradisjonell boring og sprenging av ett stort tunnelløp.

Valg av ett tunnelløp ble gjort utfra en totalvurdering av ulike parametere, hvor sikkerhet var det viktigste. Som grunnlag for dette ble det gjennomført en risikoanalyse. To tunnelløp har selvsagt mindre risiko for sammenstøt etter avsporing, men risiko for avsporing og kollisjon er lik. Videre vil løsning med ett stort tunnelløp være å foretrekke fremfor ett mindre da dette har et stort luftvolum som fordeler en røyk- og temperaturutvikling under en eventuell brann. Dette gir lengre tid til redning og evakuering. Det forutsettes at det er relativt korte avstander til rømningsvei (tverrslag eller tunnelmunning) og at tunnelene er relativt korte.

Ved vurdering av TBM vurderte vi:

- Geologi
- Teknisk gjennomføring (drivemetoder og maskintyper)
- Tilpasning av jernbanetekniske installasjoner
- Sikkerhet (Risiko)
- Miljø (tetthetskrav)
- Ytre miljø (støy, rystelser, riggområder, transport)
- Sikring (arbeids- og permanent)
- Massetransport
- Usikkerhetsanalyse (havari, ugunstig geologi, bygningsskade, vannlekkasje)
- Tid og kostnader

Selv om fjellforholdene på strekningen ligger godt til rette for bruk av TBM , ble kostnader og til dels tid avgjørende for valget. Omfanget ble ansett for lite og forutsigbarheten for gjennomføringen av prosjektet medførte at vi ikke fikk utnyttet potensialet i denne type teknikk på strekningen.

KONTRAKTSSTRATEGI

Når vi planlegger og gjennomfører våre prosjekter har vi lagt til grunn fire suksesskriterier, som illustreres på denne måte:

Prosjektet Skøyen-Asker er det største utbyggingsprosjektet i Jernbaneverket. Vi som byggherre er avhengige av både interne og eksterne leverandører for både prosjektering, entrepriser og installasjoner. Kvaliteten på disse leveransene er betydelige parametere som påvirker både budsjett og sluttprodukt.

Vi må ha en effektiv kontraktsstrategi som blant annet fastsettes utfra følgende vurderinger:

Entrepriseformer
- Totalentreprise, hovedentreprise eller delt entreprise?
- Hvem skal ha koordineringsansvar?

Oppdeling av entrepriser
- Entreprisestørrelsene skal være "riktige" og tilpasset i størrelse slik at det ivaretas en effektiv konkurranse.
- Koordineringsbehov, grensesnittenes antall og kompleksitet må vurderes.
- Tidspunkt for utsendelse av tilbudsforespørsler – kan noen entrepriser slås sammen for å oppnå stordriftsfordeler?

Kontrahering, avtaleformer, kontraktstype
- Hvem skal bære risiko?
- Hvordan skal oppgjør foretas?
- Tradisjonelle former eller nye avtaleformer.
- Utviklingsavtaler (spesielt tekniske leveranser).
- Nødvendig med spesielle krav i kontrakten?
- EØS-tilpasning. (Konkurranse over 200.000 kr).

Andre forhold
- Markedsmuligheter.
- Geografisk naturlig avgrensing.
- Tilgang til anleggsområdet.

For Sandvika-Asker har vi kommet frem til at det er mest hensiktsmessig å gjennomføre arbeidet som byggherrestyrte sideentrepriser. Grunn- og betongarbeider utføres som en hovedentreprise, og deles opp i hensiktsmessige geografiske avsnitt. Entreprisene for øvrige jernbanetekniske fag og oppgaver deles opp i endringer i eksisterende anlegg for midlertidige trafikkomlegginger og fagdelt for det ferdig anlegg (spor, kl, signal- og sikringsanlegg m.v.) . Entreprisen for signal- og sikringsanlegg vil være en totalentreprise.

Det kan nevnes at i forbindelse med ekstern kvalitetssikring av prosjektet, fikk prosjektet råd om å utforme entreprisene til å gjelde større geografiske områder, blant annet å slå sammen tunnelentreprisene. Vi valgte en løsning hvor markedet kunne regulere dette selv og det viste seg at det var lønnsomt for oss som byggherre å ha separate entrepriser for tunnelene og ikke en felles entreprise fra Jong til Asker.

Vi har i dag følgende større entrepriser:

Entreprise	**Leverandør**	**Omfang inkl .mva**
Grunn- og betongarbeider Sandvika - E16	AS Anlegg	156 mill kr
Grunn- og betongarbeider E16 – Jong	Veidekke ASA	520 mill kr
Tunnel Jong-Solstad	AF Spesialprosjekt as	467 mill kr
Tunnel Solstad-Asker	Mika AS	425 mill kr
Ombygging av Asker stasjon	Kontrakt ikke inngått	
Faseomlegging – midlertidig trafikkomlegging	Jernbaneverket BaneProduksjon/ Baneservice	Ca 60 mill kr
Spor Sandvika-Asker	Kontrakt ikke inngått	Ca 500 mill kr
KI Sandvika-Asker	Kontrakt ikke inngått	
Signal Sandvika	Kontrakt ikke inngått	
Hjelpekraftanlegg Sandvika-Asker	Kontrakt ikke inngått	
Teleanlegg Sandvika-Asker	Kontrakt ikke inngått	

Erfaringen med valgt kontraktsstrategi er så langt tilfredsstillende sett utfra byggherrens ståsted. Det er god spredning av hvem som har hatt det beste tilbud på entreprisene, slik at vi har god representasjon fra de store entreprenørene.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

NYTT TYIN KRAFTVERK – PROSJEKTBESKRIVELSE OG ANLEGGSTEKNISKE UTFORDRINGER

New Tyin Power Plant – project description and civil construction challenges

Siv.ing Kai-Morten Høyem, driftsingeniør, Selmer Skanska AS

SAMMENDRAG

Selmer Skanska As har fått i oppdrag av Norsk Hydro å prosjektere og bygge Nytt Tyin Kraftverk i Øvre Årdal, Sogn og Fjordane. Hovedformålet med utbyggingen er å bedre utnyttelsen av eksisterende vannmagasin ved å øke effekten gjennom bygging av ny kraftstasjon med nye turbiner samt et nytt og bedre overføringssystem. I tillegg bygges 5 nye bekkeinntak. Dette vil øke kraftproduksjonen med om lag 15-20 prosent årlig fra ca 1200 GWh til ca 1400 GWh. Den installerte effekten vil øke med 95% fra 192 MW til 374 MW og gjøre Hydro i stand til bedre å utnytte magasinet i takt med svingningene i strømmarkedet.

Hovedutfordringene til Selmer Skanska som entreprenør ligger i prosjektets størrelse, kort byggetid, kontraktsform, og ikke minst å ivareta sikkerheten med et høyt aktivitetsnivå under tildels vanskelige geologiske forhold. Arbeidene byr på alt fra vinterdrift i 1000 meters høyde til drift i umiddelbar nærhet av boligområder i Årdal sentrum. I tillegg må det tas en rekke miljømessige hensyn varierende fra drift ved drikkevannsmagasin, utforming av massedeponi til støv- og støyproblematikk.

SUMMARY

Selmer Skanska As has been assigned by Norsk Hydro to project and build the New Tyin Power Plant situated in Øvre Årdal, Sogn og Fjordane .The main purpose of the job is to improve the usage of an existing hydro-magazine by increasing the effect building a new power station with new turbines and a new tunnel system for water transport. Additionally 5 new brook inlets are built. This will increase the annual power production with 15-20 % from present approximately 1200 GWh to 1400 GWh. Installed effect is improved 95 % from 192 MW up to 374 MW allowing Hydro to maximize its profit by bettering the possibilities to adjust the production to a fluctuating power market.

The main challenges for Selmer Skanska as the contractor are project size, time pressure, contract type, and workers security with a high activity level and sometimes-difficult geological conditions. The works are ranging from winter production in 1000 meters altitude to tunneling nearby residential areas in the center of Årdal. Additionally there are environmental issues like production at the edge of the local water reservoir, muck handling and taking care of dust and noise.

1. PROSJEKTBESKRIVELSE

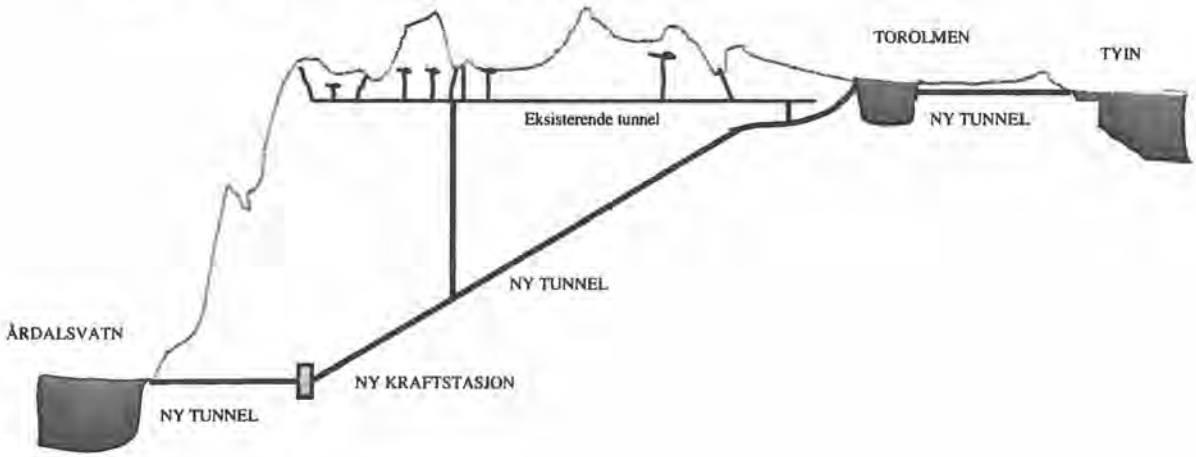
1.1 Tunnelsystem

Totalt skal det drives ca 20 km tunnel med tverrsnitt som varierer fra 20 m^2 til 48m^2. I tillegg kommer svingesjakt og sjakter for bekkeinntak. Til sammen vil det bli tatt ut ca 750 000 fm^3 fjell, hvorav kraftstasjonsområdet utgjør ca 75 000 m^3.

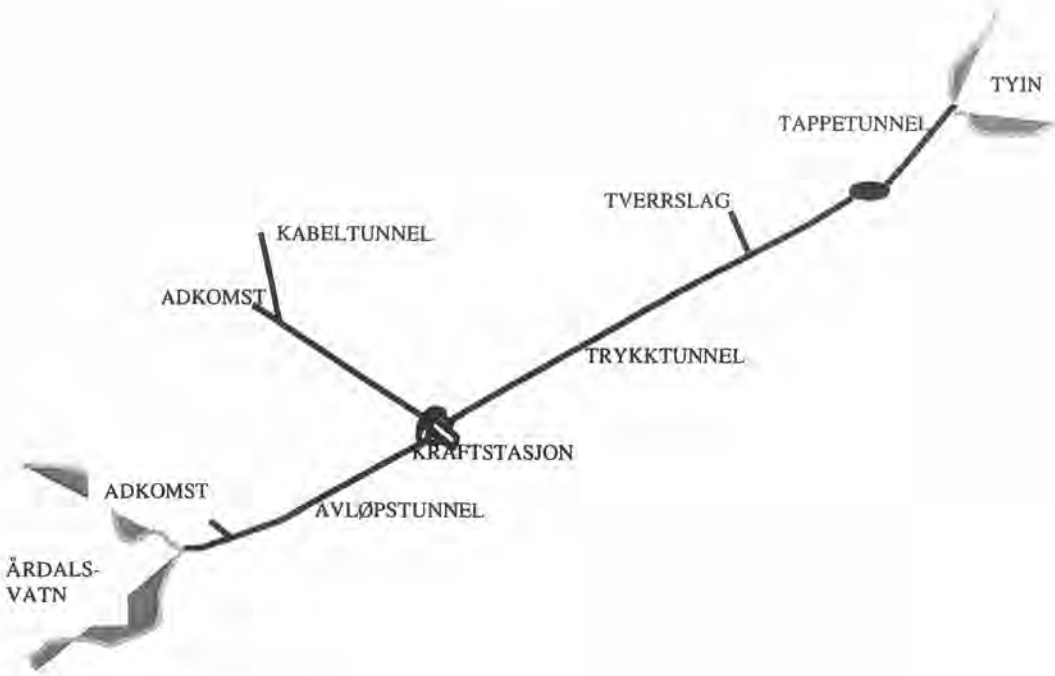
Tunneldriften startet for fullt i oktober i 2001 med adkomsttunnel inn mot stasjon og tverrslagg ved Biskopvatn vest for Torolmen. Vinteren 2002 startet arbeidene med avløpstunnelen, mens svingekammeret og tappetunnelen ble påbegynt på sommeren og høsten 2002. Per oktober d.å. er det drift på 6 stuffer og 6 borerigger er i full produksjon.

Samlet fallhøyde for systemet vil etter utbyggingen bli på 1040 m med en maksimal vannføring på 40 m^3/sek. Nedbørfeltet er på 382 km^2.

Figurene nedenfor viser eksisterende og nytt tunnelsystem:



Figur 1.1.1: Tunnelsystem, snitt.



Figur 1.1.2: Nytt tunnelsystem, plan.

1.2 Fremdrift tunnelarbeider

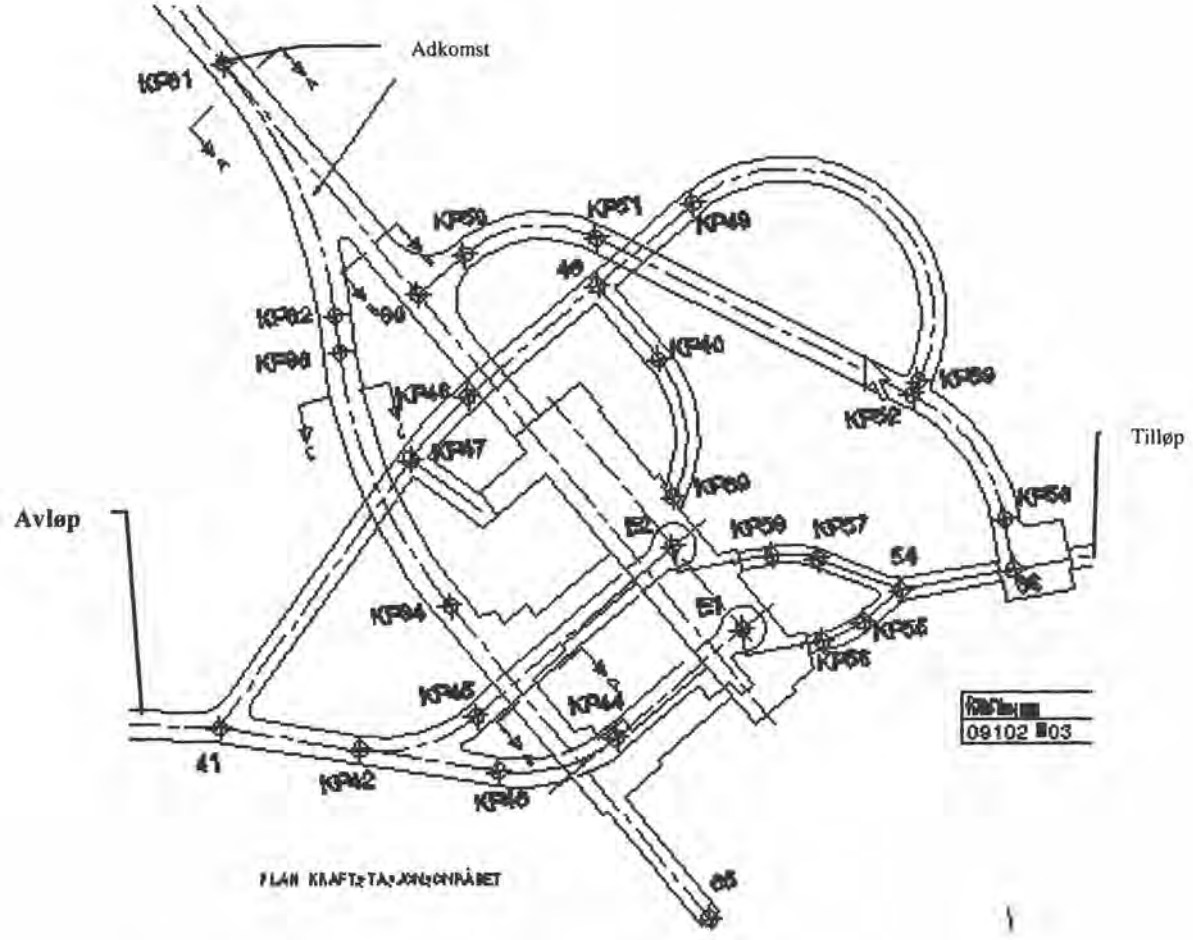
Tabellen nedenfor viser status for tunneldriften så langt i prosjektet. Vi regner med å ha siste gjennomslag i midten av september 2003.

Status på tunneldriften pr. 07.10.02				
Tunnel	Utført (m)	Gjenstår (m)	% drevet	Totalt (m)
Adkomsttunnel	1544	0	100	1544
Kabeltunnel	457	0	100	457
Tverrslag avløp	86	0	100	86
Avløpstunnel og utløp	945	1730	35	2675
Kraftstasjon tunnelsystem	905	0	100	905
Tilløpstunnel fra Stasjon	520	2126	20	2646
Tverrslag Biskopvatn	300	0	100	300
Tilløpstunnel fra Biskopvatn	2270	2090	52	4360
Biskopvatn motTorolmen	2253	2047	52	4300
Svingekammer	290	0	100	290
Tappetunnel	183	2502	7	2685
Sum	9753	10495	48	20248

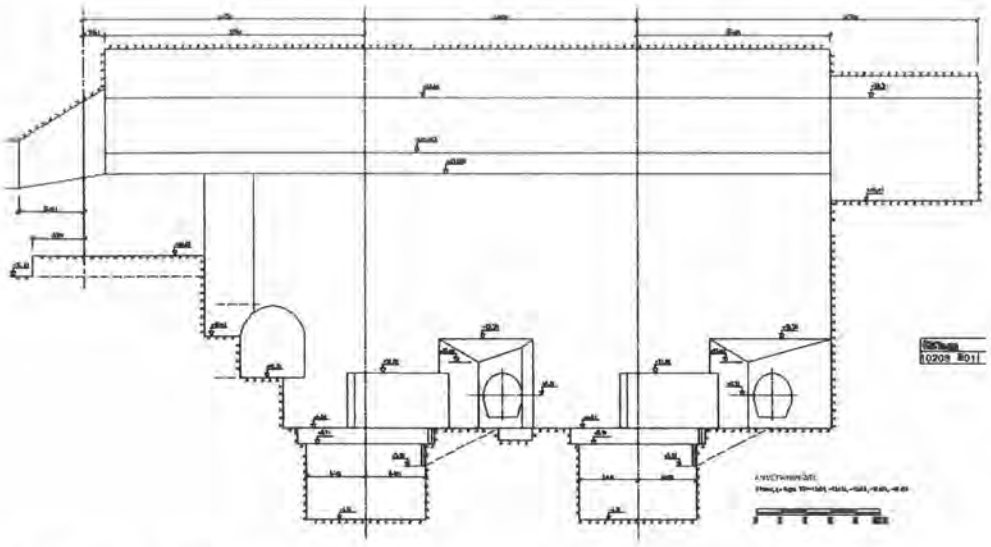
Tabell 1.1.1: Fremdriftsstatus tunneldrift.

1.3 Kraftstasjonen

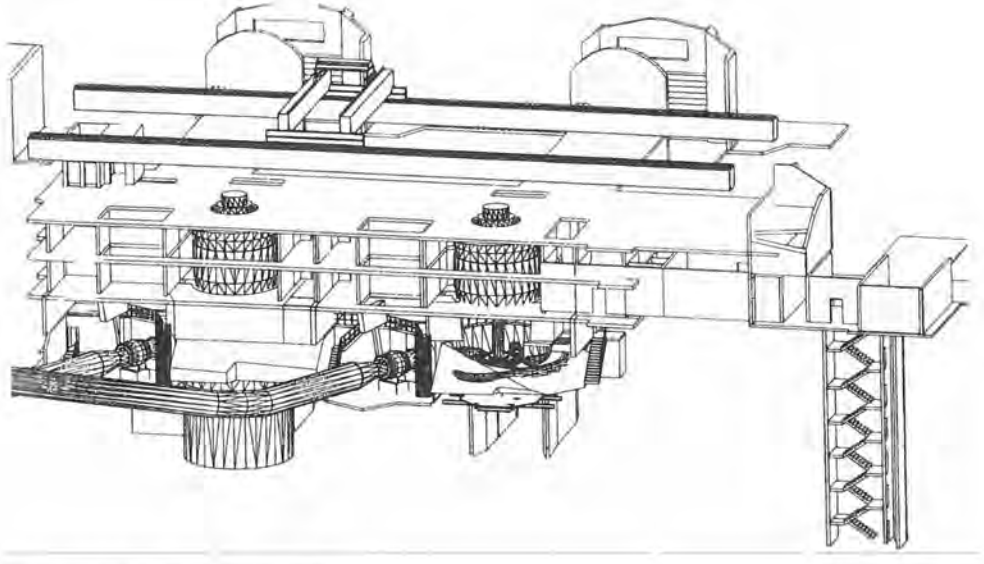
Kraftstasjonen som er under utførelse er 70 m lang, 38 m høy og 17 m bred. I den skal det installeres to stk Pelton turbiner som samlet får en effekt på 374 MW. Utforming av stasjonen og tunnelsystemet rundt er sammen prosjektert av NVK, Selmer Skanska og Hydro. Fra november er betongarbeidene i gang for fullt, og man vil bruke tiden fram til våren 2004 før alle bygningsmessige arbeider og tekniske installasjoner er ferdig. Prøvekjøring av anlegget vil foregå fra april 2004 og man rekner med å være klar for full produksjon 01.10.2004.



Figur 1.3.1 Plan kraftstasjonsområdet



Figur 1.3.2 Snitt kraftstasjonsområdet



Figur 1.3.3 Kraftstasjon 3D

1.4 Betongarbeider

Foruten betongarbeidene i kraftstasjonen kommer bekkeinntakene, inntak med lukehus ved Sletterust i vestenden av Torolmen , og et nybygg inne på aluminiumverkets område i enden av kabeltunnelen. Til sammen skal det støpes ca 7100 m^3 betong.

1.5 Prosjektorganisasjon

Helt fra anbudsstadiet var det klart for Selmer Skanska at størrelsen på jobben og kontraktsformen gjorde at det var nødvendig med en forholdsvis stor anleggsledelse med et høyt antall funksjonerer. Dette for å ivareta dokumentasjonskrav, koordinering, produksjonsplanlegging, HMS og kontakt mot publikum.

Per 22.10.02 hadde Selmer Skanska følgende bemanning på anlegget inklusiv UE:

	Selmer Skanska	Underentreprenører				Sum
		Fosse	E-Service	Heried	Hillestad	
Funksjonærer	29					29
Timelønnede	91	25	3	4	8	131
Sum						160

Tabell 1.5.1: Bemanning.

1.6 Kontrakt

Selmer Skanska sin kontrakt med Hydro er en EPC (Engineering Procurement Contract) som i prinsipp er basert på NF92. I praksis har Hydro utført en betydelig del av forprosjekteringen, mens det er opp til oss å detaljprosjektere for så å bygge det vi kommer frem til. Foruten alle fjell- og betongarbeidene har vi ansvaret for luker, ventilasjon, stålforinger og hus-elektro.

I tillegg til kontrakten med oss har Hydro valgt å inngå enda 2 EPC-er. Alstom Power skal stå for alle elektrotekniske installasjoner, mens GE Energy Norway leverer turbinene. Selmer Skanska har koordineringsansvaret.

For oss betyr kontraktsformen bla. at vi må ha en stor anleggsledelse hvor vi har med engineering -og kontraktsoppfølging som egne funksjoner.

1.7 HMS

Byggherren stiller svært strenge krav når det gjelder HMS-arbeidet på Tyin-prosjektet. Med bakgrunn i HMS-statistikken for anleggsvirksomhet generelt, så man at dette anleggets omfang i form av timeverk som skal forbrukes er så stort at det statistisk sett er høy sannsynlighet for å få alvorlige ulykker. Dette ble ikke funnet akseptabelt. Målsettingen for anlegget er at vi ikke skal ha noen fraværskader som følge av ulykker. I tillegg føres statistikk over skader som medfører medisinsk behandling, men som ikke er så alvorlige at

arbeidstakerne blir sykmeldt, en såkalt H2-verdi. Målsettingen der er at vi skal ha mindre enn 25 skader med medisinsk behandling per million timeverk.

Dersom ulykken likevel skulle være ute har anlegget gode forutsetninger for å takle nødsituasjoner i form av at vi er tilknyttet beredskapen på aluminiumsverket.

I tillegg til sikkerhetsarbeidet er det lagt stor vekt på å ha en god miljøprofil. Dette medfører stor fokus på ytre miljø, og anleggets påvirkning på de lokale omgivelsene. For å ivareta dette er det opprettet en intern kontrollgruppe som bla. tar vannprøver av avløpsvann, følger med på støy og støv-problematikk, og dessuten er med på planlegging i riggfasen slik at forholdene legges mest mulig til rette for å drive miljømessig godt.

2. ANLEGGSTEKNISKE UTFORDRINGER OG PROSJEKTGJENNOMFØRING

2.1 Tunneldriving i sprakfjell

Store deler av fjellmassivet drives i gneisbergarter med opptil 1000 m overdekning. Dette medfører at vi har hatt store spenninger i berget og sprakfjell. Første gang vi gikk inn i sprak var når vi hadde kommet ca 100 m inn i adkomsttunnelen. For å drive trygt har det vært nødvendig med forholdsvis tung arbeidssikring på utsatte partier. Sikringsmetoden har vært maskinell rensk og sprøyting av betong med alkaliefri sprøytevæske på stuff, før innsetting av polyesterforankrede bolter. I noen grad har vi måttet laste ut salven etappevis ved at vi har pigget og sprøytet etter en tids lasting før vi har kunnet fortsette å laste igjen. Det har også vært nødvendig å sprøyte stuffen og sikre den med Farex-bolter i noen tilfeller.

Spraksituasjonen har i tillegg gjort at vi har hatt visse stabilitetsproblemer i kraftstasjonshallen og tunnelsystemet rundt kraftstasjonen. For tunnelene der har det betydd avskallinger i vegger, noe som krever at vi må sprøyte helt ned til sålen. I kraftstasjonshallen har vi fått noen oppsprekninger på den ene veggen etter at den var sprøytet og boltet. Dette har medført tilleggssikring i etterkant.

2.2 Stuffer

2.2.1 Påhugg Naustbukta, driving av avløpstunnel

Drivingen av avløpstunnelen har bydd på en rekke utfordringer. I og med at tunnelpåhugget ligger rett ved et boligområde har vi vært nødt til å legge stor vekt på skånsomhet i forhold til naboene. Dette betyr at vi har restriksjoner på utkjøring, dvs. ingen massetransport ut etter klokken 2200. Massen kjøres etter dette tidspunktet på mellomlager. For ytterligere å redusere støybelastningen har vi satt opp en støyskjerm på 4 m høyde mellom naboene og anleggsplassen. Sprengning etter klokken 2200 skjer først etter et nabovarsel, og ellers prøver vi å ha minst mulig trafikk utenfor tunnelpåhugget etter dette tidspunktet på kvelden.

Ute på plassen skjer omlastning til lekter. Derfra foregår lektertransport ut til et massedeponi som ligger noen hundre meter bortenfor i Årdalsvatnet. Hver lekter tar ca 150 m3 last, noe som tilsier 3 lektere per salve. For å få anbrakt massene på riktig sted benyttes GPS.

Tverrsnittet i avløpstunnelen er noe spesielt og byr på utfordringer når det gjelder krav til borutstyr og utlasting. Tunnelen er 9,3 m høy og 5,5 m bred. For å nå opp i hengen under boring har vi brukt en ny Atlas WL-3 rigg. På grunn av at tunnelen er så smal må vi benytte nisjelasting. Dette medfører noe lang tidbruk på grunn av at tverrsnittet er på ca 45 m^2 og egentlig er for stort til at slik lasting kan sies å være optimal. Inndriftene frem til nå har ligget på ca 50 m/uke.

2.2.2 Påhugg Temrebakkene, driving av adkomsttunnel, stasjon og trykktunnel

Hovedutfordringen her har vært å drive i sprakfjell. Konkret betyr det å drive sikkert under stort tidspress, da sprengning av adkomst og kraftstasjon har ligget på tidskritisk linje. I løpet av vinteren 2002 ble det klart at drivingen av adkomsttunnelen gikk noe for sent. Det ble derfor besluttet å forsere ved at vi gikk over til døgndrift og 12-timers skift med en uke arbeid

og en uke fri for tunneldriverne. Frem mot påske hadde vi tatt igjen det tapte, og vi kunne gå over til 2+1 ordning igjen. Beste uke i tiden med forsering ble det drevet 104 m, mens gjennomsnittet lå på ca 75 m. Tunneltverrsnittet er på 45 m^2.

Uttaket av stasjonen har gått rimelig bra. I snitt har det blitt tatt ut ca 3800 fm^3 i uken inklusiv sikring og sprengning av tunnelsystemet i rundt. Foruten pallrigg har èn AC- 353 rigg boret det meste av fjellet i stasjonen. I tillegg har vi brukt en eldre AC-185 til noe bolting, og en AC-L2 til drivingen av forgreningstunnelene fra trykktunnelen og inn mot turbinkamrene. I de ukene hvor det har vært pallskyting har hovedjobben vært å få ut steinen på kort nok tid. Sikringsmengden har blitt noe større enn beregnet på grunn av spraksituasjonen.

Betongarbeidene starter for fullt i uke 43-2002 med støping i bunn av turbintrommene.

Trykktunnelen drives fra stasjonen med en stigning på 1:6. Tverrsnittet fra stasjonen og opp til svingesjakten er på 36 m^2. Underentreprenør har utkjøring, mens vi selv laster med beltelaster CAT 963.

2.2.3 Tverrslag Biskopvatn, driving mot inntak på Sletterust og mot Trykktunnel

Fra Tverrslaget på Biskopvatn drives tunnelen i to retninger: mot inntak og mot gjennomslag i trykktunnelen. Her drives det vekseldrift og vi har en borerigg på hver av stuffene, type AC-353. Utlastingen foregår på samme måte som i trykktunnelen med beltelastere, en på hver stuff. Tverrsnittet fra Biskopvatnet er noe mindre enn i trykktunnelen ($27m^2$) fordi man trenger et større areal først etter sammenkoblingen med det gamle tunnelsystemet via svingesjakten. På grunn av at tverrsnittet er så lite har vi måttet drive med skjevt profil for å få plass nok til ventilasjonsduken.

På stuffen mot trykktunnelen har vi stort sett hatt bra fjell, men en del innlekkasje av vann i et begrenset område. Tunnelen går 1:10 på synk (senere 1:6) så med vanninnsig stiller dette høye krav til pumpekapasiteten..

I retningen mot inntaket er det geologien som byr på utfordringer. Her består bergarten av mye fyllitt og det har vært nødvendig med masseutskiftning i sålen for å holde vegbane. I tillegg er fjellet tungsprengt.

Gjennomsnittlig ukeinndrift har ligget på ca 120m/uke for de to stuffene tilsammen.

2.2.4 Påhugg Torolmen, driving mot utslag under Tyin

Tunneldriften på Torolmen startet i september 2002. Bergarten vi driver i er også der fyllit. Masseutskifting er nødvendig og vi har også sett oss nødt til å legge ned fiberduk i bunnen for å holde veibanen akseptabel. Lastingen foregår ved hjelp av en spesialkonstruert ITC-Shaeff graver med transportbelte som går til baksiden av maskinen. På denne måten kan vi få steinen lastet i dumper på stuff i stedet for nisjelasting selv med et så lite profil som 20 m^2. I tillegg utføres rensk i heng, vegger og stuff med maskinskuffen. For arbeidsmiljøet er det gunstig å bruke en slik laster på grunn av at den drives elektrisk og ikke forurenser luften.

Tunneldriften på Torolmen er preget av at vi må ta store miljømessige hensyn. Tipp og tunnelpåhogg ligger rett ved kanten til vannet som er drikkevannskilden i Årdal. Dette betyr at vi er nødt til å avskjære sigevann fra tippen slik at dette ikke renner rett ut i vannet før slammet har lagt seg. For avløpsvannet fra tunneldriften har vi måttet legge ut en sjøledning som fører tunnelvannet nedstrøms vannet før det kan slippes ut.

En av de største utfordringene vi ser for oss ved driften fra Torolmen er at tunnelinnslaget ligger på 1000 meters høyde. Dette innebærer at vi må montere et snøoverbygg utenfor påhogget, og vi har måttet anskaffe hjullaster med snøfres for at vi skal ha noen sjanse til å holde tippvegen åpen. I og med at riksvegen som går forbi ofte må stenges, er det anskaffet beltevogn for persontransport under slike forhold.

2.3 Svingekammer

Påhugget til svingekammeret befinner seg ved den gamle vegen som ble bygd som anleggsveg under den første utbyggingen i Årdal, påbegynt ca1910. Vegen går flatt inn fra Sletterust på kote 1000, og er benyttet som adkomst for alt utstyr vi har brukt for drivingen. Bortsett fra noe oppgrusing og bruk av kjøreplater, har vi egentlig ikke måttet ruste opp vegen nevneverdig. Dette sier mye om kvaliteten på utførelsen fra den tiden! Vegen var neppe dimensjonert for lasteutstyr på 25 tonn...

Bilde 2.3.1 1000-meter vegen

I forbindelse med svingekammeret kobles det gamle takrennesystemet inn på trykktunnelen via en profilboret sjakt på 4,04 m i diameter og 436 m lengde. Det er Skanska Raise Boring AB som skal utføre denne jobben for Selmer Skanska. Sjakten skal være ferdig boret til juni 2003, noe som betyr at sjaktborerne må bo inne i svingekammeret gjennom store deler av vinteren. Sjakten drives ved at man først borer et 12" pilothull ned, før man rømmer opp med den større borkrona.

2.4 HMS-arbeid i praksis

2.4.1 Generelt

Som nevnt legges det stor vekt på at prosjektet skal gjennomføres på en sikrest mulig måte i tillegg til at anlegget skal ha en god miljøprofil. For å komme i mål med dette arbeidet er det tvingende nødvendig med gode systemer, samarbeid med egne timelønte, byggherre, under- og sideentreprenører.

Hydro har stor erfaring med HMS-arbeid fra oljebransjen og har i tillegg til å stille krav vært veldig behjelpelig med å komme med positive innspill slik at kravene kan oppnås.

Selmer Skanska og Hydro har hver sin mann på anlegget som jobber heltid med å følge opp HMS-arbeidet. For oss var det fra første stund klart at det er umulig for èn person å gå rundt å "passe på" folk. Det blir derfor jobbet mye med at alle som er ansatt på prosjektet skal få et eierskap til HMS-arbeidet.

Før noen får begynne å jobbe på anlegget må de gjennomgå et sikkerhetsopplegg hvor de blir informert om hvilke regler som gjelder, virkemidler som brukes, beredskapsplaner og personlig ansvar. Videre klarlegges hvilket kompetansenivå med henblikk på sikkerhet den enkelte har i forhold til den jobben man skal utføre. Gjennomgangen avsluttes med at den ansatte må skrive under på en personlig sikkerhetsinstruks hvor man forplikter seg til å innrette seg etter de regler som gjelder.

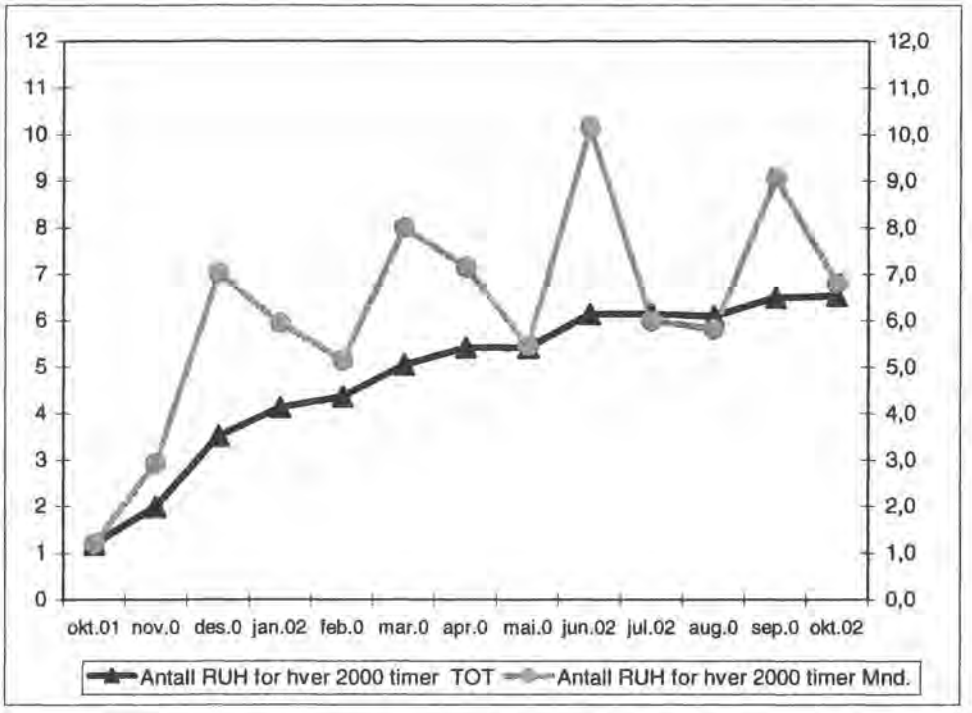
2.4.2 Virkemidler

- Rapportering av uønskede hendelser og forhold (RUH-rapportering):

Rapportering av uønskede hendelser er et av de beste virkemidlene vi har for å unngå ulykker og skader. Rapporteringene er høyst forebyggende i og med at vi dermed får muligheten til å rette på forholdene før ulykker oppstår. Det har blitt lagt inn store ressurser på å få disse hendelsene opp på bordet. Bransjen har tradisjonelt bestått av mange "tøffe karer" som mente slik rapportering grenset til angiveri. Disse holdningene har vi klart å snu på Tyinprosjektet.

Fra første dag ble det poengtert at slik rapportering behandles konfidensielt av den HMS-ansvarlige, og at anleggsledelsen forplikter seg til å rette på de forholdene som innrapporteres. Videre blir det lagt ut samlelister som viser de forhold som er rapportert inn. Disse viser forslag til tiltak og om tiltak er gjennomført. Den beste motivasjonen folk har er å se at tiltakene på egne rapporteringer faktisk blir gjort. Som en ekstra

motivasjonsfaktor blir det trekt ut premier hver måned blant alle de som har levert inn RUH-er. Riset bak speilet har vært å informere om de harde fakta over hvor mange ulykker og skader som vil skje på et såpass stort prosjekt dersom en legger anleggsbransjen sin statistikk til grunn. Figuren nedenfor viser utviklingen i RUH-rapporteringen per 2000 timeverk på Tyin-Prosjektet:



Figur 2.4.2.1 Rapportering av uønskede hendelser pr 2000 timeverk.

- Sikker Jobb Analyse (SJA):

I de tilfeller hvor vi skal utføre en jobb som ikke er del av den daglige rutinen eller som anses som spesielt risikofylt, utarbeider vi en såkalt Sikker-Jobb-Analyse. SJA er egentlig ikke noe nytt, arbeiderne har også før satt seg ned å pratet om hvordan de skal angripe spesielt risikofylte jobber. Forskjellen er at nå setter vi konklusjonene ned på papiret. Dette er ikke noen vidløftig jobb, men vi legger vekt på å få med arbeidsoppgavene som skal utføres, hvilke risikomomenter vi ser for oss med jobben, og hvilke sikkerhetstiltak som må gjøres. Det er også viktig for oss at alle som skal delta i jobben er med på denne gjennomgangen og har sjansen til å komme med sine innspill.

Alle RUH og SJA som blir utarbeidet på prosjektet blir innrapportert i en database som er felles for alle prosjekter i Selmer Skanska. Dataprogrammet som blir brukt heter Pride Synergi, og det er håpet at vi med en felles database kan dra nyttige erfaringer også fra andre prosjekter.

- Vernerunder:

Disse utføres hver uke med representanter fra Hydro, Selmer Skanska, og underentreprenører. Før hver vernerunde har man et lite møte der siste ukes hendelser tas opp og det diskuteres om det er spesielle forhold det bi må rette på. Vernerundene gir nyttige innspill ved at man ofte blir gjort oppmerksom på forhold man har "sett seg blind på".

- Kampanjer:

På Tyin-anlegget har vi gjennomført noe vi har kalt "Ta-To-kampanjer". Dette har vært samlinger hvor vi har hatt gruppearbeid og satt fokus på hvilke utfordringer vi ser for oss i tiden fremover. Gruppearbeidet har vært fruktbart og det virker som om både ledelse og arbeidstakerne har fått eierskap til en del problemstillinger. Dette gjør at vi har fått tatt tak i en del forhold som kanskje ellers ikke ville ha kommet opp. På samlingene blir det også poengtert viktigheten av hele tiden å tenke sikkerhet i samband med de arbeidsoppgavene vi daglig utfører.

- Kursing/Øvelser:

I forbindelse med anlegget er det gjennomført 40-timers HMS-kurs fra basnivå og oppover, kurs i varme arbeider og beredskapsøvelse.

2.4.3. Erfaringer

Det legges ned et betydelig arbeid på prosjektet for å ivareta de målsettinger som er satt med hensyn til HMS. Fram til nå har det blitt jobbet i overkant av 200 000 timeverk på prosjektet. I løpet av denne tiden har vi hatt 0 stk fraværskader og 5 småskader som har medført medisinsk behandling. Dette er tall vi er godt fornøyd med.

Det som imidlertid er klart er at sikkerhetsarbeidet må være strukturert, målrettet, og konsekvent. I tillegg må det være vilje til å sette inn de ressursene som kreves i form av personell og penger. Godt sikkerhetsarbeid med ryddighet på arbeidsplassen og arbeidere som føler seg trygge er nemlig god butikk!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

SINGAPORE, TUNNELBANEPROSJEKT I LOSMASSER, STASJONER OCH TBM TUNNELER

Singapore, Subway project in soil, stations and TBM tunnels

Teknologie Doktor Lars-Olof Dahlström, NCC Engineering

SAMMANFATTNING

Singapore är ett litet och tättbefolkat land och stora infrastruktursatsningar görs för att frigöra mark och förbättra kommunikationssystemet. Effektivisering av markanvändandet medför att stora satsningar görs på undermarksprojekt, vilket ger utrymme för ovanjordsbyggande som bostäder, kontor, parker och andra anläggningar. Singapore har även de nödvändiga ekonomiska förutsättningarna som behövs för att genomföra ett stort antal kostsamma undermarks projekt.

En av de satsningar som nu görs i Singapore är utbyggnad av dess tunnelbanesystem. NCC International har tillsammans med en lokal partner, Woh Hup Pte Ltd, samt Shanghai Tunnel Engineering, fått uppdraget att projektera och bygga en delsträcka av Circle Line stage 1, kontrakt C285.

Projektet omfattar entreprenadarbeten för ca 1,5 km tunnelbana inklusive fyra stationer. Stationerna är upp till ca 40 m djupa. Stationerna förbinds med dubbeltunnlar. Stationerna byggs med slitsmursteknik och tunnlarna drivs med TBM och "cut & cover" teknik.

Tunnlarna och stationerna byggs under mycket varierande geotekniska förhållanden. På menyn står bland annat fyllnadsmaterial, lös lera, sand, silt, grus samt sedimentära bergarter.

Förutom de geotekniska problemen byggs tunnlarna i bland de mest trafikerade och under dagtid mest folktäta områdena i Singapore. Ett flertal viktiga och känsliga byggnader kommer att passeras mycket nära. Detta ställer naturligtvis stora krav på fungerande trafikomläggningar och konstruktioner som minimerar sättningar och deformationer.

SUMMARY

Singapore is a small and densely populated country, and big investments to upgrade the infrastructure are made, to improve the effective use of land and to improve the public communication service. The lack of land entail that big infrastructure

programs are located underground to give space for housing and other constructions. The economical status, prevail Singapore to realize a number of expensive projects.

The extension of the subway system is one of the investments that are carried out. NCC International in consortium with the Singaporean company Who Hup Pte Ltd, and the Shanghai Tunnel Engineering have got the assignment to design and build a section of the Circle Line stage 1, subway project, C285.

The contract C825 includes construction of about 1.4 km of tunnel and 4 stations. The stations are connected with double tube tunnels. The stations are mainly constructed with diaphragm wall techniques and the tunnels are driven with TBM and partly with cur & cover techniques.

The tunnels and the stations are constructed in very varying geological conditions. Fill, soft clay, sand, silt, gravel and sedimentary rock are encountered.

Beside the complicated and complex geotechnical condition encountered, the tunnels and stations are constructed among the busiest streets and populated areas in Singapore. Further, the tunnels and stations will be constructed very close to a number of important and sensitive buildings. This make, of course, great demands on traffic diversions and constructions that minimize ground deformations.

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Singapore är beläget på Malackahalvöns sydligaste spets (Figur 1), ca 140 km norr om ekvatorn, och består av en huvudö samt ett 60-tal mindre öar. Huvudön är ca 42 km i öst västlig riktning och 23 km i nord-sydlig riktning. Den totala ytan inklusive de mindre öarna är ca 647 km kvadratkilometer. På denna yta samsas idag ca 4 miljoner invånare, vilket medför ca 6000 personer/km^2. Singapore är ett rikt land och ekonomin baseras i huvudsakligen på handel och hamnverksamhet.

Figur 1 Singapores läge i Sydostasien

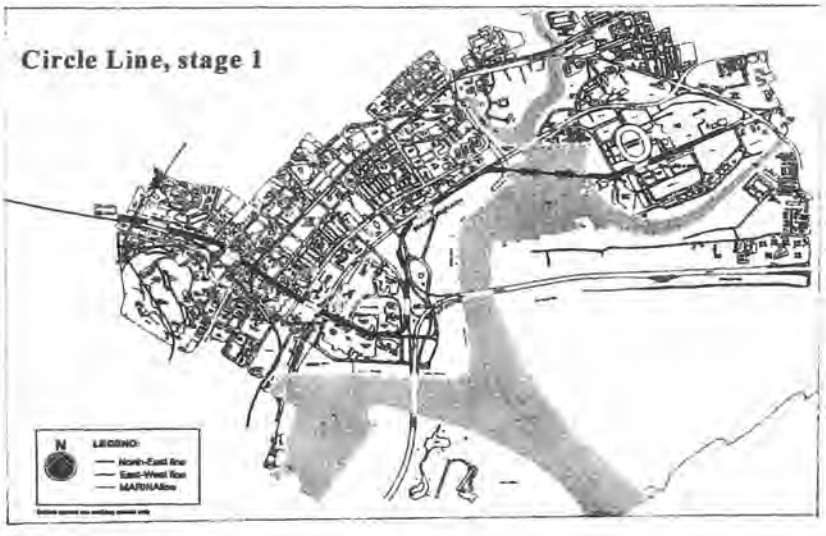
Eftersom Singapore är ett litet och tättbefolkat land pågår och planeras stora satsningar på utbyggnad och utveckling av dess infrastruktur. Utrymmesbrist medför att man planerar att förlägga så mycket som möjligt under mark för att därmed frilägga mark för andra syften som bostäder, parker och andra anläggningar. Ett av de stora projekten i infrastrukturprogrammet är utbyggnad och utveckling av tunnelbanesystemet.

Mot bakgrund av de planerade satsningarna på infrastruktur i området etablerade NCC International AB ett kontor i Singapore för ca 3 år sedan. Kontoret är specialiserat på anläggningsarbeten, och framförallt undermarksarbeten. Ett flertal anbud har lämnats och hittills har man erhållit två stora kontrakt avseende utbyggnad av tunnelbanesystemet. En delsträcka på Circle Line stage 1, C825 erhölls Aug, 2001. Senare, Aug 2002, fick man även uppdraget att projektera och bygga ytterligare en delsträcka på Circle Line C822 (Aug, 2002). Denna rapportering avser, Marina Line, C825.

2 PROJEKTBESKRIVNING, C825

Hela projektet består av totalt 5.4 km tunnlar och 6 stationer, figur 2. Det är kostnadsberäknat till ca 1 miljard Singapore-dollar, vilket motsvara ca 6 miljarder SEK.

Delsträcka C825 omfattar ca 1,5 km tunnel som förbinder 4 underjordiska stationer. Sträckningen går genom de mest kända affärs- och trafikerade områdena i Singapore. Bland annat kommer tunnlar och stationer byggas mycket nära byggnader som presidentbostaden, Singapore Art Museum och Raffels hotell mm. Hela projektet beräknas vara färdigställt under 2006.



Figur 2. Circle Lines, stage 1.

Delsträckans centrala läge i ett tät- bebyggt och befolkat affärsområde, medför alla de extraordinära problem som uppkommer vid byggande i stadsmiljö. Krav på minimal påverkan på befintlig trafik medför stora planeringsinsatser avseende trafikomläggningar, temporära konstruktioner och logistik. Utrymme för upplag av byggnadsmaterial är mycket begränsat, vilket medför "just in time" leveranser. Närheten till viktiga och känsliga byggnader ställer stora krav på teknikval för att minimera sättningar och deformationer.

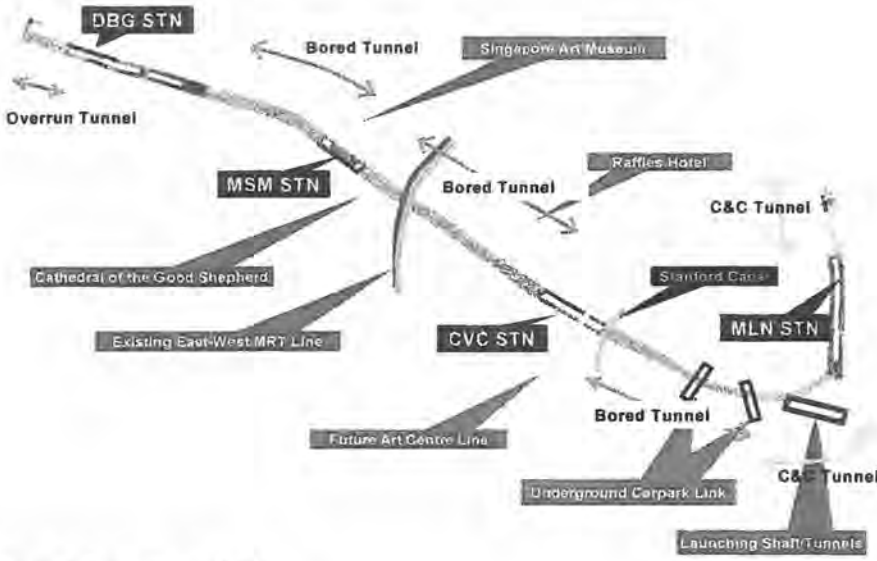
En illustration över C825: s sträckning visas i Figur 3. Från väster drivs en ca 2x100 m lång "over run tunnel" med konventionell schaktningsteknik (NATM, SLC).

Dhoby Ghaut Station förbinds med Museum station (MSM STN) med två parallella TBM borrade tunnlar.

Museum STN belägen vid Singapore Art Museum och förbinds med Convention Center (CVC STN) med två parallella TBM tunnlar. Tunnlarna kommer att passera känsliga och historiska byggnader såsom Raffles hotel och "Cathedral of Good shepherd". Dessutom passerar tunnlarna under den existerande tunnelbanan East-West MRT line.

Convention Center STN gränsar i öster med Stanford kanal.

Sträckan mellan Convention Center och Millenia station (MLN STN) drivs delvis med TBM. I anslutning till Millenia Station används "Cut and Cover" teknik av en sträcka på ca 600 m.



Figur 3 Översikt av C825

2.1 Beställaren

Projektets beställare är Land Transportation Authority (LTA), som i princip motsvarar det Svenska Vägverket, Banverket och i Stockholm även SL i en organisation. De har med andra ord bland annat ansvar för vägar och spår på ön. Beställaren har en egen teknikorganisation med hög kompetens, men köper även tjänster av specialister från hela världen.

2.2 Konsortiet

JV konsortiet som efter upphandling erhöll kontraktet består av:

- NCC International AB (35%)
- Woh Hup Pte Ltd, en lokal entreprenör (33%)
- Shanghai Tunnel Egineering Co. Ltd. (32%)

Konsortiet har anlitat ett antal konsulter för att hantera design- och arkitektfrågor etc.

2.3 Förfrågningsunderlaget

Upphandlingen är av typen styrd totalentreprenad, dvs. entreprenören har ansvaret för både projektering och byggande. Beställaren har dock specificerade krav på funktion, materialval och utförande.

Förfrågningsunderlaget höll mycket hög kvalitet inkluderande ett översiktligt förslag. De frågor och förutsättningar som var av speciellt intresse för beställaren är:

- Väl beprövade metoder skall användas
- Valda lösningar skall vara säkra
- Arkitektonisk utformning av stationerna (en viktig förutsättning är att få ner så mycket dagsljus som möjligt).

Det geotekniska underlaget skiljer sig från det som normalt brukar tillhandahållas i förfrågningsunderlag i Skandinavien. Beställaren redovisar alla utförda geotekniska undersökningar, vilket var omfattande. Den geotekniska rapporten omfattade över 1000 sidor i 15 volymer.

I anbudsskedet skulle entreprenören upprätta en tolkad profil och förslag till geotekniska dimensioneringsparametrar. Detta var relativt nytt även i Singapore där det tidigare varit normalt att beställaren tillhandahållit dessa uppgifter.

3 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN

3.1 Allmänt

Mycket omfattande fält- och laboratorieundersökningar var utförda av LTA:s geotekniska konsult, Soil & Foundation (PTE) Ltd.

Av tidsskäl utfördes inte några kompletterande undersökningar i anbudsskedet. Vidare var bedömningen att behovet av kompletterande undersökningar i samband med anbudet var relativt litet, då de av beställaren utförda undersökningarna var mycket omfattande. I Tabell 1 redovisas de i huvudsakligen utförda fält- och laboratorieundersökningarna. Baserat på de utförda undersökningarna klassificerades de geologiska förhållandena enligt det lokala systemet, Tabell 2

Tabell 1 Huvudsakligen utförda fält- och laboratorietester

Fältundersökningar	Laboratorieundersökningar
SPT CPT Vingborrning Kontinuerlig provtagning med foderrör Ostörd provtagning med kolvprovtagare Kärnborrning Hydraulisk konduktivitet Grundvattenmätning, rör och portrycksgivare	Standardtester Triaxialförsök Konsolideringsförsök Permeabilitetsförsök Kompressionsförsök Omfattande miljötekniska undersökningar Kärnloggning UCS etc.

Tabell 2 Klassificering av förekommande geologiska formationer (lokalt system)

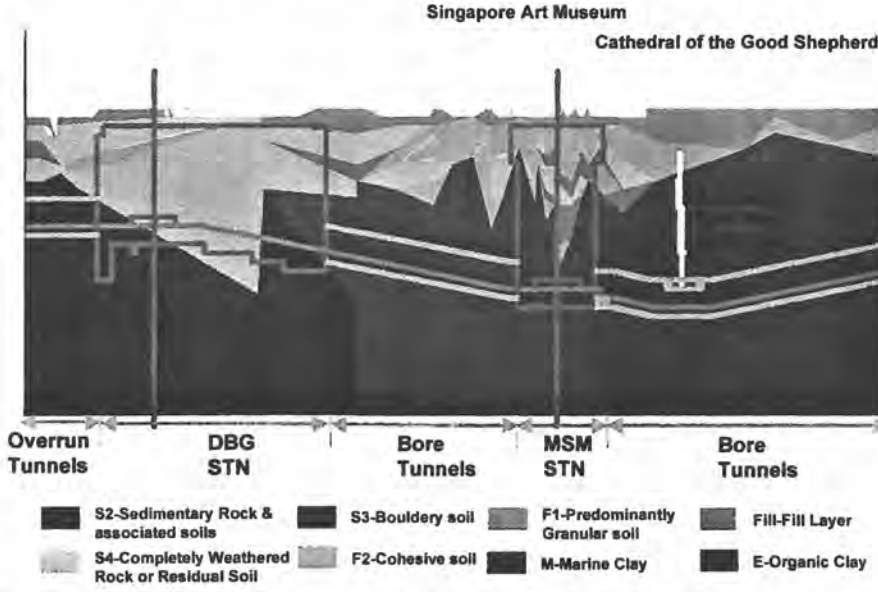
Geologisk formation	**Symbol**	**Beskrivning**
Fyllning	Fill	(lerig, siltig) SAND (lerig, sandig) SILT Ofta uppblandad med byggavfall, betong och sprängsten. I ytan förkommer ofta lager av betong
Kallang Formation	E	Organisk LERA
	F1	Fluvial SAND
	F2	Fluvial LERA
	M	Marin LERA
Old Alluvium	O	(Siltig, lerig) SAND
Jurong Formation	S4	**Helt vittrat berg och tillhörande jordar** Siltig SAND Siltig LERA Lerig SILT
	S2	**Måttligt till mycket vittrat berg** SANDSTONE SILTSTONE MUDSTONE
	S3	**Blockig lera** Kompetent SANDSTONE i en siltig/sandig LERA, blockhalt 30-40%
	S1	**Ovittrat till något vittrat berg** SANDSTONE SILTSTONE MUDSTONE

3.2 Stationer

De geotekniska förhållandena är mycket varierande med kraftiga lokala variationer, inte bara mellan stationer utan även inom samma stationsområde.

Dhoby Ghaut och Museum

De geotekniska förhållandena vid stationerna Dhoby Ghaut och Museum redovisas översiktligt i Figur 4 respektive tabell 3 och 4.



Figur 4 Tolkad geologisk profil för stationerna Dhoby Ghaut och Museum

Tabell 3 Beskrivning av geotekniska förhållanden, Dhoby Ghaut station

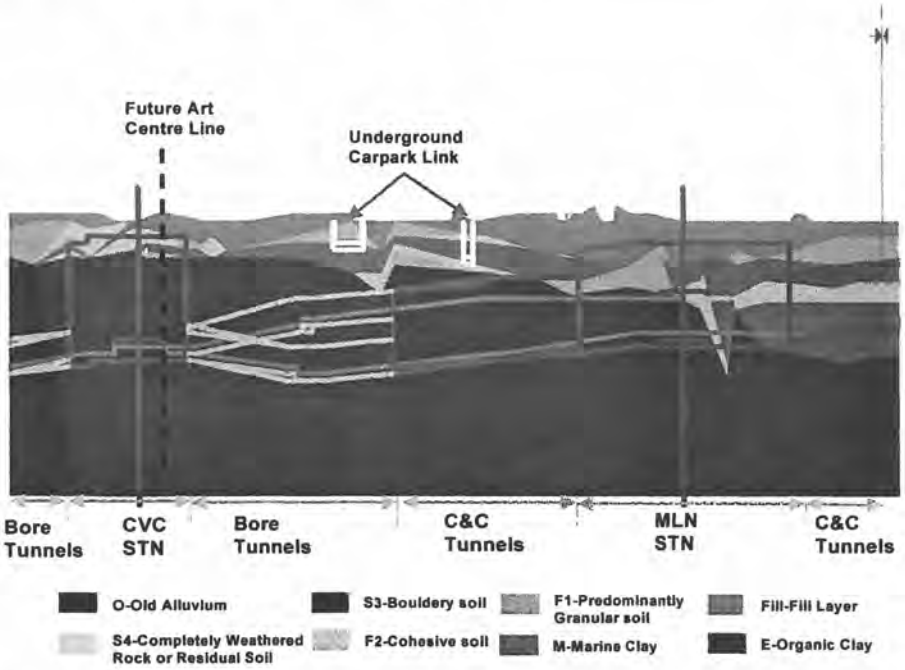
Djup [m]	Beskrivning	Geologisk klass
~ 0 - 2	Vägöverbyggnad, och fyllning, mycket fast siltig något grusig SAND, medelfast	FILL
~ 2 - 6	Organisk LERA, lös	E
~ 6 - 10	Siltig lera	F2
~ 10 - 14	Siltig lera, fast Siltig SAND, mycket fast	S4
~ 14 – 35	SILTSTONE LERA och SANDSTONE (I den östra delen av stationen)	S2 S3

Tabell 4 Beskrivning av geotekniska förhållanden, Museum station

Djup [m]	Beskrivning	Geologisk klass
~ 0 - 2	Vägöverbyggnad, och fyllning, fast Siltig grusig SAND, medelfast	FILL
~ 2 - 10	Varierande jordar dock huvudsakligen SAND, löst lagrad	E F1
~ 6 - 10	Siltig lera	F2
~ 10 - 14	Siltig LERA, lös - fast	S4
~ 14 – 17	Marin LERA, lös (i östra delen av stationen)	M
~ 17 – 35	Siltig LERA, lerig SILT SANDSTONE/SILTSTONE	S3

Convention Centre och Millenia

De geotekniska förhållandena vid stationerna Dhoby Ghaut och Museum redovisas översiktligt i Figur 5 respektive tabell 5 och 6.



Figur 5 Tolkad geologisk profil för stationerna Convention Center och Millenia

Tabell 5 Beskrivning av geotekniska förhållanden, Convention Centre station

Djup [m]	Beskrivning	Geologisk klass
~ 0 - 2	Vägöverbyggnad, fyllning och betong Siltig grusig SAND, medelfast	FILL
~ 2 - 7	Varierande lager av Organisk LERA, lös Marin LERA, lös	 E M
~ 7 - 11	Siltig SAND, fast	O
~ 11 - 47	Varierande lager av Siltig/sandig LERA – lerig/siltig SAND, fast	 O

Tabell 6 Beskrivning av geotekniska förhållanden, Millenia station

Djup [m]	Beskrivning	Geologisk klass
~ 0 - 2	Siltig LERA, lös - fast	FILL
~ 2 - 7	SAND, lös – medelfast	FILL
~ 7 – 27 ~ 7 – 14	Marin LERA, lös (i norra delen av stationen) SAND, lös (i södra delen av stationen)	M F1
~ 11 - 47	Varierande lager av Siltig/sandig LERA – lerig/siltig SAND, fast	 O

3.3 Tunnlar

Entreprenadgräns (51+150) – Dhoby Ghaut
Berget består huvudsakligen av bergtyp S1, dvs sandsten, siltsten och lersten, mer eller mindre vittrat. I området dominerar lersten med lager av sand- och siltsten. Sprickfrekvensen är hög, generellt >15 sprickor/meter.

Den planerade tunneln är ca 2 x 100 m och kommer att drivas med konventionell teknik (NATM, SLC). Tunneltaket är beläget ca 14 m under befintlig marknivå och bergtäckningen varierar mellan ca 1 till 3m. Från stationen kommer tunneln att drivas med mycket liten till ingen bergtäckning. Jordarna direkt över tunneln består av mycket fast siltig lera. I mitten av tunnelsträckningen har bergtäckningen sannolikt ökat till ca 2 m och den överlagrande jorden består av siltig sand. I allmänhet kan bergkvaliteten betraktas som mycket dålig. Den hydrauliska konduktiviteten är relativt måttlig, $1\text{-}7 \times 10^{-7}$ m/s.

Dhoby Ghaut – Convention center
Tunneln drivs med TBM teknik genom huvudsakligen blockig jord. Blocken består vanligen av sandsten som är inbäddade i fast siltig/sandig lera. Blockhalten ligger mellan 30-40%.

Convention Center - Millenia
På tunnelnivån består formationen huvudsakligen av old alluvium, ofta innehållande siltig sand till siltig lera. Jordarna är fasta till mycket fasta. Tunnelsträckan drivs delvis med TBM teknik och delvis som "cut and cover".

Millenia – entreprenadgräns (53+771)
Tunneln går här i mycket lös marin lera, lös organisk lera och fast siltig lera. Delen drivs som "cut and cover"

4 SCHAKTNINGS OCH DRIVNINGSMETODER

4.1 Stationer

Jord- och bergmassan längs sträckningen har mycket varierande egenskaper, från mycket lös marin lera till något vittrat sedimentärt berg.

Stationer utförs i huvudsak som slitsmurar. Dessa är normalt dyra men blir kostnadseffektiva när de tillåts ingå i den permanenta konstruktionen. För att minimera temporära konstruktioner, deformationer samt minska störningar på markytan används "Top-Down" teknik. Vilket innebär att allt eftersom man schaktar sig ner installeras bjälklag.

Eftersom grundvattennivån är belägen nära markytan utsätts konstruktioner för relativt höga grundvattentryck, varför man måste beakta inläckage och risk för bottenupptryckning samt sättningar i omgivningen till följd av grundvattensänkningar.

Dhoby Ghaut
Stationen som är upp till 29 m djup utförs med slitsmursteknik. Den norra och södra delen är redan utförd i en tidigare entreprenad. Entreprenadgränsen utgörs av en sekantpålevägg. Den östra delen av stationen som utförs i C825, utgörs av förlängning av tidigare utförd slitsmur samt färdigställande av stationen. Ett problem som beaktats under projekteringen är förekomsten av block.

Museum
Stationen som är upp till 34 m djup utförs med slitsmursteknik. Jordformationen under ca 14 m består av mycket fast blockrik lera, vilket försvårar schaktningen.

Convention Center
Stationen är upp till ca 27 m djup. Här är förhållandena mycket lämpliga för slitmursteknik. Från ca 11 m djup består jordformationen av siltig/sandig och lerig/siltig sand.

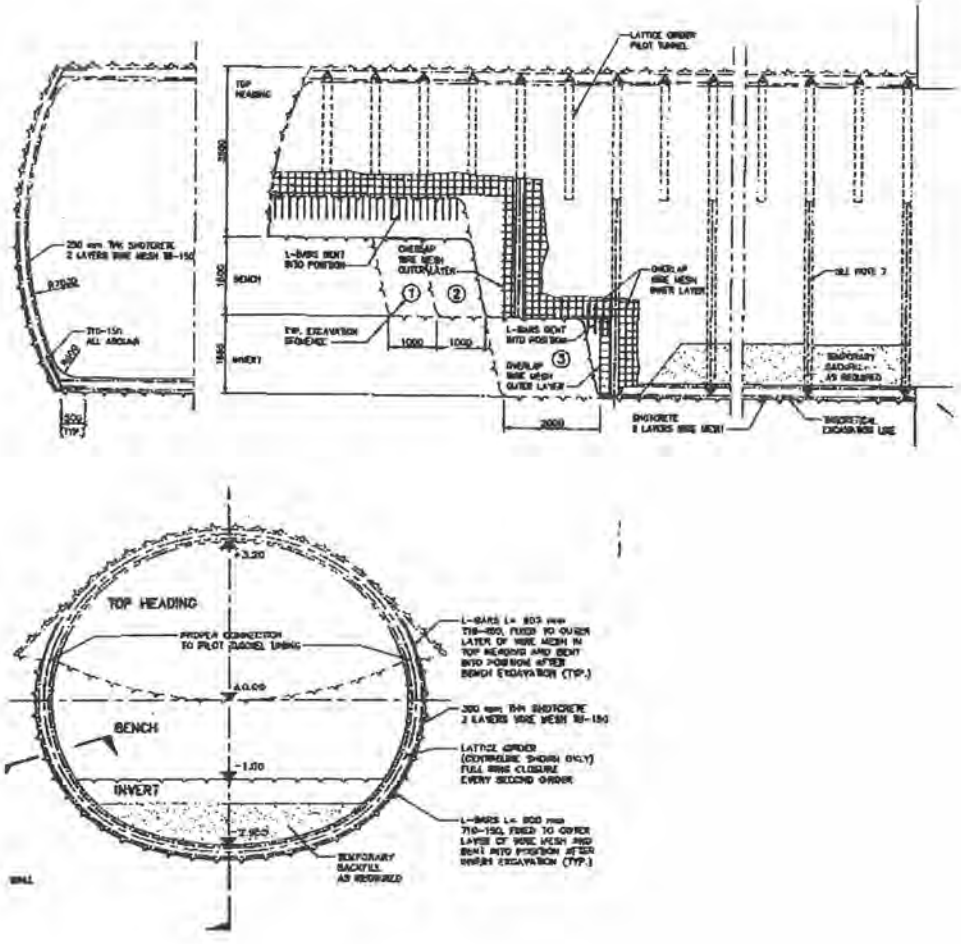
Millenia
Stationen är upp till 26 m djup. I norra delen, på 7 till 30 m djup påträffas mycket lös marin lera. Leran kommer även att påträffas under grundläggningsnivån. Stationen utförs således med slitsmurar och omfattande pålning.

4.2 Tunnlar

Från väster drivs en ca 2x100 m lång och ca 7 m bred, "over run tunnel" med konventionell schaktningsteknik (NATM, SLC). Tunneln drivs från Dhoby Ghaut (DBG STN) Station mot väster. Tunneln drivs ca 14 m under markytan med liten eller ingen bergtäckning. Intill tunneln finns en befintlig tunnelbana, varför endast mycket små horisontella deformationer kan accepteras. Även tillåten

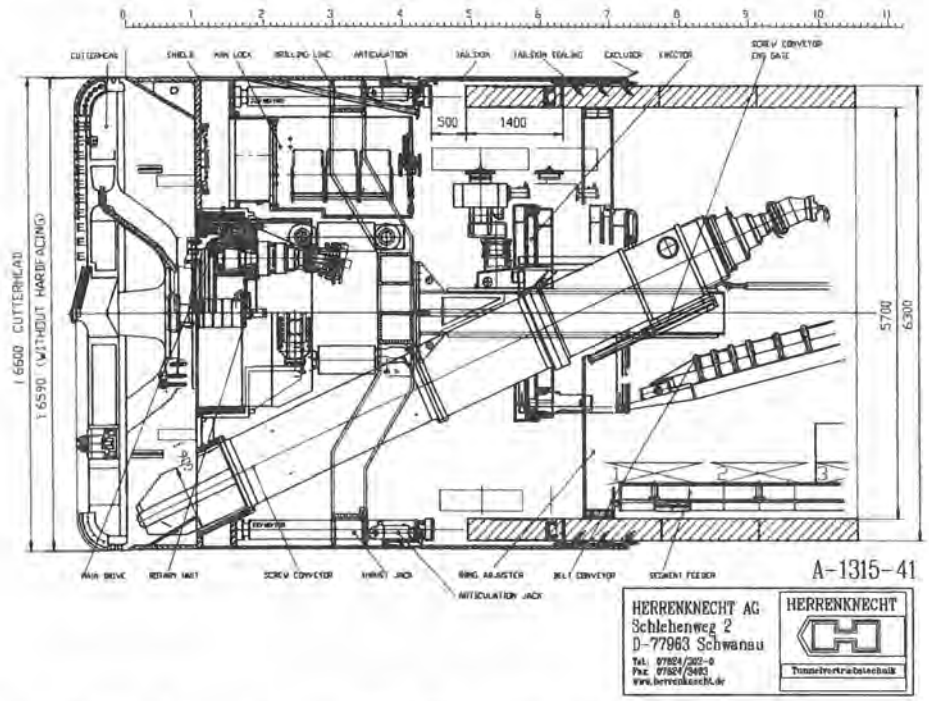
vertikaldeformation är kraftig begränsad pga. ovanpåliggande vägar och hus. Kravet på minimala sättningar medför att stor vikt läggs på att sluta förstärkningen nära tunnelfronten.

Tunnlarna kommer att drivas med galleri, pall och sula. Som temporär förstärkning används "lattice girders", nätarmering och sprutbetong. I delar av tunneln förväntas även "fore poling" vara nödvändig för att säkra stabiliteten. I figur 6 visas den tänkta drivningssekvensen. Var femte meter installeras sektioner för konvergensmätning. Från ytan installeras extensometrar och inklinometrar för kontinuerlig kontroll av deformationer.



Figur 6 Längd- och tvärsektion av föreslagen drivning vid Dhoby Ghaut station

Förutom i anslutning till Millenia station där en 600 m lång "Cut & Cover" tunnel, förbinds stationerna av tunnlar drivna med TBM teknik. TBM tunnlarna med en yttre diameter av ca 6,3 och en inre 5,7 m, drivs under mycket varierande geotekniska förhållanden, allt från lös marin lera till relativt hårt sedimentärt berg. I vissa delar sträckan har man även konstaterat förekomsten av block bestående av granit. På grund av de varierande geotekniska förhållandena och måttliga grundvattentryck har man valt att använda en Earth Pressure Balance TBM (EPB), se figur 7.



Figur 7 Earth Pressure Balance (EPB) för drivning av de borrade tunnlarna

"Cut & Cover" erfordras vid Millenia station pga. spårens radie är så liten att TBM-teknik inte är möjlig. "Cut & Cover tunnlarna utförs liksom stationerna med slitsmurar och pålning där så erfordras.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

HYDROGEOLOGISK OVERVÅKNING I ROMERIKSPORTEN OG DETS NÆRMILJØ

Hydrogeological surveillance in Romeriksporten and its surroundings

Hydrogeolog Steinar Myrabø, Jernbaneverket Region Øst

SAMMENDRAG

For å opprettholde vannbalansen og unngå nye skader pga. lekkasjene i Romeriksporten er det etablert et system for automatisk og manuell overvåkning. Erfaringene er gode og det er lett å holde oversikten. Dette har medført at det er enklere å sette inn tiltak på kort varsel. I tillegg har sammenstillingen og tolkning/analyse av dataene gitt stor kompetanseheving innen dette fagområdet, noe som bør være nyttig for mange andre prosjekter med hydrogeologiske problemstillinger.

SUMMARY

To maintain the water balance and avoid new damages caused by leakages in the "famous" train tunnell Romeriksporten, an automatic and manual system for surveillance is established. The experiences with this system is excellent. It is also easy to get an overview of the situation, making it much simpler to take fast actions. As a bonus, analysing all these data at the same time, have increased the competance in the field. This should be valuable also for other projects with hydrogeological approaches.

1 OMRÅDEBESKRIVELSE

Romeriksporten starter ved Etterstad, i Oslofeltets sedimentære, kambro-silure bergarter. Ved Bryn krysser tunnelen en av Oslofeltets randforkastninger før den fortsetter inn i prekambrisk grunnfjellsgneis under Godlia, Hellerud, Østmarka, Ellingsrud og like til Stalsberg ved Lillestrøm.

Under boligområdene Godlia og Hellerud har tunnelen 50–120 m fjelloverdekning. Mellom Hellerud og Ellingsrud er overdekningen 150-230 m og tunnelen går her i ca. 3 km lengde under Østmarka. Resten av tunnelen mellom Ellingsrud og Stalsberg ved Lillestrøm går under bebygget område med 20-80 m fjelloverdekning.

Grunnfjellsgneis med amfibolitt er dominerende. Berget er gjennomsatt av flere tydelige svakhetssoner/ forkastninger med nord-syd retning. Det er disse som fremstår som løsmassefylte dyprenner i dagen. Mellom disse svakhetssonene har berget varierende oppsprekkingsgrad. Sprekkevannet transporteres i usammenhengende, irregulære kanaler.

Løsmassene i de bebygde områdene over Romeriksporten består hovedsakelig av marin leire avsatt i havet på slutten av siste istid. Landhevningen har medført at marine sedimenter i dag kan finnes opp til ca. 220 m over havet i Oslo-området.

Disse leiravsetningene finnes stort sett i dyprennene som markerer svakhetssonene/ forkastningene i fjellet. Sprekkesystemer i disse sonene medfører fare for lekkasje ned i underliggende tunneler eller fjellrom. I bunnen av dyprennene er det ofte mer permeable masser, sand, finsand, grus eller morene, hvor grunnvannet kan bli hurtig uttappet ved lekkasje.

Etter at tunnellen ble bygget er det gjennomført omfattende grunnundersøkelser i de aktuelle områdene, og det er laget relativt detaljerte løsmassekart.

2 HISTORIKK OG STATUS

Byggingen av Romeriksporten førte til poretrykksfall i enkelte av de bebygde områdene som tunnelen passerer, samt grunnvannsenkning i deler av Østmarka, som følge av drenering til tunnelen.

Jernbaneverket har etablert permanente vanninfiltrasjonsanlegg og overvåkingssystem i enkelte bydeler (Godlia, Hellerud, Ellingsrud, øst for Langvann og Strømmen). Anleggene er en videreføring av de midlertidige infiltrasjons- og overvåkingsanleggene etablert under byggingen av Romeriksporten. Hensikten med anleggene er å opprett-holde og overvåke poretrykket ved fjell i løsmasseområdene, da Romeriksporten har forårsaket setninger i disse områdene. Det har blitt utført manuelle setnings-målinger på ca. 450 objekter (bygninger og konstruksjoner), men antallet er nå sterkt redusert, spesielt i de områdene det ikke er registrert setningsutvikling. Det foretas manuelle avlesninger av poretrykk i mer enn 100 punkt, og 25 vanninfiltrasjonsbrønner styres manuelt. Automatisk avlesning av poretrykk i strategiske lokaliteter, samt automatisk avlesning av de fleste vanninfiltrasjonsbrønnene (både trykk og mengde) er etablert . Data fra loggerne blir fjernoverført til Jernbaneverket sitt overvåkningskontor hver morgen. Fjernstyring av enkelte brønner er nå i ferd med å bli testet ut.

I Østmarka har Jernbaneverket oppgradert og redusert overvåkingssystemet gradvis, og konsentrerer seg nå hovedsakelig om å holde vannstanden i Nordre Puttjern på normalt nivå. Manuell avlesning av grunnvannstanden i ca. 20 fjellbrønner og 30 løsmasse-brønner utføres om sommeren mht pågående "forskningsprosjekter", mens det er et sterkt redusert program om vinteren. Automatisk loggede grunnvannstander registreres i de mest interessante brønnene og data fra tre lokaliteter blir fjernoverført til Jernbaneverket. Vannstanden i 3 vann og vannføringen i 1 bekk avleses automatisk, hvorav data fra Puttjernene blir fjernoverført. I tillegg er det etablert en automatstasjon for registrering av nedbør og temperatur.

I tunnellen foretas det automatisk avlesning av vannføringen i 5 målerenner, samt vannmengde og trykk på infiltrasjonsrøret som pumper rent lekkasjevann ut i fjellet under Østmarka. Dataene overføres via optiske kabler til Jernbaneverket. Disse målingene er nå integrert med målingene fra de bebygde områdene og Østmarka i et enhetlig system.

Fjernoverføringen fra bydelene og Østmarka skjer både via fast telelinje og mobiltelefon. På kontoret er det etablert et datainnsamlingssystem med automatisk oppkobling, feilretting, advarsler og visualisering. En Access database blir benyttet for lagring av dataene. I tilknytning til den er det både grafikkpresentasjon og ulike rapporteringsprogram. Programmet Arc View vil etter hvert bli benyttet bl.a. som geografisk presentasjonssystem.

3 ERFARINGER

Lekkasjeproblematikken i forbindelse med Romeriksporten har hele tiden skapt store utfordringer for å unngå nye skader og uheldige miljøpåvirkninger. Ved å ha et stort antall målekummer på ulike steder i tunnelen har det vært mulig å overvåke hvor vannlekkasjene har vært størst, samtidig som utviklingen kan følges over tid. De fem etablerte målerennene har vært til stor hjelp, ved at de automatisk registrerte og fjernoverførte lekkasjeverdiene i disse lokalitetene kontinuerlig har blitt overvåket og analysert i forhold til andre variable. Resultatene viser at lekkasjeverdiene på de ulike strekningene varierer litt med klimaet, men har hatt en synkende tendens siden målingene startet i 1999. Denne overvåkningen har også ført til at man i forhold til NVE's konsesjonskrav for bestemte strekninger under Østmarka nå kun trenger å rapportere totallekkasjen ut av tunnelen. I tillegg gir de fjernoverførte dataene en god kontroll på når infiltrasjonsanlegget i tunnellen, som styres fra overvåkningskontoret, er i drift.

Det omfattende nettet av manuelle målestasjoner som etter hvert ble etablert for innsamling av hydrogeologiske variable i Østmarka og i bebygde områder over Romeriksporten, førte til at en fikk en viss oversikt over hvor lekkasjene skapte problemer. Det er bare synd at overvåkningen ikke startet tidligere slik at det fantes data som viste normale variasjoner før utbyggingen, i tillegg til at de unaturlige endringene kunne ha blitt oppdaget mye tidligere. De store datamengdene som er registrert indikerer imidlertid at effekten på naturen i Østmarka, pga. lekkasjene kombinert med to tørkesomre i 1996 og 1997, har gitt varig påvirkning kun ved Nordre Puttjern og Kjerringmyr. Dataene viser at disse områdene nå også ser ut for å "normalisere seg" og gå mot en ny naturlig balanse. Ved å automatisere og fjernoverføre dataene fra de mest strategiske stedene har overvåkningen av vannbalansen i disse delene av Østmarka blitt mye bedre. Totalt sett har dette ført til at omfanget av overvåkningen har blitt sterkt redusert og den årlige rapporteringen til NVE er enklere. Siden Nordre Puttjern fremdeles er påvirket av lekkasjene, benyttes de fjernoverførte dataene, basert på erfaringer, til å styre infiltrasjonsanlegget i tunnellen under Østmarka, slik at vannstanden holder seg nær utløpsverdi i tørre perioder.

De store datamengdene som er registrert i de bebygde områdene over Romeriksporten viser at effekten av lekkasjene, kombinert med de to tørkesomrene i 1996 og 1997, har gitt varig påvirkning flere steder. Ulempene med at registreringene ikke startet tidligere ser en mye klarere her, da det er få steder det eksisterer data som viser normale variasjoner før utbyggingen, i tillegg til at poretrykksfallene kunne ha blitt oppdaget mye tidligere. Dataene viser at det har oppstått opp til 30 cm skjevsetninger på hus, og det er innmeldt om lag 450 skader, herav ca. 150 med fastslått relevans til Romeriksporten. Der det ikke er registreringer på forhånd er det vanskelig å begrunne at lekkasjene ikke har gitt ett bidrag til skadene, så dette er en stor ulempe for Jernbaneverket. Det er vanskelig å skille årsakene til setningene, og den omfattende dataovervåkningen som

etter hvert ble etablert har vært et helt vesentlig hjelpemiddel i arbeidet med å vurdere hvorvidt innmeldte skader har relevans til byggingen av Romeriksporten. Det er ikke bare den forsterkende effekten av tørkesomrene som bør vurderes mht setningsbidrag, men det er også i det siste ved hjelp av kartdata begynt å ta hensyn til effekten av urbanisering, drenering og bekkelukking.

Ved å automatisere avlesningen av poretrykk i strategiske lokaliteter, samt avlesningen av de fleste vanninfiltrasjonsbrønnene (både trykk og mengde), slik at de fjernoverføres til kontoret i Oslogt., så har overvåkningen av vannbalansen i de bebygde områdene over Romeriksporten blitt mye bedre. Det er nå mye lettere å sette inn tiltak på kort varsel, og erfaringene har i tillegg bidratt til å optimalisere driften av infiltrasjons-brønnene. For situasjonen i Hellerud, Godlia og Ellingsrud området ser ut for å være "evigvarende". Utfordringene her er fremdeles store, men det etablerte overvåkings- og styringssystemet fungerer så bra i den daglige driftssituasjonen at det sannsynligvis allerede i dag har hindret mange nye setningsskader og uheldige miljøpåvirkninger.

Forutsetningen for disse gode erfaringene er bl.a. at dataene som blir samlet inn er nøyaktige og har tilstrekkelig tidsoppløsning. Figur 1 viser et skjermbilde av den grafiske presentasjonen for den responsen poretrykket i tre ulike nivå har på en nedbør-episode. Den viser at poretrykket i alle nivåene nesten umiddelbart responderer på nedbøren og at det kulminerer fra noen få timer til om lag ei uke etter maksimum nedbørintensitet. Dette gir et eksempel på den faglige erfaringen og kompetansen som denne overvåkningen gir. Fra før av eksisterer det trolig ikke slike mengder med denne type data som kan sammenstilles på denne måten og gi økt kompetanse på bl.a. hvordan poretrykk og grunnvann i ulike områder reagerer på hhv. nedbør og infiltrasjonsbrønner.

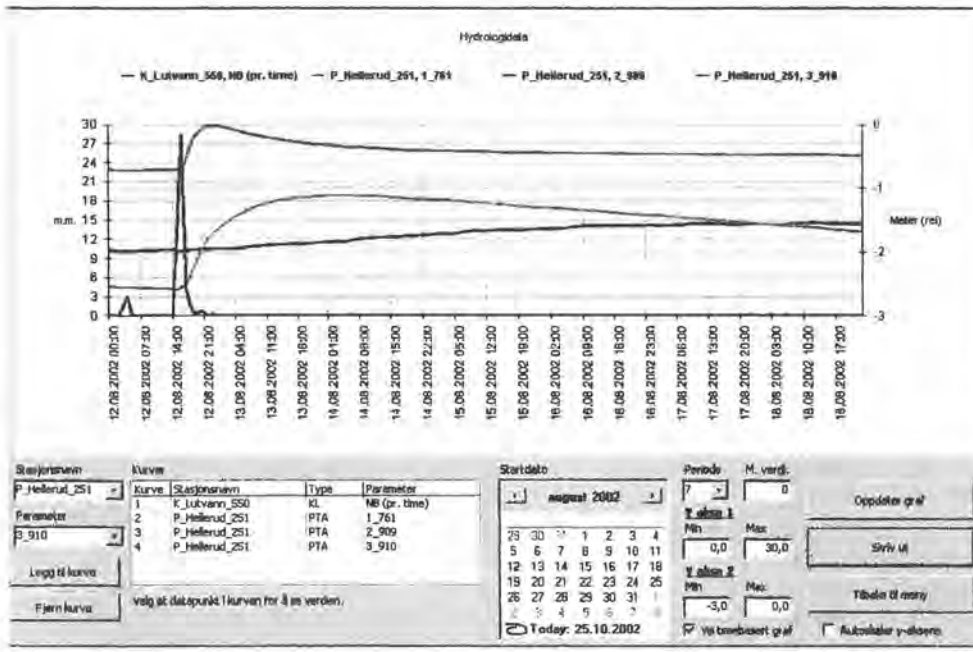


Fig. 1 Skjermbilde av grafisk presentasjon; nedbør og poretrykksvariasjoner.

4 VURDERING AV NYE OG MER MILJØVENNLIGE TILTAK

For å opprettholde poretrykket og unngå setninger i de enkelte boligområdene benytter vi i dag infiltrasjonsbrønner koblet til drikkevannsnettet. Ut fra erfaringene med disse brønnene som infiltrerer vannet ned i fjellet under løsmassene, så har vi også testet ut andre måter å infiltrere vann på. Som en alternativ løsning ønsker vi å vurdere mulighetene for å utnytte overvannet i enkelte områder, isteden for at det som nå forsvinner ut av området via eksisterende overvannsledninger. Det er muligheter for å få til slike løsninger på mange forskjellige måter, avhengig av de lokale forholdene og holdninger fra bl.a. beboerne i nærmiljøet.

Denne løsningen med "Naturbasert overvannshåndtering" er dessuten en velkjent metode for å opprette en best mulig naturlig vannbalanse i områder som er menneskelig påvirket av urbaniseringer, med tette overflater, kunstige oppfyllinger og bortledning av vann ut på overvannsnettet. Her er det i tillegg økt drenering av vann nede ved fjell p.g.a. lekkasje til tunnel. I tillegg til en mer naturlig vannbalanse vil en slik løsningen kunne gi flere positive virkninger for enkelte bydeler;

- En tar hånd om "uønsket" overvann som ellers kan skape problemer med overbelastning av overvannsnettet og ev. nedenforliggende renseanlegg i flomperioder.
- En unngår å belaste (ta vann fra) drikkevannsnettet.
- En minimaliserer flombekker fra området, inkludert erosjon i veier/stier i nærområdet.
- En kan etablere lukkede løsninger eller ev. tjern som vil kunne fremstå som et estetisk og positivt landskapselement. Slike tjern er positivt mottatt i de områder de er anlagt, og er ofte mye brukt i rekreasjonsøyemed, spesielt av beboerne i nærområdene. Ulemper som kan oppstå vil kunne minimaliseres ved god planlegging.

På bakgrunn av erfaringen vi har med overvåkningen av nærmiljøet til Romeriksporten, ønsker vi nå å utrede mulighetene for slike løsninger. Årsaken til de bestemte områdene som er valgt ut, er vannbehovet som må infiltreres, samt arealbruk og topografi som må ligge til rette for en slik løsning.

5 OPPSUMMERING - KOMPETANSEOVERFØRING

Den omfattende hydrogeologiske overvåkningen som er foretatt i Romeriksporten og dets nærmiljø har gitt unike tverrfaglige erfaringer. Disse erfaringene bør i høyeste grad benyttes i tilsvarende pågående og fremtidige prosjekter.

Ved å benytte tilsvarende overvåkningssystem som Jernbaneverket nå har bygd opp kan en unngå at slike situasjoner oppstår på nytt. En grundig overvåkning og oppfølging både 2-3 år før oppstart og under selve anleggsperioden er da helt avgjørende, i tillegg til detaljerte forundersøkelser. Spesielt viktig er at det under forundersøkelsene gjøres ganske detaljerte grunnundersøkelser over tunneltraseen, for å se hvordan løsmassene varierer og hvor en bør plassere overvåkningsutstyr. I løsmasserenner med store dybdeforskjeller kan selv relativt små lekkasjemengder gi betydelige skader.

Hvis en overvåkning ikke er grundig nok eller ikke blir iverksatt tidsnok, vil følgene av en slik situasjon kunne gi to type kostnader. Utbedringskostnader og permanente tiltak som kan bli "evigvarende" kan kanskje måles i kroner og ører, men det kan derimot ikke de rent menneskelige "kostnadene" til sinne, frustrasjon og frykt. Ved vurderinger av denne risikoen er det etter min oppfatning lønnsomt å investere i gode for-undersøkelser og å prioritere den hydrogeologiske overvåkningen allerede på et tidlig stadium i planleggingsprosessen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

SLOPE STABILITY - APPLICATION OF EMPIRICAL CALCULATION MODEL IN WEAK SEDIMENTARY ROCKS. EXAMPLE FROM A HIGHWAY PROJECT IN GREECE

Skråningsstabilitet - Anvendelse av empirisk beregningsmodell i svake sedimentære bergarter. Eksempel fra et vegprosjekt i Hellas

Sivilingeniør Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS

SUMMARY

Norconsult is currently involved in a highway project in northern Greece. The route passes through an area of young geological formations, associated with steep topography, sedimentary rock types and constant landslide activity. The dominating rock mass formation in the area is *flysch*, consisting mostly of alternating beds of poorly compacted sandstone and siltstone.

One of the major challenges in this project is the evaluation of rock slope stability. The weak nature of the rock mass formation in the area complicates the identification of potentially unstable slopes and the quantification of representative shear strength parameters. For this project, the empirical JRC-JCS method was used for estimation of shear strength parameters. The method proved simple and efficient under the otherwise difficult mapping conditions.

In order to reveal and quantify local hazards in seemingly stable slopes a special calculation model was developed for a *semi-plane* failure mechanism. A description of the model is given in this paper.

SAMMENDRAG

Norconsult er for tiden involvert i et vegprosjekt i nordlige Hellas. Traséen går gjennom et område med unge geologiske formasjoner med bratt topografi, sedimentære bergarter og konstant rasaktivitet. Den dominerende bergmasse formasjonen i området er *flysch*, for det meste bestående av vekslende lag av dårlig kompaktert sandstein og siltstein.

En av hovedutfordringene i dette prosjektet er vurdering av skråningsstabilitet. De svake bergartene i området har vanskeliggjort identifiseringen av potensielle stabilitetsproblem og kvantifiseringen av skjærfasthets parametre. Den empiriske JRC-JCS metoden for estimering av skjærfasthet ble brukt, og denne metoden viste seg å være enkel og effektiv under de ellers vanskelige forholdene for geologisk kartlegging

For å avsløre og tallfeste potensielle problem i tilsynelatende stabile skråninger ble en spesiell beregningsmodell for en *semi-plan* bruddmekanisme utviklet. En beskrivelse av modellen er gitt i denne artikkelen.

1 INTRODUCTION

Egnatia Odos is one of the largest EU financed projects in the transportation sector. From east to west across northern Greece it comprises a 680 km long 4-lane expressway and 7 north-south connecting roads of about 20 km length.

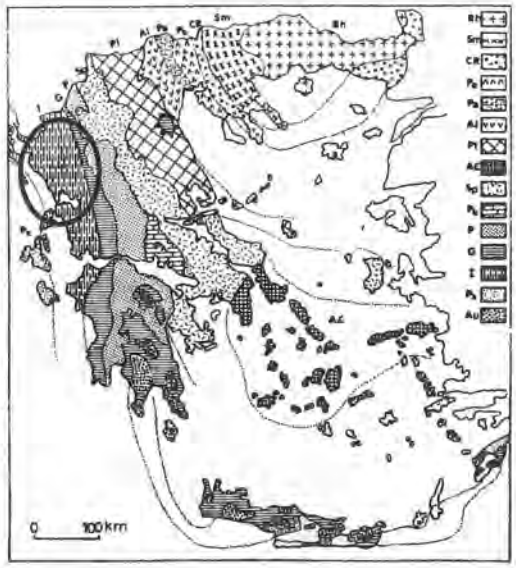
The name of the project originates from Via Egnatia, an ancient Roman military road and later a significant merchant route constructed 145 BC. The old Via Egnatia followed much of the same path as the Egnatia Odos. Greece is well known for its numerous archaeological sites and the Egnatia Odos project has unearthed several important historic findings. The authorities in Greece have gone to extreme measures to make sure important historic evidence is secured.

Northern Greece is situated in the outskirts of the ongoing Alpine mountain orogeneses. The area is characterised by a steep topographic relief, mostly young and poorly compacted sedimentary rock types and a high seismic activity. Constructing a modern highway with strict requirements to curvature, inclination and safety in this environment is extremely challenging. In cooperation with a local design company, Zarkadoula & Associates, Norconsult has performed designed verification on three tunnels and is currently involved in the detailed design of three bridges. The bridges will be constructed in areas with difficult foundation conditions, exposed to constant landslide activity.

There are several challenging elements related to the design and construction of superstructures in this environment. One, which will be dealt with in this paper, is the evaluation of slope stability in natural slopes and establishing realistic shear strength parameters for a variable and very weak rock mass formation.

2 GEOLOGICAL SETTING

The geology of North-western Greece is dominated by young sedimentary or slightly metamorphic rocks. Geotectonically the area belongs to the Ionian Zone, shown in *Figure 1*, characterised by an almost unique series of limestone overlaid by flysch sediments. A stratigraphic column is shown in the *Figure 2*.



Rh: Rhodope Massif,
Sm: Serbomacedonian Massif,
CR: Circum-Rhodope Belt
Pe: Peonian Zone
Pa: Paikon Zone
Al: Almopia Zone]=Axios (Bardar) Zone
Pl: Pelagonian Zone
Ac: Attiko-Cycladic Zone
Sp: Subpelagonian Zone
Pk: Parnassos-Giona Zone
P: Pindos Zone
G: Gabrovo-Tripolis Zone
I: Ionian Zone
Px: Paxos-Preapoulian Zone
Au: Unity of "Taleaori – plattenkalk" probably of the Ionian Zone

Figure 1 *Geotectonical zones of Greece. (The project areas lie within the circle).*

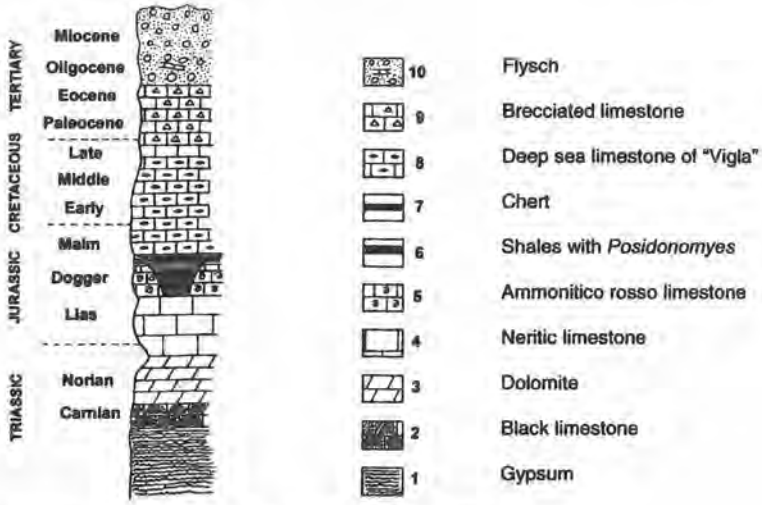


Figure 2 *Stratigraphy of the Ionian Zone.*

The flysch is the typical last orogenic sediment in this area of Greece. It usually consists of alternations of sandstone and siltstone, though it may also include conglomerates and fragments of limestone. Its form depends on the conditions of sedimentation, as well as on the supplied material. The ongoing orogenic processes influencing the flysch include thrust zones and intense folding.

The total thickness of the flysch is estimated to be more than 2000 m, though it is possible that the folding influences its apparent thickness to some extent. The rock types of the flysch are mostly poorly compacted sediments and they are very easily weathered. Especially when exposed to air and water, the rock tend to disintegrate leaving a greyish or red soil material. Typically the flysch areas are covered by several meters of this soil material, making geological mapping very difficult as true rock outcrops are sparse and mostly found in steep inaccessible areas or in fairly resent landslide areas.

3 SLOPE STABILITY

3.1 General procedure

Evaluation of rock slope stability basically involves 3 steps (*Nilsen, 1995*):

1. Defining the potential problem
2. Finding shear strength parameters
3. Stability calculation

Identifying specific potential slope stability problems based on structural discontinuities in very weak rock masses may be difficult due to the sparse rock outcrops. In these cases it may be necessary to collect data for discontinuities over a large area and to use a statistic distribution when evaluating slope stability potential for a specific slope. Analysing typical worst case scenarios will then rule out most of the slopes as being acceptably stable, narrowing down the selection of hazardous locations, which may then be examined further.

For the Egnatia Odos project, strike and dip data for discontinuities was collected over a large area and later analysed by means of stereographic projection. This process will not be commented further in this paper.

In the following, an empirical approach to establishing realistic shear strength parameters (step 2) for the flysch rock formation will be discussed. Following that, an example of a simplified approach to stability calculation (step 3) will be given

3.2 Shear strength

The shear strength of a rock joint can be expressed as a function of the normal stress, σ_n, with cohesion, c, and friction angle, ϕ: $\tau = c + \sigma_n \times \tan\phi$.

Alternatively, the cohesion can be included in an active friction angle, ϕ_a: $\tau = \sigma_n \times \tan\phi_a$. The active friction angle is often preferred since it reduces the equation by one constant, hence simplifying the arithmetic in stability calculations.

This is the classical way of describing shear strength. However, in nature, the shear strength of joints is mainly controlled by the friction caused by irregularities on the joint surfaces. Depending on the level of the normal stress on the rock joint a shear movement will either cause dilatation, (increasing the shear strength), or a crushing of

the irregularities, (reducing the shear strength). As a result, a non-linear relationship exists between shear strength and the normal stress.

Empirical methods for estimating shear strength of rock joints have become more and more popular. The reason for this is the major shortcomings of alternative methods, mainly due to scale effects and testing restraints. One of the most commonly used empirical methods is the JRC-JCS approach, *Barton & Bandis (1991)*, based on a non-linear relationship between shear strength and normal stress. According to this, the shear strength, τ, is calculated as follows:

$$\tau = \sigma_n \times \tan\left(\mathrm{JRC} \times \log\left(\frac{\mathrm{JCS}}{\sigma_n}\right) + \phi_b\right)$$

where: σ_n = normal stress
JRC = joint roughness coefficient
JCS = joint compressive strength
ϕ_b = basic friction angle

The evaluation of joint shear strength parameters for slope stability evaluations in the Egnatia Odos project has been estimated in accordance with the JRC-JCS model. Input to the method is based on geological mapping and testing of rock samples from the project areas.

3.2.1 Field mapping of input parameters

JRC
The joint roughness coefficient, *JRC*, was mapped in-situ on rock outcrops and on core samples. The values were scaled to in-situ conditions during the mapping. The joint roughness did not seem to differ significantly within the different rock types of the flysch formation.

JCS
The joint compressive strength, *JCS*, was estimated based on Schmidt-hammer (type L) testing in the field. The compressive strength of the flysch rock types was found to be generally very low.

ϕ_b
The basic friction angle, ϕ_b, was based on tilt testing on 83.5 mm and 72 mm core samples, collected by Norconsult on site and tested by SINTEF Rock Engineering Laboratory, Norway. (*SINTEF, 2000*)

Input parameters
As would be expected, the field mapping and laboratory testing yield a great variety of values. However, most values lie within an acceptable range. Nevertheless, interpreting the data and picking out a small sample of representative values is a difficult but very important process. For this particular case, analysing the data statistically by means of scatter plots and histogram has simplified the process by eliminating extreme highs/lows caused by faulty test results or very local phenomenon. Further, by grouping of the data it became evident that there is a distinct difference in strength and friction between the two dominating rock types of the flysch; *sandstone* and *siltstone*.

Another challenging process in the data interpretation was to evaluate and adjust properly for scale effects.

As a result, the following set of parameters for the sandstone and siltstone was derived:

	Sandstone	Siltstone
JRC	8	8
JCS	44 MPa	18 MPa
ϕ_b	31°	29°

3.2.2 Active friction angle, ϕ_a

The shear strength, τ, is calculated using the previously determined values for the parameters JRC, JCS and ϕ_b in the equation:

$$\tau = \sigma_n \times \tan\left(\mathrm{JRC} \times \log\left(\frac{\mathrm{JCS}}{\sigma_n}\right) + \phi_b\right)$$

The active friction angle, ϕ_a, is derived from the following relationship:

$$\phi_a = \arctan\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right)$$

The resulting shear strengths and active friction angles for sandstone and siltstone, corrected for scale effects, are plotted as a function of normal stress, σ_n, ranging from 0.05 to 3 MPa in *Figure 3*, below.

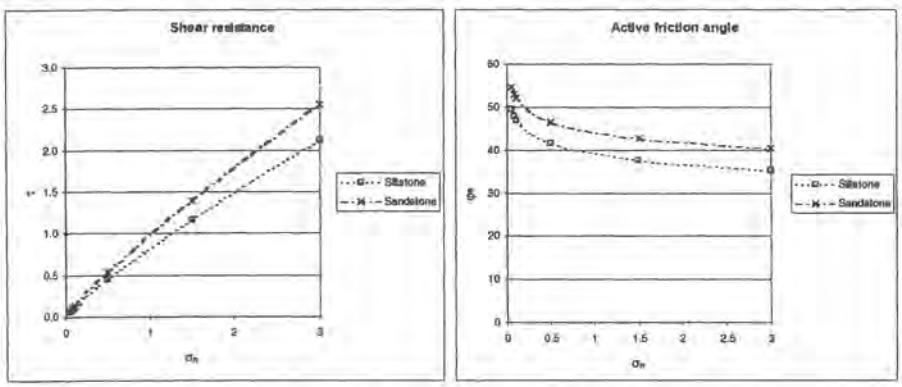


Figure 3 *Shear resistance and active friction angle plotted against normal stress.*

3.3 Failure model

The failure model mostly associated with soil material is a *slump failure*, creating circular or elliptical slide surfaces. This is also the case in the upper parts of the weathered rock mass. However, if a slide progresses deeper into the ground, more competent rock mass is encountered and the slide tend to follow weak planes such as the bedding plane or cross-joints. Normally a weak plane must outcrop in the lower part of the slope to be a potential slide plane. For this to be the case, the weak plane must have a more gentle dip than the slope itself. Alternatively sliding may occur along the intersection line between two joint planes in a slope. These two sliding mechanisms are referred to as *plane sliding* and *wedge sliding*, see *Figure 4*.

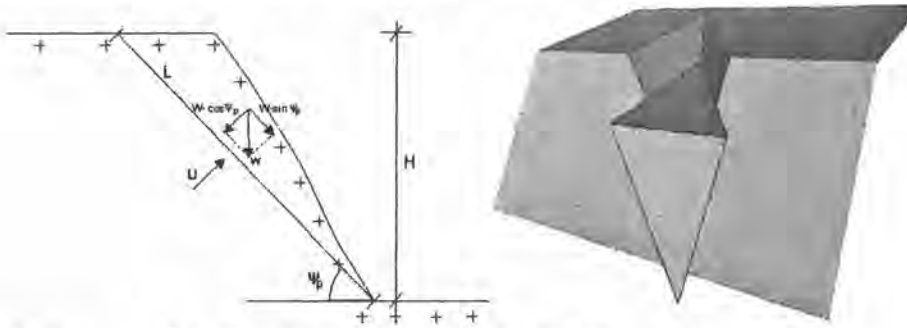


Figure 4 *Principal sketch of plane- and wedge failure*

A third possible slide mechanism is in this paper referred to as a *semi-plane failure*, illustrated in *Figure 5*. In one of the project areas of the Egnatia Odos project that Norconsult has been working, the slopes, however steep the may seem in-situ, are in fact less steep than the domination joint system. This situation indicates that the slopes should theoretically be stable with regards to plane failure. Evidence on site however, suggest that this is not the case.

In this area a potentially unstable rock mass volume would have a "foot" in the lower part of the slope. But given the weak nature of the flysch, this "foot" may collapse due to the weight of the overlying rock mass, especially when exposed to ground water pressure and/or earthquake acceleration. For this particular project it was necessary to develop a simplified calculation model in order to investigate this potential. An example of such a calculation procedure is given in the following section.

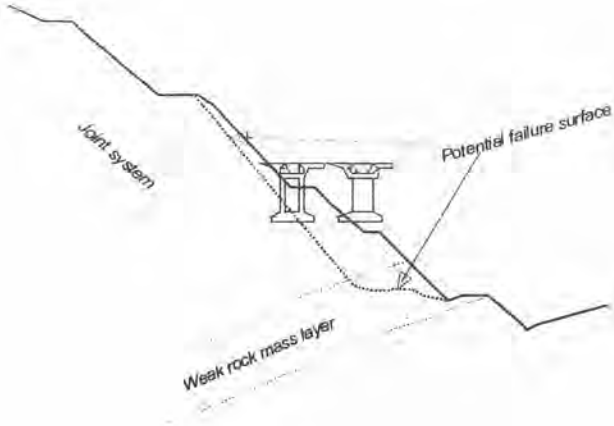


Figure 5 *Principal sketch of semi-plane failure.*

3.4 Example of a stability evaluation of a semi-plane failure case

A stability analysis of the situation shown in *Figure 5* has been performed by a simplified static evaluation in a 2-stage plane failure analysis, (see *Figure 6*):
Stage 1 - The stability of *Volume 1* is calculated based on the shear strength of *Plane 1*. If *Volume 1* is unstable, a new calculation, **stage 2**, is performed for *Volume 2* based on the shear strength of *Plane 2*, where the excess force from Stage 1 is added.

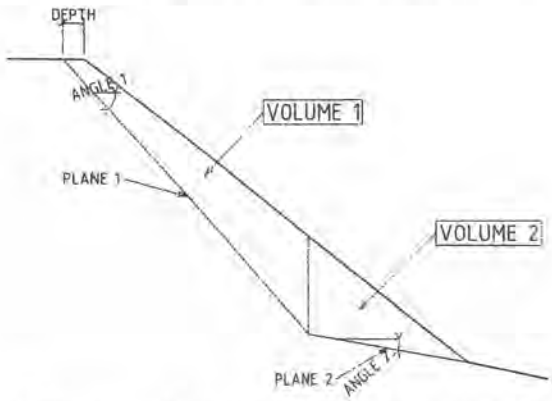


Figure 6 *Geometrical input variables for a semi-plane sliding mechanism.*

There are several geometric parameters that define this failure scenario. *Volume 1* and *2* are defined by:

- The slope/(terrain shape)
- *Plane 1* - representing the dominating joint system
- "*Depth*" - how "deep" the failure will progress into the slope
- *Plane 2* - the potential failure plane through a weak layer of the rock mass

Finding the worst-case scenario necessitated a study of several combinations of these geometric possibilities. To speed up this process a simple spreadsheet was developed to analyse the static equilibrium of this simplified 2-stage scenario. An example of this spreadsheet is shown below, (*Figure 7*).

INPUT				OUTPUT		
Material properties	Weight potential slide material	γ	2.5 t/m^3			
	Unit weight water	γ_w	1 t/m^3			
Groundwater	Distance slope - joint intersection	Lpot	2.84 m	Potential	Pot	1.90 m
Slope	Slope angle	ψ_s	48 °			
Earthquake	Ground accelleartion	U_d	0.24			
Upper block	Areal upper blokk	AU	48.31 m^3/m	Weight potential slide material	W	120.8 t/m
	Length upper plane	LU	22.76 m			
	Angle upper plane	ψ_{pu}	50 °			
Groundwater upper block				Resulting ground water upper block	U_d	21.6 t/m
Earthquake upper block				Earthquake force	Fu	28.986 t/m
				Earthquake force normal	Fnu	22.2 t/m
				Earthquake force parallell	Fpu	18.6 t/m
Normal Stress upper block				Normal stress upper block	σ_n	0.01 MPa
Active friction angle upper block					ϕ_a	56.3 °
				Stabilising force		50.66
				Driving force		111.15
				Factor of safety upper block	F	0.46
				Resulting driving force	D	60.49
Lower blokk	Areal lower blokk	AL	12.05 m^3/m	Driving force normal	Dn	30.2 t/m
	Length lower plane	LL	6.05 m	Driving force parallell	Dp	52.4 t/m
	Angle lower plane	ψ_{pl}	20 °	Weight potential slide material	W	30.1 t/m
Groundwater lower block				Resulting ground water	U_d	5.7 t/m
Earthquake lower block				Earthquake force	Fl	7.23 t/m
				Earthquake force normal	Fnl	2.5 t/m
				Earthquake force parallell	Fpl	6.8 t/m
Normal Stress lower block				Normal stress lower block	σ_n	0.08 MPa
Active friction angle lower block					ϕ_a	62.9 °
				Stabilising force		66.4
				Driving force		69.5
				Factor of safety	F	0.96

Figure 7 *Example of spreadsheet for static equilibrium evaluation of semi-plane a sliding scenario (combination of high groundwater table and earthquake load).*

For the Egnatia Odos project the design manual dictated a minimum safety factor for different load combinations of ground water pressure and earthquake load. Once the worst-case geometric scenarios were identified, a set of safety factors for different design loads could easily be calculated for each specific location. The resulting safety factors for one specific location are shown in the table below.

Scenario	**Factor of safety**
Dry conditions	*Vol 1* is stable
High ground water table	1.87
Earthquake load	1.25
Combination of high ground water & earthquake load	0.96

4 CONCLUDING REMARKS

Evaluating the slope stability of natural slopes is a challenging task, and even more so when the project is located in an area of steep ravine-like topography and in a weak rock formation. This causes a thick cover of soil and weathered rock material over most of the area, and an almost infinite number of "potential" stability problems. For the Egnatia Odos project in northern Greece breaking down of the problem in a 3 step process was essential to gain the necessary perspective and narrowing down the selection of slide scenarios to a manageable amount.

Shear strength parameters for stability calculations were evaluated using the Barton-Bandis empirical JRC-JCS model. The author found the JRC-JCS model simple and practical to use under such conditions. The input data to the model was collected during geological mapping of a broader area and later processed to eliminate extreme values and to compensate for scale effects. The resulting shear strength seemed reasonable based on experience from similar geological conditions elsewhere in the world.

Slope stability evaluations were performed using different potential slide mechanism. In order to analyse slopes that were apparently stable, based on the slope geometry, a special calculation model was developed. A description of this *semi-plane* failure mechanism, and an example of simple spreadsheet solution allowing fast replacement of geometrical and geological input, is presented in this paper. The use of this latter model was useful in revealing and quantifying local hazards in otherwise seemingly stable slopes.

5 REFERENCES

- Barton, N. & Bandis, S. (1991): "Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice". NGI Publ. no 182, 8 p.
- Nilsen, B. (1995): "Rock slope stability - is there a big difference between Sichuan and Norway?". Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk 1995, p. 29.1 - 29.9.
- Nilsen, B. (2000): "Measurements of basic friction angle". SINTEF report 2000, 4 pages.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

DYPUTGRAVINGER, HVOR GODT KAN VI FORUTSI EFFEKTER PÅ OMLIGGENDE MILJØ

Sivilingeniør Leif Olav Bogen

Sivilingeniør Jan A. Finstad
Sivilingeniør Arne Schram Simonsen
NOTEBY AS

Sammendrag

Peck's diagram benyttes for å vurdere størrelser av setninger inntil byggegroper. Fra det ble presentert i 1969 og frem til nå kan det dokumenteres ved målinger at forholdet $\delta_{v,max}/H$ (%) er redusert. Disse erfaringene er dokumentert av professor Duncan (1998) og forklaringen er at det benyttes støttekonstruksjoner med stadig økende stivhet, avstivning med forspente stag og avstivninger. I tillegg er bransjen mer fokusert på å redusere deformasjoner.

Deformasjoner forårsakes av totalspenningsendringer, effektivspenningsendringer og av kryp. Deformasjoner som følge av totalspenningsendringer er det man i dag har best grunnlag for å kunne forutsi, både mht. teori og beregningsverktøyer. Likeledes kan deformasjoner som følge av effektivspenningsendringer beregnes, men det er vanskelig å kunne forutsi størrelsen på influensområdet. Effekten av krypsetninger bør også tas med, spesielt fordi kryp også kan pågå etter at bygget står ferdig.

Prosjektering av dyputgravinger betinger godt kjennskap til grunnforholdene og fjellets beliggenhet samt naboforhold. Tiltak og oppfølging må også planlegges nøye. Det benyttes i dag hovedsakelig elementberegningsprogrammer for beregning av støttekonstruksjoner. I slike programmer kan deformasjoner beregnes i alle faser. Utførelsen av arbeidene kan også planlegges nøyere slik at deformasjonene blir mindre.

Registrerte data fra dyputgravinger i Oslo siste 20 år viser at prosjektene i hovedsak ligger innenfor sone II i Peck's diagram, dvs setninger i størrelsesorden 1-2 % av utgravingsdybden med influens avstand ca. 2-3 x gravedybden. Enkelte prosjekter viser at deformasjonene med stagforankrede spuntkonstruksjoner kan begrenses til 0-0,5 % av gravedybden i området umiddelbart bak utgraving (0-1,0 x gravedybden).

Summary

Peck's diagram is being used to evaluate the amount of settlements near excavations. Since it first was presented in 1969 to present, it can be documented by measurement that the ration $\delta_{v,max}/H$ (%) has been reduced. This is documented by Professor Duncan (1998) and can be explained by the use of retaining

structures with increased stiffness, use of pre-stressed rock anchors and strands and that both the contractors and the consultants are focused on reducing the deflections.

Deflections are caused by total stress changes, effective stress changes and creep. Deflections caused by total stress changes is best predictable, both with respect to of theory and calculation tools. Deflections caused by effective stress changes can also be calculated, but it is difficult to determine the size of the area of influence. The effect of creep deflection should also be taken into account, particularly because creep will be ongoing also after a structure is completed.

Design of a deep excavation call for good knowledge to the soil conditions and the bedrock level in addition to neighbouring conditions. Pre-construction efforts and follow up works must be planned carefully. To day, FEM calculation programs are being used for design of retaining walls. These programs can calculate deflections and the execution of the works can, in these days much more than before, be planned with respect to reduce deflections.

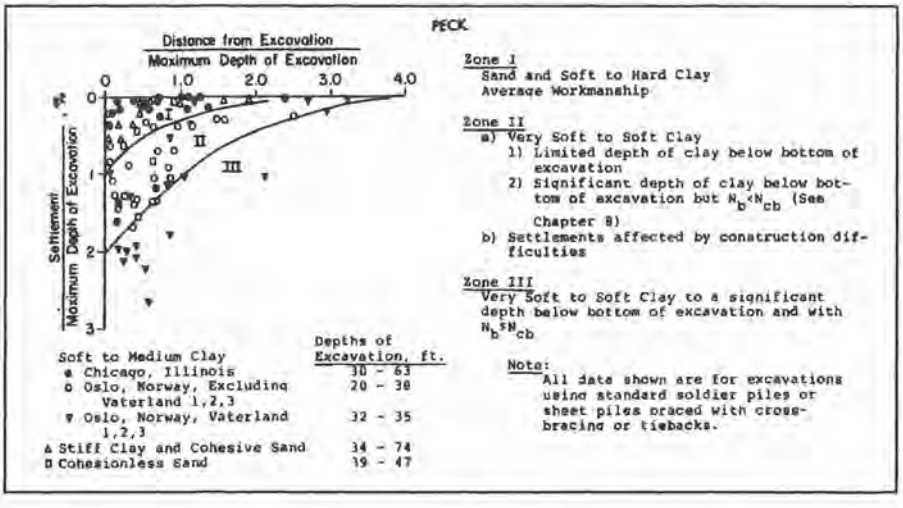
rrrrrrr Peck's diagram. I.e. settlements sized 1-2 % of the excavation depth in a distance varying from 2-3 times the excavation depth. Some projects show that the deflections, when used steel sheet walls with pre-stressed rock anchors, can be limited to 0-0.5 % of the excavation depth in the area immediate behind the excavation (0-1.0 % times excavation depth)

1. Innledning

Med effekter på omliggende miljø, menes i denne sammenheng effekter i form av deformasjoner i løsmassene utenfor byggegropa. Det gjelder altså å kunne forutsi hvor store horisontale og vertikale deformasjoner man vil få på terrenget rundt en dyputgraving.

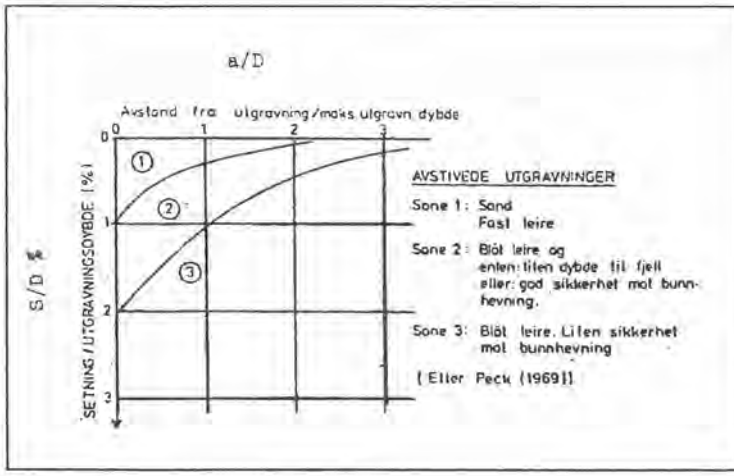
2. Utviklingstrekk

Innen alle fag og fagområder har man sine pionerer, gründere, nestorer eller hva man velger å kalle de. Dette er også tilfelle for geoteknikken, og man kan nevne navn som Terzaghi, Casagrande, Bjerrum osv. En annen gründer var Ralph B. Peck, og han presenterte i 1969, dvs for vel 30 år siden, en artikkel som bl.a. oppsummerte erfaringer fra utgravinger og setninger på terreng. Materialet viser for eksempel setninger i forhold til type løsmasse, og angir hvor langt fra byggegropa man har erfart influens (figur 1)



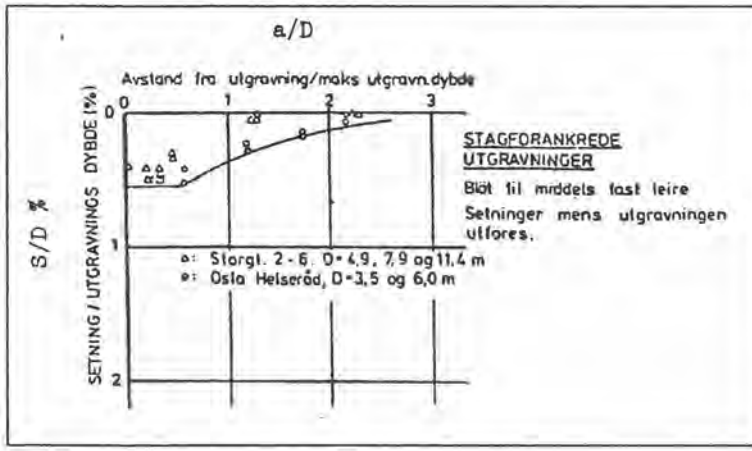
Figur 1
Peck 1969

Kurven er basert på erfaringer fra Chicago og Oslo. I Oslo var det bl.a. fremføringen av sporveien på Vaterland som var erfaringsgrunnlaget, et prosjekt som delvis ble gjennomført med små sikkerhetsmarginer. Dette ga da også utslag i relativt store deformasjoner, på det meste opp mot 2-3 % av gravedybden i setning nær inntil byggegropa, og en influens på opp mot 4 ganger gravedybden.



Figur 2

Diagrammet i figur 2 er basert på Pecks diagram, og har i lang tid vært brukt til å vurdere omfang av deformasjoner på terrenget rundt en byggegrop i Oslo. Det er her delt inn i forskjellige soner avhengig bl.a. av type løsmasse som sand, fast leire eller bløt leire, og i tillegg avhengig av hvor stor sikkerhet man har mot opp-pressing av bunnen av byggegropa. For Osloforhold er det først og fremst sone 2 som er aktuell, dvs man ligger i området 1-2 % deformasjon i forhold til gravedybde. Pecks diagram er basert på spuntede groper med innvendig avstivning, og angir først og fremst relativt umiddelbare setninger som oppstår på grunn av graving og fjerning av jordmassene. I tillegg kommer ofte effekter av grunnvannsenkning.



Figur 3

Figur 3 viser tilsvarende setningskurve for en byggegrop som sikres med stagforankret spunt til fjell basert på erfaringer fra Osloområdet. Diagrammet er basert på kun to prosjekter, og disse viste at man ved stagforankret grop kan oppnå mindre setning på terreng utenfor gropa enn ved en innvendig avstivning. Dette skyldes først og fremst at forankringsstagene forspennes. Som det fremgår av figuren viser disse prosjektene en maksimal setning på ca 0.5 % av gravedybden, og en influens opp mot 3 ganger gravedybden.

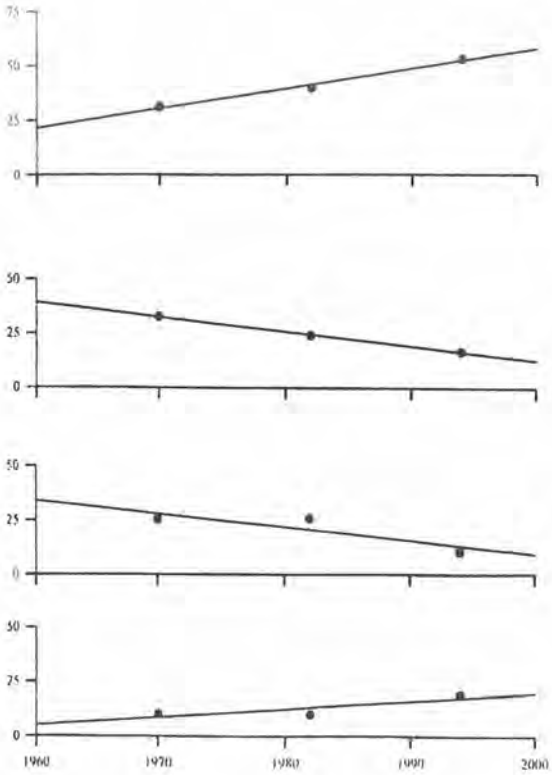
Så kan man spørre seg om vi er kommet lenger enn det Peck presenterte i 1969, og om vi har blitt bedre til å forutsi effektene på omliggende miljø. Et forhold har man i alle fall dokumentert, og det er at gjennomsnittlige forskyvninger rundt byggegroper internasjonalt har blitt mindre nå enn de var før.

Disse erfaringene er dokumentert av professor Duncan (1998) og utviklingen har bl.a sammenheng med at det internasjonalt i økende grad benyttes slissevegger og støttekonstruksjoner med stadig økende stivhet, men den gunstige utviklingen skyldes nok også at entreprenørene er blitt mer nøye og påpasselige i utførelsen av arbeidet.

Tidsperiode	Samlet antall saker	Prosentvis slissevegger	Prosentvis berlinerwand	Prosentvis spuntvegger	Prosentvis andre typer
1962-75	67	31	33	25	11
1976-89	70	40	24	26	10
1990-98	47	53	17	11	19

Figur 4

Figur 4 viser en tabell med resultater av en litteraturstudie. Perioden fra 1962 til 1998 er delt inn i tre underperioder, – 1962-75, 1976-89 og 1990-98 for på den måten å kunne avdekke eventuelle utviklingstrekk ved dyputgravinger. Figuren viser resultat med hensyn type sikringsvegg og hvor utviklingen går. Det fremgår at mengden med slissevegger øker sterkt, mens spunt og en spesialvegg som kalles "Berliner Wand" går tilbake. I figur 5 er forholdet visualisert med kurver.



Figur 5
Duncan 1998

Dette er altså resultat av en internasjonal studie som nok ikke er helt representativ for Norge og Oslo. For vår del er bruk av spunt det mest vanlige, og langt de fleste prosjekter gjennomføres med denne form for sikring av byggegropa.

Figur 6
Tukthuskvartalet

Figur 6 er et eksempel på det hvor det er benyttet spunt med tre stagrader for å grave ut til en dybde på ca 10 m. Bildet er hentet fra utbyggingen av Tukthuskvartalet i 1998/99.

Stor overvekt på bruk av spunt som sikringsvegg skyldes våre lokale erfaringer knyttet til grunnforhold, dybder til fjell, entreprenørerfaring, kostnader osv, ved siden av å være et resultat av hvilket utstyr som er tilgjengelig i markedet. Slissevegger ble introdusert i Norge i slutten av 60-årene, men er benyttet i liten grad. Mest kjent er utbyggingen av Norges Bank, men også dette er etter hvert blitt 20 år gammelt. Siste tilfellet med slissevegg var ved utbyggingen av Plaza hotell hvor det ble etablert skiver til fjell som fundamenter.

Grunn forhold	Gjennomsnittlig $\delta_{v,max}$ (mm)			Gjennomsnittlig $\delta_{h,max}$ (mm)		
	1962-1975	1976-1989	1990-1998	1962-1975	1976-1989	1990-1998
Bløt til fast leire	135	107	51	104	94	61
Meget fast leire	30	10	23	38	29	14
Sand og grus	27	31	16	37	41	22

Figur 7 (Duncan 1998)

I figur 7 er vi tilbake til Duncans undersøkelse med en tabell som viser gjennomsnittlig verdier av setninger og horisontale forskyvninger i mm for forskjellige tidsperioder. Man ser altså at man i bløt leire har fått en gjennomsnittlig setning på ca 50 mm i den siste tidsperioden, mens det i den første var hele 135 mm. Dette er selvfølgelig helt avhengig av gravdedybden ved de forskjellige registreringene, men man kan forvente at det er gravd minst like dypt nå i det siste som for 30 år siden.

Grunn forhold	Gjennomsnittlig $\delta_{v,max}/H$ (%)			Gjennomsnittlig $\delta_{h,max}/H$ (%)		
	1962-1975	1976-1989	1990-1998	1962-1975	1976-1989	1990-1998
Bløt til fast leire	1,28	1,21	0,41	0,94	0,92	0,42
Meget fast leire	0,18	0,06	0,1	0,23	0,21	0,08
Sand og grus	0,16	0,18	0,08	0,25	0,55	0,17

Figur 8 (Duncan 1998)

Figur 8 viser gjennomsnittlige verdier på setning og horisontal bevegelse som er normalisert ved å dele på utgravingsdybden. Disse verdiene er dermed sammenlignbare med Peck's diagram fra 1969. Tabellen viser at verdiene går ned fra ca. 1.3 % deformasjon i forhold til gravedybde i perioden 1962-1975 til ca. 0.4 i den siste perioden.

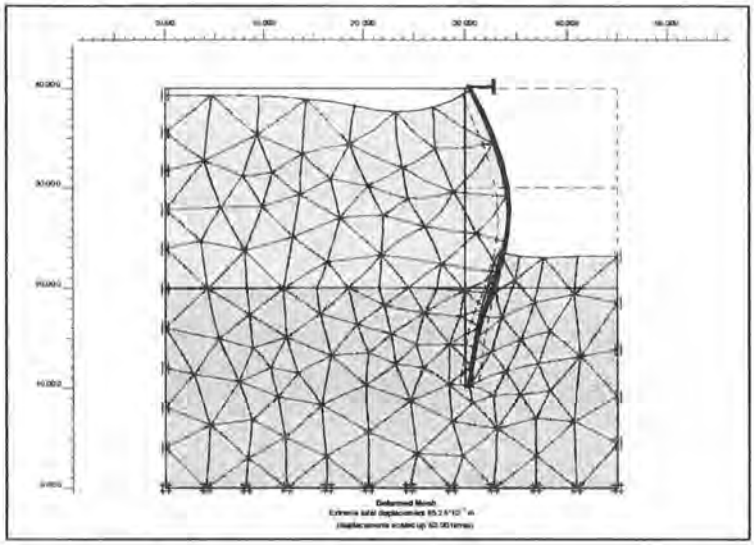
Og dermed er det altså dokumentert at bransjen er blitt flinkere med årene.

3. Hva forårsaker deformasjoner

Deformasjoner forårsakes av:

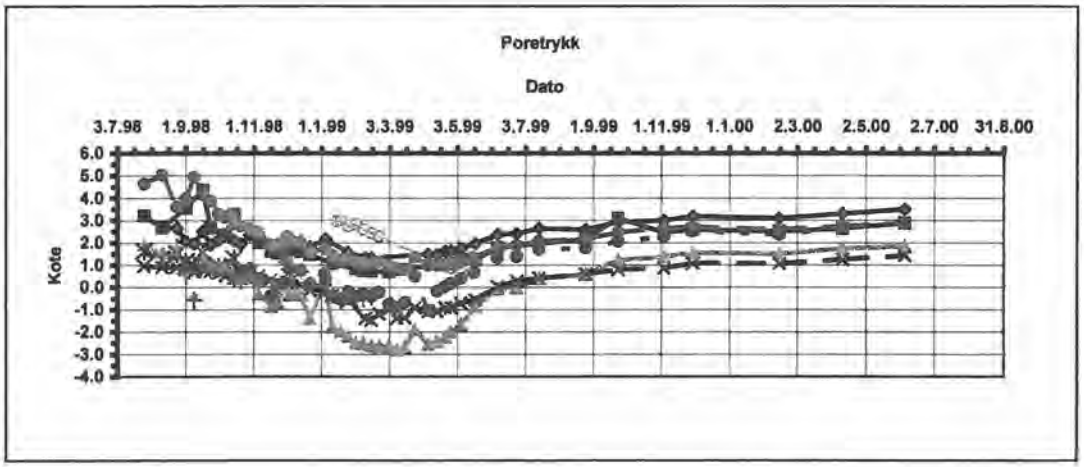
- Totalspenningsendringer
- Effektivspenningsendringer og
- Kryp

Setningene skjer først og fremst på grunn av spenningsendringene i grunnen ved at masse graves bort (totalspenningsendringer). Denne spenningsendringen kan begrenses ved å sette inn støttekonstruksjoner. Dette er forenklet fremstilt i figur 9.



Figur 9
Deformasjoner ved spuntet utgraving

Effektivspenningsendringer skjer da man i tillegg ofte får en senkning av grunnvannstanden, eller en reduksjon i poretrykket i leira, samt drenasje av poretrykket forårsaket av skjærspenningsendringer. Dette gir økte vertikalspenninger og dermed konsolidering og setning. Figur 10 viser eksempel på registrering av poretrykksreduksjon i forbindelse med et prosjekt i Oslo.



Figur 10, poretrykksmålinger

Kryp kan defineres som en udrenert konstant skjærdeformasjon under en konstant skjærspenning. Laboratorieforsøk (treaksialforsøk, aktiv og passiv) viser at krypskjærtøyningshastigheten er svært avhenging av mobiliseringsgraden ved at "levetiden" raskt avtar ved økende mobiliseringsgrad.

I initiell tilstand, før utgraving, er et jord element utsatt for skjærspenninger ut fra "in situ" spenninger: $\frac{\tau_{maks}}{p_o'} = \frac{1-k_o}{2} \approx 0.2$ ($k_o = 0{,}6$)

Hvis denne initielle skjærspenning sammenlignes med udrenert skjærstyrke i aktiv tilstand,

$\frac{s_{uA}}{p_o'} = 0.4$, er initiell mobiliseringsgrad ca. 50%.

For en utgraving prosjektert med materialkoeffisient , $\gamma_m = 1.4$, vil mobiliseringsgraden således øke fra 50% i initiell tilstand til ca. 71% i mest kritisk utgravingsfase.

Etter at byggegropen er lukket, vil økt jordtrykk mot en permanent støttekonstruksjon (f. eks. ferdig vegg) føre til at man får en gradvis reduksjon av skjærspenningene. Normalt reetableres grunnvannsstandsnivået og man antar at setningene stopper opp. Det å "reetablere" initiell mobiliseringsgrad vil imidlertid pågå over lang tid og derfor vil man også i tiden etter at byggegropen er lukket ha en økning i skjærtøyningene. Skjærtøyningene avtar dog med tiden og på grunn av at skjærspenningene reduseres.

Kryp fører til redusert udrenert skjærstyrke. Dersom økt skjærspenning blir nær eller lik redusert skjærstyrke, kan brudd oppstå i store partier av området rundt utgravingen (D_o lateralt fra utgraving). Her er D_o innflytelsesdybden av utgravingen (for spunt til fjell vil D_o i de fleste tilfeller være lik dybde til fjell, men i andre tilfeller D_o må dokumenteres ut fra inklinometer målinger). Skjærtøyninger ved brudd kan være ca 1 til 2 %.

Generelt er erfaringer og beregninger knyttet til setninger av terrenget bak sikringskonstruksjonen, dvs et ubelastet terreng. I bystrøk står det imidlertid ofte et nabobygg i tomtegrensa, og dermed får vurderinger av setninger nok en vanskelighetsgrad. Dette gjelder i særlig grad nabobygg som er fundamentert direkte på leira, noe som ofte er tilfelle med den eldre bebyggelsen i Oslo.

Her spiller ofte andre faktorer inn enn de som kan beregnes teoretisk, og forhold som hvor mye fundamentenes bæreevne er utnyttet, tilstand på fundamentene, tilstand på eventuelle tømmerflåter, tidligere setninger osv betyr mye.

Setninger på nabobygg kan også i stor grad være knyttet til selve installasjonsprosessen av sikringskonstruksjonen. Her nevnes spesielt forgraving i spuntlinjen, og det viser seg ofte i praksis at mye av setningene på nabobygg kommer i forbindelse med forgravingen og rammingen av spunt. Dette vil imidlertid variere mye fra sted til sted avhengig av de lokale forholdene, og omfang av slik type setning er altså vanskelig å forutsi i forkant. Videre kan installasjonsprosessen gi andre effekter som for eksempel økt poretrykk, utdrenering, vibrasjoner eller rystelser under nedramming av spunt. Ved siden av at dette ofte er meget ubehagelig for mennesker, kan det i gitte tilfeller også føre til skader på nabobygg.

4. Underlagsmateriale

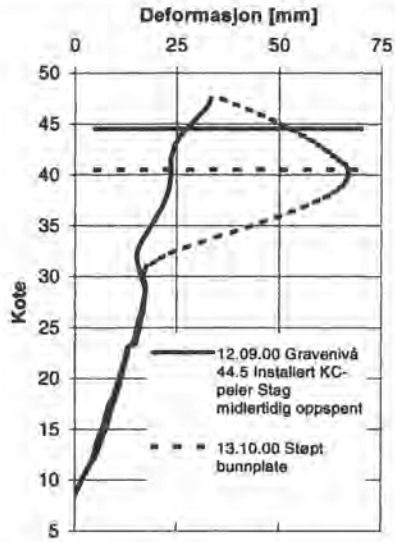
I tillegg til erfaringsmaterialet, er det nødvendig med lokal kunnskap om grunnforhold på og rundt tomta.

Utgraving av en tomt betinger god kjennskap til grunnforholdene (lagdeling, styrkeparametere, grunnvannstand etc.) og fjellets beliggenhet. I tettbygde strøk er det også svært vesentlig å inneha informasjon om fundamenteringsforhold og kjeller/fundamentnivåer (tegningsarkiv, prøvegravinge etc.) av nabobebyggelse samt oversikt over øvrige anlegg i nærheten av planlagt byggegrop (kabler, ledninger, kulverter etc.).

Før oppstart av grunnarbeidene må det gjøres en vurdering av behov for oppfølgingstiltak og iverksetting av disse. Dette innebærer f. eks. å etablere setningsbolter, etablere poretrykksmålere, gjøre førbesiktigelse, etablere rystelsemålere og når f. eks. spunten er etablert installere inklinometer.

En teoretisk beregning er følgelig avhengig av stedlige grunnundersøkelser og tester i laboratoriet, samtidig med at man kobler mot tidligere erfaringer og målinger.

Målinger i denne sammenheng er ikke bare registrering av setninger, men i like stor grad registrering av horisontal deformasjon av støttevegger under utgraving. Det er disse registreringene som gir et avgjørende bidrag til å kunne korrelere beregningsparametere. Registreringene gjøres normalt i kanaler som er innstøpt eller fastsveist på støtteveggen før utgraving, og ved hjelp av måleinstrumentet "inklinometer" kan horisontal forskyvning av støtteveggen registreres i hele kanalens lengde (fig 11).

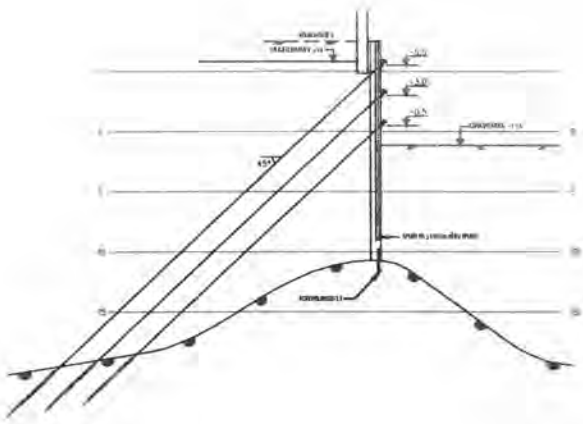


Figur11
Registrering av horisontal deformasjon på spunt ved to forskjellige tidspunkter av utgravingen. Fra utgraving ved Sørkedalsveien 6, Oslo.

Ved siden av å gi nødvendig underlag for senere beregninger, er slike målinger et viktig instrument under oppfølging av prosjektet. Målingene er således et nyttig hjelpemiddel for å avdekke behov av for eksempel setningsreduserende tiltak under gjennomføringen.

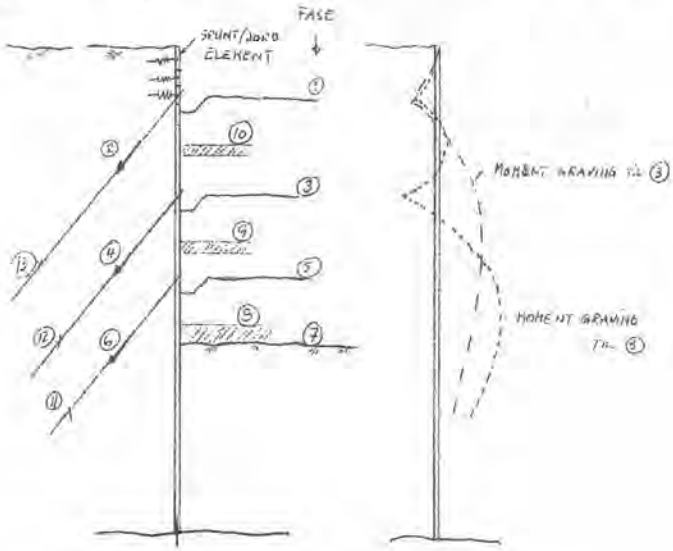
5. Beregninger

Figur 12 kan være et typisk tverrsnitt av spunt i Oslo. Horisontal forskyvning eller utbøyning av denne støttekonstruksjonen er avgjørende for hvor store deformasjonene blir, og de teoretiske beregningene har som målsetting å kunne fastlegge denne utbøyningen. Problemstillingen er å kunne modellere på best mulig måte det samvirket som er mellom spenninger og tøyninger i jorda og tilsvarende i støttekonstruksjonen.



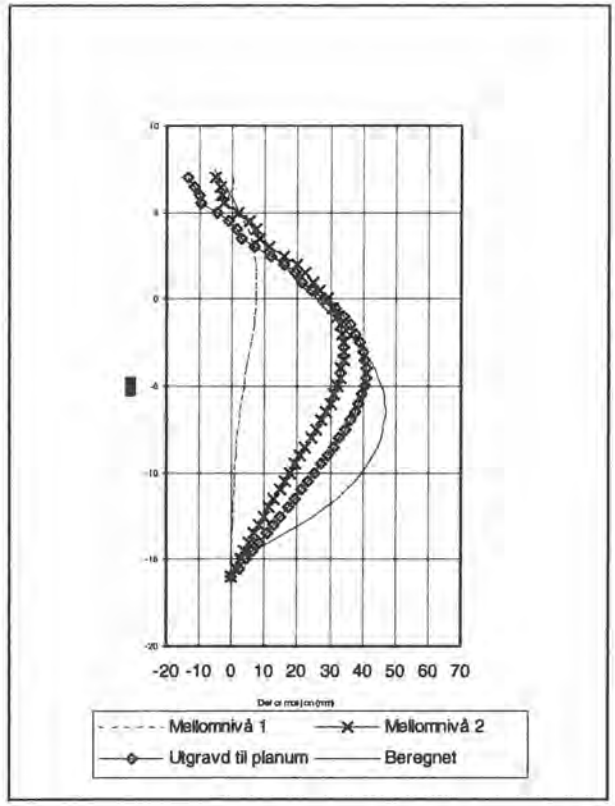
Figur 12,
tverrsnitt spunt
og stag

Det er etter hvert utviklet mange beregningsmodeller hvor det tas utgangspunkt i dette samvirket. Metodene er i prinsipp elementprogrammer, for eksempel med antagelse av en elastisk bjelke støttet av ikke-lineær jord. (fig 13). Analyser kan gjennomføres for trinnvis utgraving og avstivning, med eventuell suksessiv dekkestøp og stagkapping. Inndata kan normalt endres relativt lett, og man kan gjøre parameterstudier både av jorda og av endret stivhet i selve støttekonstruksjonen.



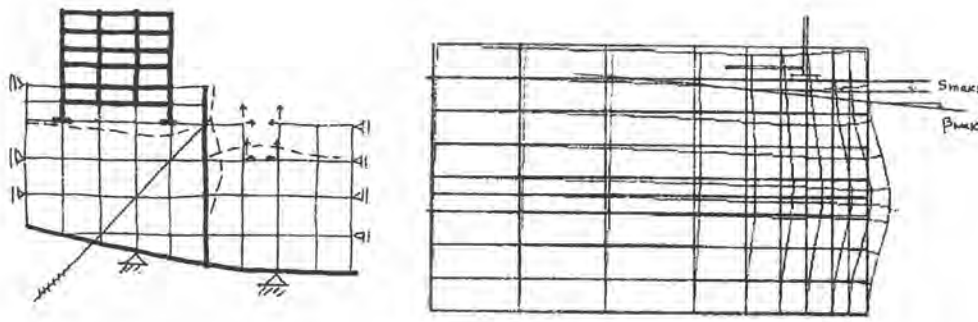
Figur 13
Prinsipp trinnvis
beregning av spunt
med elementprogram

I figur 14 er det vist et tilfelle med beregnet utbøyning av spunt, og det er også lagt inn utbøyningen registrert under gjennomføring av arbeidet. I dette tilfellet er det rimelig god overensstemmelse.



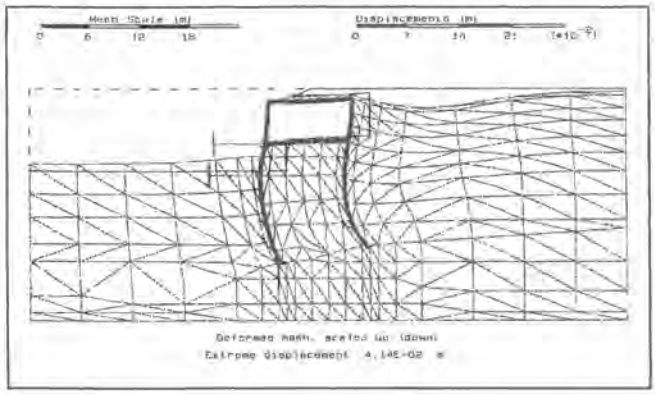
Figur 14
Beregnet og målt utbøyning av spunt

Det er videre utviklet programmer der jord og vegg inndeles i elementer og hvor man modellerer større jordvolum. Ved disse modellene kan man få fram en beregnet setning av terrenget bak støttekonstruksjonen. Dersom det er bygg fundamentert innen sonen som beregnes, vil man også få en beregnet setning på disse, jfr figur 15.



Figur 15

I figur 16 vises utskrift fra en beregning med elementprogrammet "PLAXIS". Ved å modellere et tverrsnitt på denne måten, er det mulig å gjennomføre omfattende analyser for å bestemme deformasjoner og krefter i avstivningssystemet. Det kan dermed gjøres analyser for å søke etter de mest kritiske fasene av utgravingen og for eksempel finne de optimale gravenivåene for stagsetting.



Figur 16

Beregninger blir imidlertid ikke bedre enn de parametere man setter inn, og det er følgelig av avgjørende betydning å ha grunnlag til å velge riktige parametere. Parametere for selve støttekonstruksjonen er ikke noe problem, disse listes fra leverandør eller er gitt i standarder, så problemet er derfor knyttet til jordparametere. Spørsmålet om hvor riktig man kan beregne setninger bak spunt er derfor like mye et spørsmål om hvor godt man kan modellere jorda i beregningsmodellene. Her pågår stadig utvikling, og modelleringen forbedres ved måling av deformasjoner og etterberegninger. Det gjenstår imidlertid fortsatt mye arbeid på dette området, både nasjonalt og internasjonalt.

Generelt har man med bakgrunn i en omfattende innsamling av data opp gjennom årene, et relativt godt hold å forutsi konsekvenser på omkringliggende områder ved utgravinger i Oslo. Videre har man også et relativt godt tak på beregning av utbøyning på sikringskonstruksjoner i Oslo-leire. For de større elementprogrammene hvor deformasjon av hele jordvolumet kan beregnes, er imidlertid fortsatt mye ugjort.

Setninger som følge av grunnvannsenkning kan beregnes ut fra teoretiske betraktninger, men det kan være vanskelig å forutsi konsekvensene nøyaktig. Dette skyldes først og fremst vanskeligheter i å forutsi hvor langt ut fra bygegropa en grunnvannsenkning vil merkes, dvs størrelsen på influensområdet. Dette kan være særlig vanskelig der det i tillegg til graving også skal sprenges i byggegropa.

En prosjektert løsning baserer seg på visse forutsettinger medtatt i beregningsmodellen. Når man så ser på hva som forårsaker deformasjonene er det ved etablering av byggegroper i tettbygde strøk derfor spesielt viktig å ta hensyn til følgende:

- Forgraving/forberedelse av spuntlinje. Erfaring tilsier at mye av setningene (på nabobygg kloss inntil byggegropen) kommer allerede i denne fasen. Dette skyldes blant annet at omfanget av forgravingen er stor, dvs det gjøres i lange, og dype seksjoner av gangen, samt at tilbakefylt materiale ikke komprimeres godt nok. Dvs mobiliseringsgraden er økt, dog med influens kun på området nært gropen. Fremgangsmåte ved forgraving må gå klart frem av beskrivelsen, og betinger at tilstrekkelig informasjon er innhentet på forhånd.

- Det må gjøres en vurdering av hva slags utstyr som skal benyttes til f. eks. spunting, dvs om det skal benyttes fallodd, vibrolodd eller pressing. Erfaring tilsier også at setninger kan komme i fasen hvor det spuntes, dvs som følge av rystelser/vibrasjoner. Dette er også avhengig av f. eks. forgraving.

- Normalt utarbeides det planer og beskrivelse/prosedyre som angir gravenivåer ved etablering av stag/puter. Disse nivåene er i hovedsak fremkommet av den prosjekterendes beregninger og er viktig mht. deformasjoner av spuntkonstruksjonen. I tillegg er det viktig å ta med begrensninger for graving andre steder i gropa.

- Ved graving under grunnvannstand må det angis klare krav til tetting av spuntkonstruksjonen. Dvs å tette spunten ved staggjennomføringer samt å oppnå tetting mellom spuntfot og fjell der det skal graves til fjell. Det vanlige her er å etablere en fotdrager, gjerne da i kombinasjon med sikring av spuntfot for videre skjæring i fjell under spuntfot.

- Utføre en nøye overvåking av boring for fotbolter inklusive måling av glipper og vurdering av ekstratiltak basert på resultatene.

- Det må gå klart frem av beskrivelsen hvilken forspenningslast stagene skal spennes opp til. Forspenning vil bidra til å redusere deformasjonene bak spunten. Ved lange stag er dette spesielt viktig. Videre må forspenningslasten nøye planlegges, spesielt der det blir lange stag. Elastisk tøyning av stagene (ved største belastning) kan fort utgjøre noen millimeter ved stag på 30-40 m.

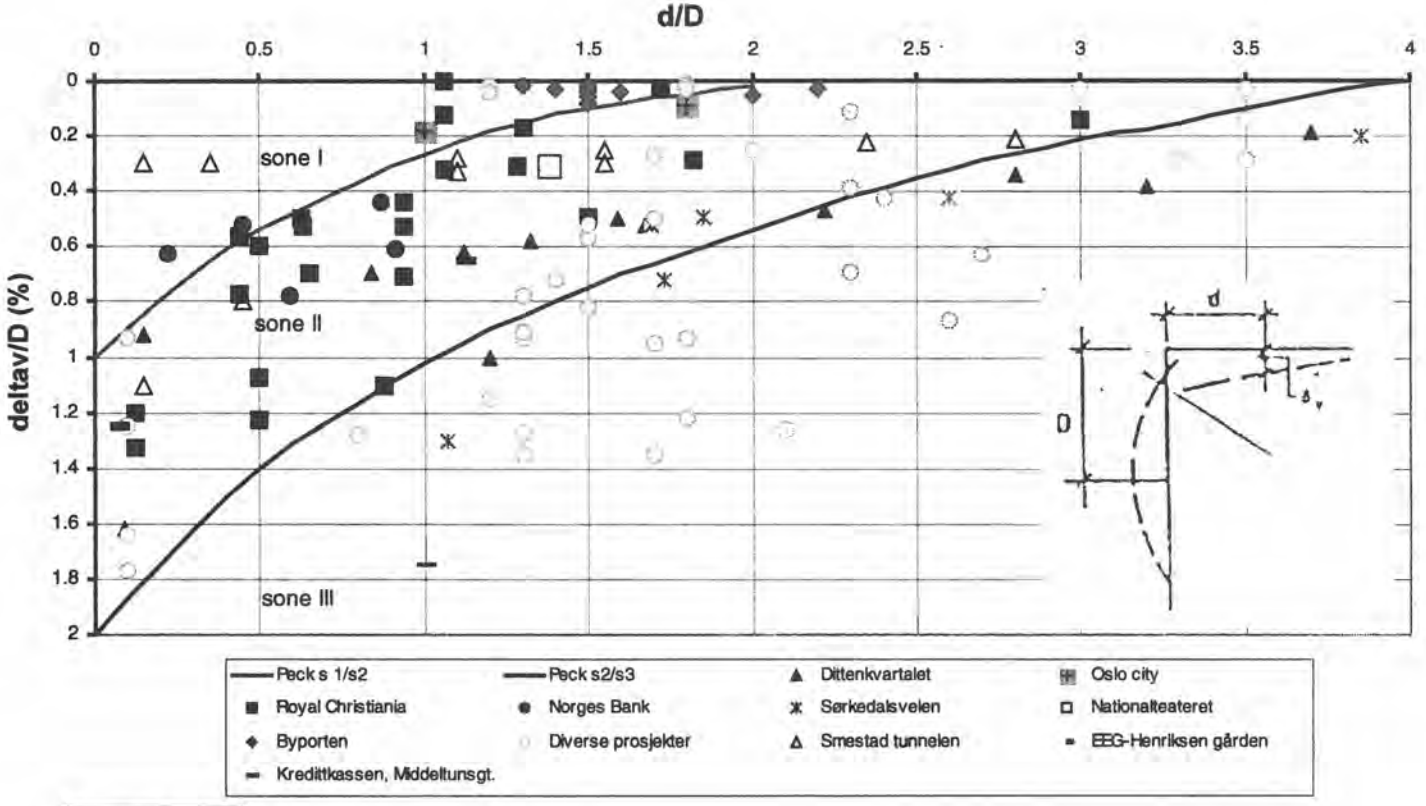
- Faren for grunnvannssenkninger må vurderes nøye og følges opp i anleggsfasen.

Figur 17
Spuntfot

I figur 17 vises bildet av spuntfot på fjell ved frigraving. Et eventuelt drenerende løsmasselag over fjell vil ha fri drenering inn i gropa, og tilsvarende vil gjelde for et oppsprukket øvre sjikt av fjellet. I disse tilfellene har det vist seg at grunnvann kan dreneres ut i store områder, noe som igjen fører til setninger. Ved for eksempel utgravingen for Oslo City, ble det igangsatt infiltrasjon av vann, men man registrerte likevel influens på poretrykkene opptil 150 m unna byggegropa.

6. Eksempler

I figur 18 er en del utførte prosjekter i Oslo lagt inn i Pecks diagram fra 1969. Det fremgår at prosjektene har gitt setninger i området 1-2 % av gravedybden, og influens i 2-4 ganger gravedybden. I de tilfellene hvor resultatene er innenfor de angitte 1-2 % har det ofte oppstått et eller annet uventet problem under utførelse av sikringskonstruksjonen, eller også store grunnvannsenkninger.

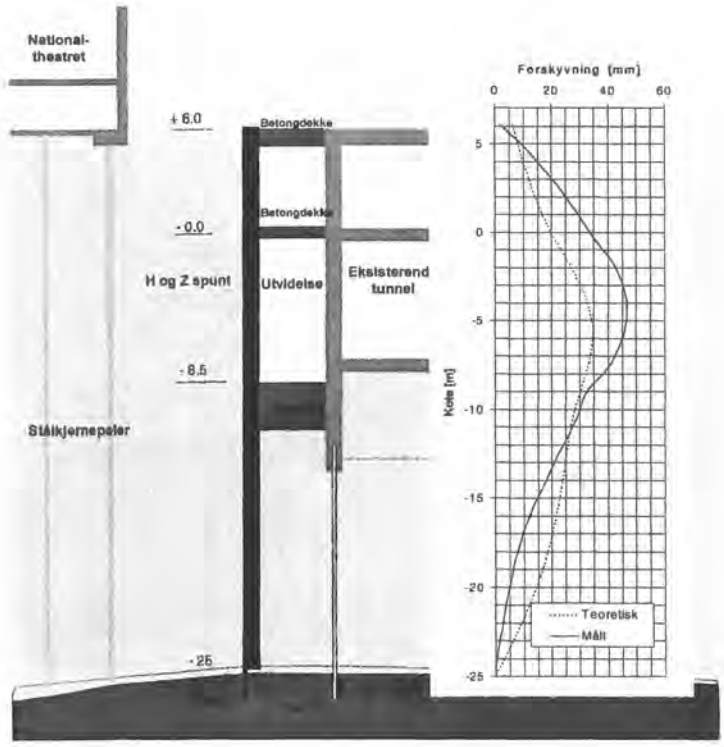

d/D
0
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
4
deltav/D (%)
0
0.2
0.4
0.6
0.8
1
1.2
1.4
1.6
1.8
2
sone I
sone II
sone III
d
D
Peck s 1/s2
Peck s2/s3
Dittenkvartalet
Oslo city
Royal Christiania
Norges Bank
Sørkedalsvelen
Nationalteateret
Byporten
Diverse prosjekter
Smestad tunnelen
EEG-Henriksen gården
Kredittkassen, Middeltunsgt.

Figur 18

Prosjektene som er nevnt omfatter utgravinger på ca. 8-12 m eller større. Det er hovedsakelig prosjekter med stagavstivet spunt (eller annen støttekonstruksjon som f. eks. slissevegg for Norges Bank). Prosjekt med innvendig avstivning er Royal Christiania hotell og Smedstadtunnelen.

Av prosjektene med en stagavstivet spunt er det forskjellige varianter, der f. eks. Sørkedalsveien 6 er en ca. 8 m dyp utgraving hvor massene inne i gropa er kalk/sement-stabilisert og med fjelldybder på ca. 40 m.

Ved store fjelldybder vil deformasjoner av sikringskonstruksjonen under utgravingsnivå kunne utgjøre en stor del av deformasjonene bak spunten. En forsterkning av grunnen/avstivning før utgraving til endelig nivå vil således kunne redusere deformasjonene betydelig. En slik forsterkning kan være kalk/sement-stabilisering av byggegropen (bør imidlertid vurdere konsekvensene av evt. deformasjoner/omrøring kalk/sement-stabilisering kan medføre!). Et eksempel med bruk av JET-peler er utvidelsen av Nationalteateret stasjon med prinsipp som vist nedenfor. Omfattende forspent avstivningssystem og suksessiv utgraving reduserte også deformasjonene betydelig i et annet graveavsnitt på ovennevnte prosjekt.



Figur 19

7. Sluttkommentar

Registrerte data fra dyputgravinger i Oslo siste 20 år viser at prosjektene i hovedsak ligger innenfor sone II i Peck's diagram, dvs setninger i størrelsesorden 1-2 % av utgravingsdybden med influens avstand ca. 2-3 x gravedybden.

Enkelte av erfaringsdataene gir grunnlag for at man i Osloleire bør kunne forvente at setninger som følge av skjærdeformasjoner ved stagforankrede spuntveggskonstruksjoner generelt kan begrenses til 0-0,5 % av gravedybden i området umiddelbart bak utgraving (0-1,0 x gravedybden)

Referanser

Peck (1969)

Simonsen, Arne Schram. (1990). Deformasjon ved avstivede utgravinger, sammenstilling og erfaringsmateriale. NIF kurs NTH.

Athanasiu, Corneliu og Simonsen, Arne Schram. (1991). Den Europeiske Geotekniske konferanse i Firenze - mai 1991. Dyputgraving, beregninger, målinger.

Simonsen, Arne Schram. (1997). Nye Nationaltheatret stasjon. 15 m utgraving inntil Nationaltheatret. Alternative løsninger som ble vurdert. Geoteknikkdagen 1997.

Bye, Anders (1997). Nye Nationaltheatret stasjon. 15 m utgraving inntil Nationaltheatret. Valgt løsning inklusive jetpeler og HZ-spunt. Geoteknikkdagen 1997.

Duncan (1998)

Berger, Andreas og Finstad, Jan A. (1999). Tukthuskvartalet, Oslo Geoteknikkdagen 1999.

Bergersen, Nils og Bye Anders (2000). Sørkedalsveien 6, Oslo. Geoteknikkdagen 2000.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2002

SOFT ROCK TUNNELING. FRA MODELLERING TIL BYGGING AV LØSMASSETUNNELER VED THE TAIWAN HIGHSPEED RAIL PROJECT

Soft rock tunnelling. From modelling to construction of soft rock tunnels at the Taiwan Highspeed Rail Project

Siv. Ing. Morten Christiansen, Statkraft Grøner AS
Siv. Ing. Jan K. G. Rohde, Statkraft Grøner AS
Siv. Ing. Thomas Schönborn, Statkraft Grøner AS

SAMMENDRAG

Statkraft Grøner har som CICE (the Contractor's Independent Check Engineer) hovedansvaret for kvalitetssikring av grunnarbeider og konstruksjoner i forbindelse med bygging av i alt 14 tunneler ved bygging av Taiwan Highspeed Rail. Hoveddelen av tunnelene ligger i sedimentære bergarter av pleistocen alder. Bergartene tilhører Toukoshan-formasjonen og består av sandstein, leirstein (mudstone) og veksellagring av sand- og leirstein. Delvis forekommer lag av leirskifer. Bergartene er generelt svakt sementerte og har lave styrkeparametere. For de svakeste bergartene ligger styrkeparametrene på samme nivå som norsk tørrskorpeleire.

Det er gjennomført flere uavhengige beregninger av den midlertidige og permanente sikringen i tunnelen ved hjelp av endelig-element programmer. Resultatene fra beregningene viser god overensstemmelse mellom beregningene og kontrollmålinger i driveperioden.

SUMMARY

Statkraft Grøner has been employed by the contractor Hyundai-Chunglin JV as CICE (the Contractor's Independent Check Engineer) in connection with the Taiwan High Speed Rail Project. The work includes independent check of analysis and calculations, design and specifications plans for 14 mined tunnels.

The tunnels are constructed mainly in pleistocen sedimentary rocks belonging to the Toukoshan-formation. The formation consists mainly of sandstone, mudstone, alternations of sand- and mudstone and shale. The rocks are poorly cemented and show low mechanical strength.

Several independent calculations of outer- and inner lining of the tunnels have been performed using numerical FEM programmes. Monitoring results during construction show good correlation between the design calculations, our independent calculations and the actual measurement results.

Innledning

The Taiwan Highspeed Rail Project omfatter i alt 354 km dobbeltsporet høyhastighetsbane fra hovedstaden Taipei i nord til industribyen Kaoshiung i sør. I tilknytning til banen blir det bygget 11 stasjoner, 3 lager og depot samt 3 verksted for reparasjon, service og vedlikehold. Jernbanen følger langs landets vestkyst der hovedtyngden av befolkningen, ca. 22 mill. innbyggere, er bosatt og der de største industribyene er lokalisert. Oversiktskart er vist i figur 1.

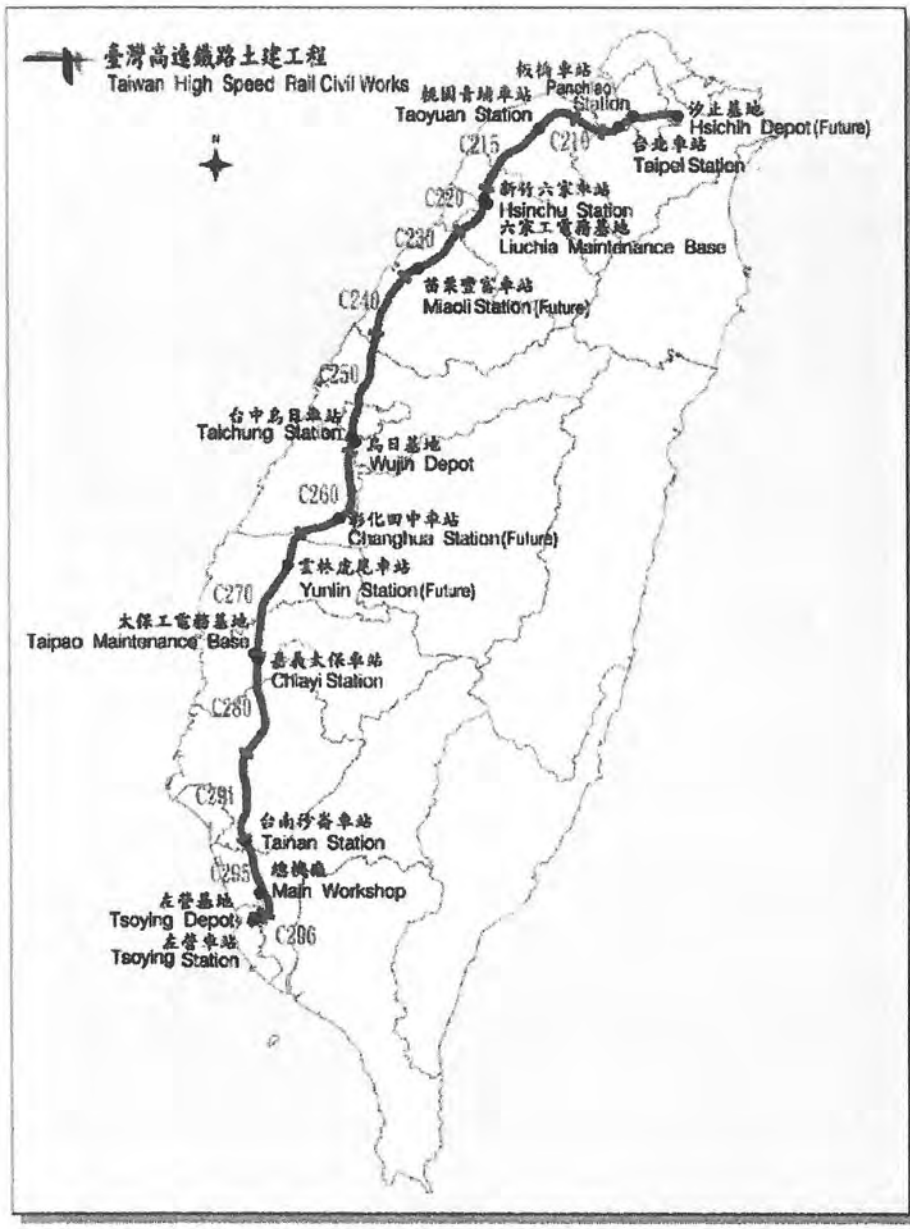
Omtrent 50 km av banen går gjennom tunneler, 244 km er lagt på viadukter og bruer. Dimensjonerende hastighet er 350 km/t og topphastighet på togene vil være 300 km/t. Kjøretiden på de raskeste togene er beregnet til 1.5 timer fra Taipei i nord til Kaoshiung i sør.

Prosjektet er kostnadsberegnet til ca. 120 milliarder NOK og representerer verdens pr. i dag største inngåtte BOT-kontrakt (Build Operate and Transfer). Kontraktene på bygge- og anleggsarbeidene ble inngått våren/forsommeren 2000 og anlegget skal etter planen settes i drift i 2004.

Med stor jordskjelvaktivitet, myke, til dels vannoppløselige, sedimentære bergarter, lave bergspenninger og periodevis ekstreme værforhold med intens nedbør og tyfoner, byr prosjektet på mange spennende tekniske utfordringer.

Vårt oppdrag i prosjektet er knyttet til kvalitetssikring av entreprenørens arbeider som CICE (the Contractor's Independent Check Engineer) på to av kontraktene, C240 og C250 Arbeidene utføres i samarbeide med Kampsax AS fra Danmark der Kampsax har hovedansvaret for kvalitetssikring av grunnarbeider og konstruksjoner, bruer og viadukter. Vårt ansvar er kvalitetssikring av tunneler, dvs. utgravde (mined tunnels), i alt 14 stk. og Cut and Cover tunneler, i alt 27 stk. Prosjekteringen av tunnelene på kontrakt C240 utføres av Hyder (Storbritannia) med bistand av Geoconsult (Østerrike). Disse omtales senere i artikkelen som Design Engineer.

Hensikten med artikkelen er å vise noen eksempler på våre uavhengige beregninger som ble utført i forbindelse med kvalitetssikringen av prosjekteringen av tunnelene.



Figur 1: Oversiktskart

Geologi, grunnforhold

Hoveddelen av tunnelene ligger i sedimentære bergarter av pleistocen alder. Bergartene tilhører Toukoshan-formasjonen og består av sandstein, leirstein (mudstone) og veksellagring av sand- og leirstein. Delvis forekommer lag av leirskifer.

Bergartene er generelt svakt sementerte og har lave styrkeparametere.

Det mest utpregete sprekkesettet går parallelt med lagdelingen og har slakt til moderat fall i varierende retning. Sprekkdannelse er begrenset til isolerte stikk.

Flere forkastninger krysser traséen. Forkastningene har steilt til moderat fall og generell strøkretning N-S eller Ø-V.

Grunnvannsnivået langs traséen varierer til dels sterk. Ut fra feltmålinger forventes grunnvannstanden til å ligge i nivået mellom tunnelsålen og opptil 35m over hvelvet. Langs lag av leirstein er det registrert "hengende" grunnvannstand. På grunn av litologien er bergartene ømfintlig for vann, og går over i flytende tilstand ved kontakt med grunnvann på stuff.

Grunn- og laboratorieundersøkelser

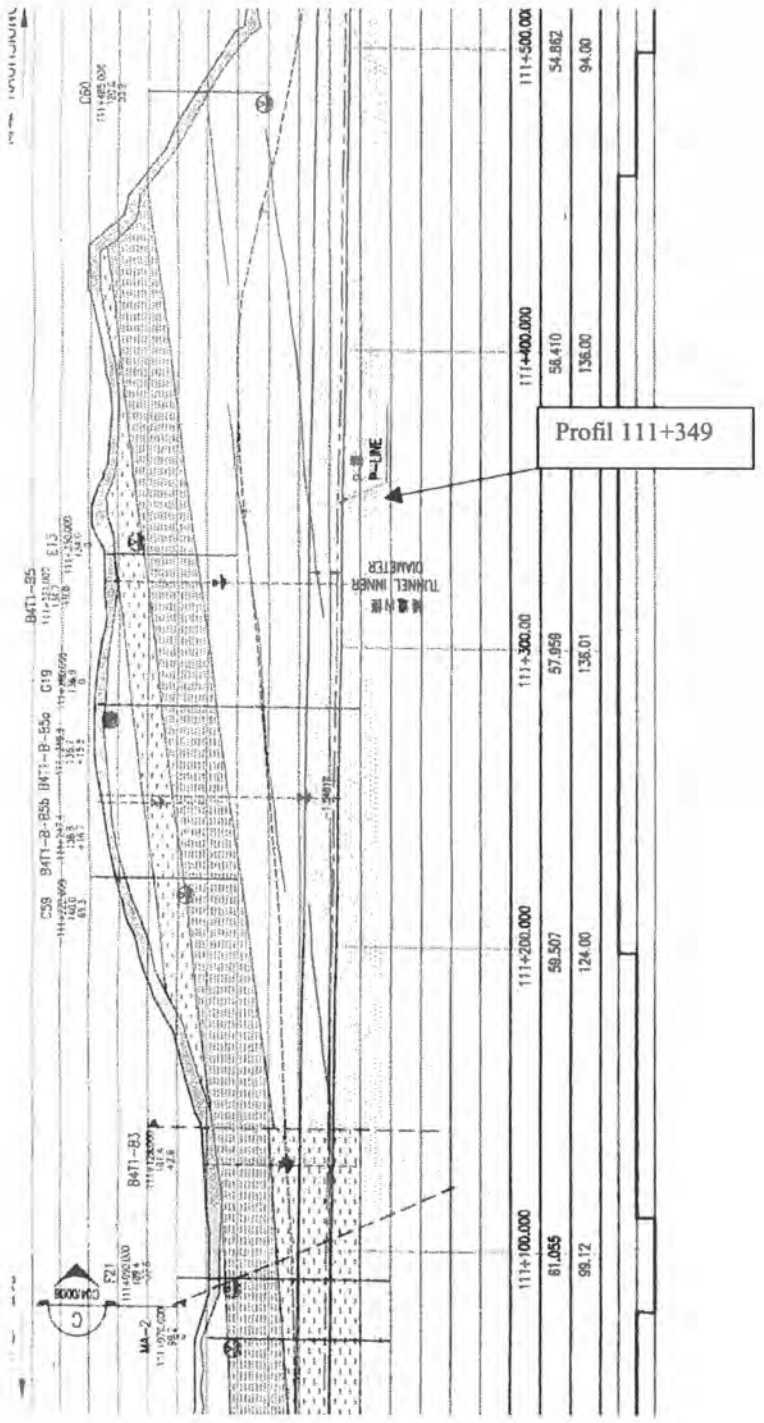
For kartlegging av de geologiske forholdene langs traséen er et omfattende undersøkelsesprogram gjennomført. Undersøkelsene omfatter:

- Geologisk overflatekartlegging.
- Boringer med opptak av kjerneprøver.
- Graving av prøvegroper.
- Grunnvannsbrønner for permeabilitetsmålinger.

Prøvene er deretter testet i laboratoriet for følgende:

- Kornfordeling.
- Plastisitetsgrense.
- Romvekt.
- Oedometerforsøk.
- Proctor forsøk.
- Bæreevne CBR forsøk (løsmasse).
- Udrenert skjærstyrke (løsmasse).
- Enaksiell trykkstyrke (løsmasse/ berg).
- Direkte skjærforsøk (løsmasse/ berg).
- Triaksialforsøk (berg).

Alle tester er utført i henhold til ASTM (the American Society for Testing and Materials) eller AASHTO (American Assosciation of State Highway and Transportation Officials) standard.



Figur 2 Utsnitt av geologisk profil langs tunnel T 01 North

Vurdering og valg av parametre

Basert på resultatene fra laboratorieundersøkelsene er bergmassene i tunneltraséen generelt delt inn i 6 klasser: Rockmass 1 – Rockmass 6 (RM 1 – RM 6).

Tabell 1: Beskrivelse av forskjellige bergklasser (Rockmass 1 – Rockmass 6). UCS = Enaksiell trykkstyrke (Uniaxial Compressive Strength). φ´ = Drenert friksjonsvinkel.

Bergklasse	Beskrivelse	Parameter
RM 1	Massiv, godt sementert sandstein, veksellagring mellom sandstein og leirstein.	φ´ = 32 ° +/- 5 ° UCS = 5 –15 MPa
RM 2	Siltholdig sand eller dårlig gradert sand, dårlig til meget dårlig sementert.	φ´ = 32 ° +/- 5 ° UCS = 0,1-1,6 MPa
RM 3	Leirig silt eller siltig leire med overgang til leirstein i overgang til leirstein med dårlig sementert sandstein i veksellagring.	φ´ = 25 ° +/- 5 ° UCS = 0,1-1,3 MPa
RM 4	Variasjoner av sandstein og leirstein med en minste lagtykkelse på 10 cm.	φ´ = 28 ° +/- 5 ° UCS = 0,25-1,0 MPa
RM 5	Variasjoner av sandstein og leirstein med en lagtykkelse mellom millimeter og centimeter.	Tilsvarer representative verdier for RM 2 og RM 3 φ´ = 28 ° +/- 5 ° UCS = 0,25-1,0 MPa
RM 6	Sleppesoner, forkastninger med høy vannføring.	

Bergmassene viser generelt få strukturelle eller litologiske kjennetegn som forventes å ha innflytelse på de bergmekaniske egenskapene. Derfor ble det antatt at selve styrkeparametrene i bergmassene er avgjørende for bergmassenes oppførsel under tunneldriving.

Til sammenligning vises i tabellen nedfor noen karakteristiske verdier for norske berg- og løsmasser:

Tabell 2: Typiske parameter for forskjellige bergarter og løsmasser [1,2,3].

Bergart	φ' [°]	c' [Mpa]	UCS (σc) [Mpa]	E-modul [Mpa]	Poisson tall υ
Granitt	45	13	150	48.000	0,2
Sandstein	38 - 42	0.45	100	28.000	-
Tørrskorpe-leire	25 - 30	0,01-0,04	0,1-0,25	-	-

Sammenlignet med en bergmasse bestående av granitt eller sandstein av god kvalitet viser altså de benyttede inngangsparametrene en vesentlig dårligere mekanisk styrke. Faktisk er laveste verdier av UCS, c og φ for RM3 på samme nivå som tørrskorpeleire.

Design

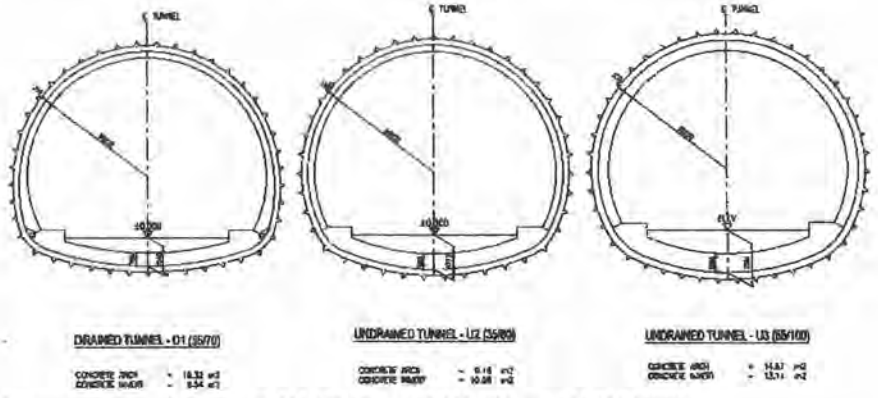
Tunnelene ved the Taiwan Highspeed Rail er prosjektert som dobbelsporete tunneler med sirkulær tverrsnitt og en innvendig radius på 6250 mm.

Basert på variasjonene i grunnforholdene, som styrkeparameterene til berggrunnen og grunnvannstanden, er det utarbeidet 6 forskjellige tverrsnitt.

Tunneler med lav overdekning inntil 15m er prosjektert som drenerte tunneler, mens tunneler med en overdekning større enn 15m er prosjektert som udrenerte tunneler. Forskjellene ved de forskjellige tverrsnitt knytter seg i første rekke til tykkelsen av betongen i bunnplaten, veggene og hengen, armeringsmengden samt hvorvidt tunnelene har membrantetning. Nedenfor stående tabell gir en oversikt over de forskjellige tverrsnittsvariantene.

Tabell 3: Tunneltverrsnitt.

Type	Betegnelse	Betongtykkelse av bunnplate	Betongtykkelse av veggene og hengen
Drenert	D 1 35/ 70	700 mm	35 mm
	D 1 45/ 70	700 mm	45 mm
Udrenert	U 2 35/ 80	800 mm	350 mm
	U 2 35/ 100	1000 mm	350 mm
	U 3 45/ 90	900 mm	450 mm
	U 3 55/ 100	1000 mm	550 mm



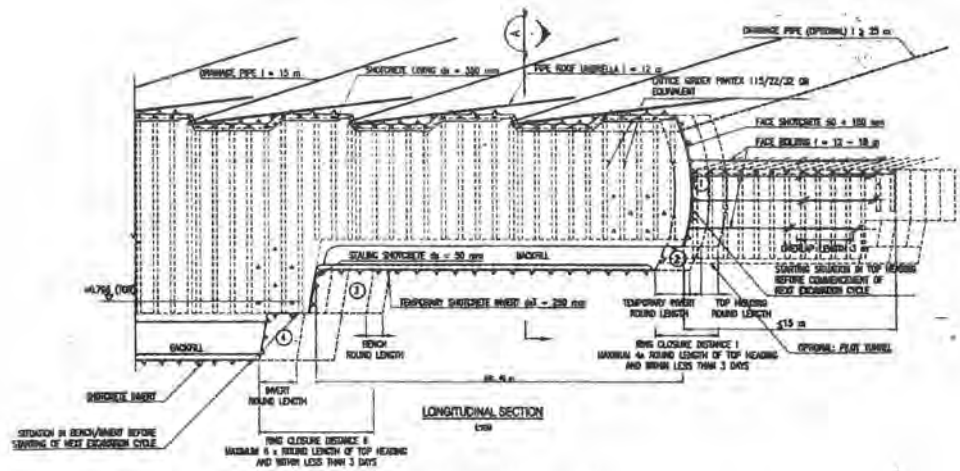
Figur 3: Tunneltverrsnitt D1 (35/70), U2 (35/80) og U3 (55/100)

Tunnelene ved the Taiwan Highspeed Rail drives med oppdelt tverrsnitt og fortløpende sikring, såkalt SES (Sequential Excavation and Support). Permanent sikring i form av plasstøpt betongutforing etableres etter at deformasjoner og setninger har nådd spesielle grenseverdier.

Sikringsklasser er utviklet basert på bergmasseklassifiseringen. Nedenfor stående tabell gir en oversikt over sikringsklassene, bergforholdene, planlagt drivemetodikk og omfanget av midlertidig sikring.

Tabell 4: Sikringskategorier.

Sikrings-klasse	**Beskrivelse av bergforhold**	**Drivemetodikk og sikringsomfang**
II	Stabil: Generelt elastisk oppførsel av bergmassene. Grunnen motstår de sekundære spenningene uten brudd. Berggrunnen reagerer på tunneldrift med ubetydelige deformasjoner. På grunn av svakhetssoner eller lignende med ugunstig orientering kan lokale utfall oppstå.	Inndeling av stuff. Lett sikring med sprøytebetong, armeringsbuer og bergbolter. Typisk gravelengde for takskive ca. 1,5 - 2m.
III	Kortvarig stabil: Utvikling av lokale skjærbrudd med begrensede forskyvninger i bergmassene og små deformasjoner.	Inndeling av stuff. Umiddelbar sikring med sprøytebetong. Sprøytebetongsikring med armeringsbuer som hovedsikring og i tillegg bergbolter. Typisk gravelengde for takskive ca. 1,2 -1,5m.
IV	Ustabil: Utvikling av skjærbrudd i bergmassene med betydelig omfang av utfall og moderate deformasjoner.	Ytterligere inndeling av stuff med midlertidig sikring av sprøytebetong. Fortløpende sikring med armeringsbuer og bergbolter. Typisk gravelengde for takskive ca. 1,0 -1,2m.
V	Svellende: Forsinket eller rask og dypgående utvikling av brudd og plastiske soner i bergmassene. Potensial for lett til sterk svelling. Store til meget store deformasjoner.	Ytterligere inndeling av stuff med midlertidig sikring av sprøytebetong. Fortløpende sikring med armeringsbuer og til dels lange bergbolter. Typisk gravelengde for takskive ca. 0,8 -1,2m.
VI	Rennende/ flytende: Kohesionsløse masser, tildels leiraktig som reagerer med fullstendig oppløsning dersom utsatt for vann.	Ytterligere inndeling av stuff med midlertidig sikring av sprøytebetong. Fortløpende sikring med armeringsbuer og bergbolter. Behov for stabiliserende tiltak foran stuff. Typisk gravelengde for takskive avhengig av stedlige forhold.
P/ Sb	Områder med lav overdekning (<15m): Silt eller sementert sand med overdekning < 15m.	Inndeling og sikring av stuff. Sikring med sprøytebetong og armeringsbuer. Bergbolter i bunnpallen. Typisk avslagslengde for takskive ca. 0,8 - 1,0m.



Figur 4: Eksempel på drivemetode ved sikringsklasse VI.

Verifikasjon av design

Våre oppgaver knyttet til kontroll og verifikasjon av design på tunnelene i dette prosjektet knytter seg i hovedsak til følgende områder:

- Kontroll av grunnlagsmateriale.
- Kontroll av tegninger, beregninger, metodebeskrivelser prosedyrer og spesifikasjoner.
- Oppfølging i byggefasen.

Som et eksempel på våre arbeider har vi valgt å presentere en del av våre beregninger i forbindelse med tunnelen T01 North (profil 111+349, se fig. 2). Beregningene omfatter:

- Beregning av deformasjoner i tunnelen ved midlertidig sikring (outer lining).
- Beregning av deformasjoner og spenninger på permanent sikring (inner lining).
- Kontroll av armering i permanent sikring.
- Kontroll av permanent sikring under jordskjelvbelastninger.

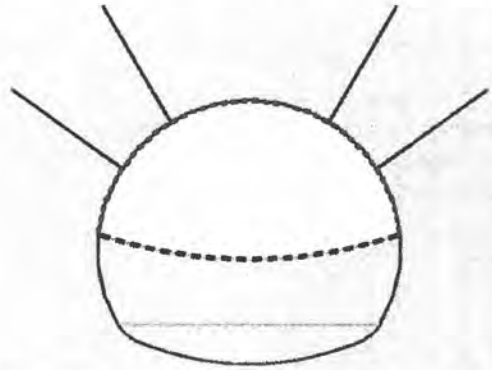
Til de tre første formål er programmet Phase^2 fra Rocscience Inc benyttet. Phase^2 er et 2D endelig element program (FEM) for å beregne spenninger og deformasjoner i materialet rundt utgravninger og tunnelåpninger med den hensikt å vurdere nødvendige sikringsmengder og –metoder. Beregningene kan utføres plastisk og elastisk.

I forbindelse med jordskjelvberegningene er det benyttet ANSYS, som i likhet med Phase^2 er en endelig-element modell (FEM).

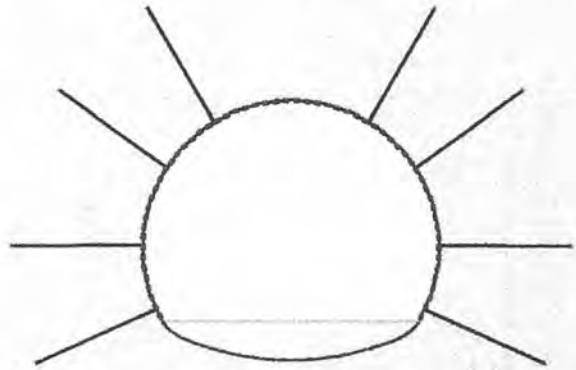
Verifikasjon av midlertidig sikring

Det er gjennomført verifikasjon av beregninger utført av Design Engineer. Design Engineer har i sine beregninger benyttet programmet FLAC. Design Engineer har laget en rapport der horisontale og vertikale deformasjoner for forskjellige kombinasjoner av tverrsnitt, sikringsklasse, overdekning, bergmassetyper og parametersett er beregnet.

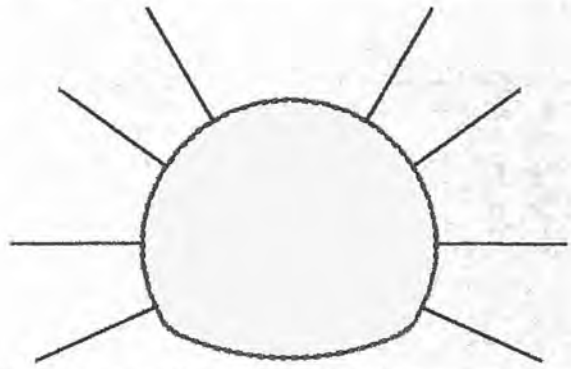
Beregningen ble gjennomført trinnvis, slik det er planlagt å drive tunnelen, med oppdeling av tverrsnittet og fortløpende midlertidige sikringstiltak. Beregningene er gjennomført i trinn som vist på etterfølgende figurer 5-7.



Figur 5: Trinn 1 - Utgraving av takskive med installasjon av sikring i hengen og eventuell installasjon av sikring i midlertidig såle.



Figur 6: Trinn 2 - Utgraving av mellompall med installasjon av sikring i veggene.

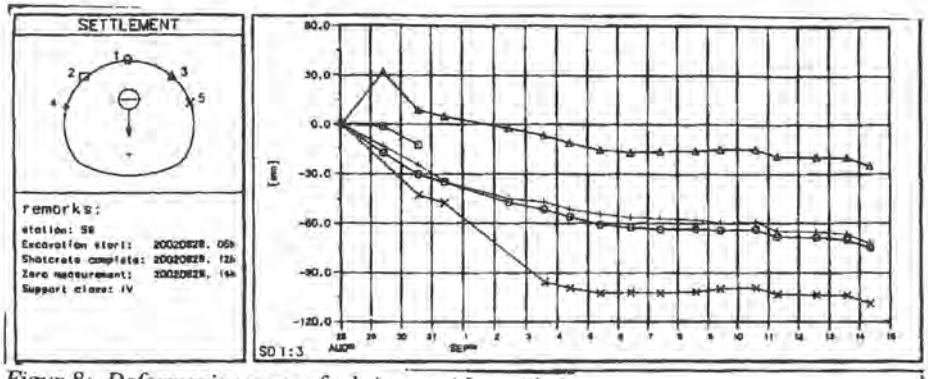


Figur 7: Trinn 3 - Utgraving av bunnpall med installasjon av sikring i sålen.

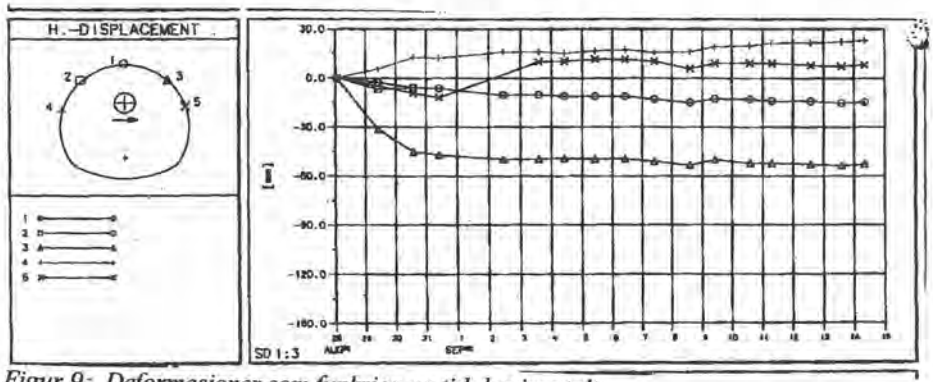
For verifikasjonen er det bygget opp en modell i Phase^2 med inndeling av tverrsnitt og fortløpende sikring som vist i figur 4-6 over. Vertikale og horisontale deformasjoner i henholdsvis heng og vegger er beregnet. Det er benyttet samme kombinasjoner av bergmassetyper og overdekninger som Design Engineer i beregningene.

Sammenligning - beregnede og registrerte deformasjoner ved midlertidig sikring

Etter utgraving av tunnelen og installasjon av midlertidig sikring har det blitt utført målinger av setninger i hengen og horisontal forskyvning i vegger. Eksempel på slike målinger er vist i figur 8 og 9.



Figur 8: Deformasjoner som funksjon av tid, vertikalt.



Figur 9: Deformasjoner som funksjon av tid, horisontalt.

Målingene er hentet fra tunnel T01 ved profil nr. 111-339. Figurene viser at setningene i hengen stabiliserer seg etter ca. 7-8 dager etter etablering av den midlertidige sikringen, mens de horisontale deformasjonene flater ut etter ca. 2-3 dager.

I våre uavhengige kontroll har vi tatt utgangspunkt i beregning av setninger i hengen og veggene av tunnelen. Målepunktene 1 og 4 i figur 8 og 9 representerer nærmest de punktene som er rapportert i våre beregninger.

De vertikale deformasjonene i punkt 1 (figur 8) er ca. 75 mm, mens de horisontale deformasjonene i punkt 4 (figur 9) er ca. 25 mm.

Bergmassen i det aktuelle området ble forventet å bestå av RM 2, 3 og 4. Overdekningen ved profilet er ca. 75 m og toppen av grunnvannspeilet ligger ca. 25 m over hengen. Nedenfor er det listet opp de beregnede verdier for det aktuelle tilfellet sammenlignet med målinger i figur 8 og 9.

Tabell 5: Sammenligning - beregnet og målt deformasjon RM 2.

RM 2	**Vertikal deformasjon i hengen [mm]**		**Horisontal deformasjon i vegg [mm]**	
	Beregnet	Gj.snitt	Beregnet	Gj.snitt
Design Engineer	50-160	105	20-90	55
Statkraft Grøner	36-90	63	10-27	19
Målt (fig. 7 og 8)	75		25	

Tabell 6: Sammenligning - beregnet og målt deformasjon RM 3.

RM 3	**Vertikal deformasjon i hengen [mm]**		**Horisontal deformasjon i vegg [mm]**	
	Beregnet	Gj.snitt	Beregnet	Gj.snitt
Design Engineer	50-160	105	20-90	55
Statkraft Grøner	42-105	74	12-32	22
Målt (fig. 7 og 8)	75		25	

Det er ikke gjennomført beregninger med RM 4 og 5, da disse er forventet å være dekket av beregningene for RM 2 og 3. Variasjonen i de beregnede deformasjonene har sitt opphav i at det i beregningene er benyttet 2-3 forskjellige sett med parametere innenfor hver RM-klasse.

Tabell 5 og 6 viser at det er noe forskjell mellom beregnede og målte verdier. Statkraft Grøners verdier ligger generelt noe under Design Engineer sine verdier, men ligger nærmest de målte verdiene. Beregningene til Design Engineer kan generelt ansees for å være relativt konservative.

Siden inngangsparameterene for våre beregninger er hentet fra beregningene til Design Engineer antar vi at forskjellene i resultatene ligger i modellen. Resultatene fra våre beregninger som vist i tabellene over ble på det aktuelle stadium vurdert som tilfredsstillende verifikasjon av de foreliggende beregninger.

I beregningene av midlertidig sikring og deformasjoner har Design Engineer som sagt valgt å rapportere vertikale deformasjoner i hengen og horisontale deformasjoner i veggene. Våre beregninger tyder imidlertid på at det stedvis er større deformasjoner i sålen enn i hengen, dvs. at sålen blir trykket vertikalt innover. Dette har i etterkant vist seg å være en interessant observasjon da man under driving av tunnelene stedvis har registrert store deformasjoner på grunn av mangelfullt utført sålestøp.

Verifikasjon av permanent sikring

Som vist på figur 8 og 9 blir deformasjonene rundt tunnelene etter installasjon av midlertidig sikring målt regelmessig. Når deformasjonene har stabilisert seg og ikke overstiger 2 mm blir den permanente sikringen installert. Permanent sikring består av en plasstøpt betongutforing med varierende tykkelse i sålen og veggene. Tykkelsen er avhengig av grunnforhold, overdekning etc.

Design Engineer har analysert nødvendig tykkelse av permanent betongutforing ved hjelp av FLAC. Analysene bygger på resultatene fra beregningene av midlertidig sikring. Analysene er gjennomført med bakgrunn i en elastisk oppførsel av bergmassene, noe som muliggjør at spenningsfordelingen og de totale spenningene rundt hele tverrsnittet av tunnelen kan analyseres.

For å ta utgangspunkt i en konservativ vurdering av forholdene under driving av tunnelen er det for modellering av bergmassene valgt å basere seg generelt på parameterene til RM 3. Dette på grunn av den lavere friksjonsvinkelen i forhold til RM 2.

Følgende parametere for RM 3 ble benyttet i analysen:

Tabell 7: Inngangsparametre.

Nr.	UCS (σ_c)	Romvekt	E	K	G	φ'	Kohesjon c	υ	K_0
	[MPa]	[kN/ m^3]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]	[kPa]	-	-
1	0,1	22	50	42	19	27	31	0,3	0,6/0,8
3	0,2	22	60	50	23	27	61	0,3	0,6/0,8
4	0,3	22	90	75	35	27	92	0,3	0,6/0,8
5	0,5	22	150	125	58	27	153	0,3	0,6/0,8
6	0,8	22	240	200	92	27	245	0,3	0,6/0,8
7	1,3	22	390	325	150	27	398	0,3	0,6/0,8

Basert på gjeldende Design Specifications [4] er følgende lasttilfeller inkludert i analysen:

- Dødlast
- Jordtrykk
- Trafikk eller annen tilleggslast over tunnelen
- Vanntrykk
- Jordskjelv
- Kollisjonslast
- Egenvekt av skinnegangen

Med bakgrunn i Design Specifications [4] er det gjort følgende antagelser/ forutsetninger:

- E-modulen i bergmassene reduseres til 75% av den opprinnelige verdi.
- Den midlertidige sikringen har ingen permanent funksjon og alle laster bæres av den permanente utstøpingen.

- Skjærkrefter mellom den permanente og midlertidige utstøpingen neglisjeres.
- Grunnvannstrykket bæres av den permanente utstøpingen.

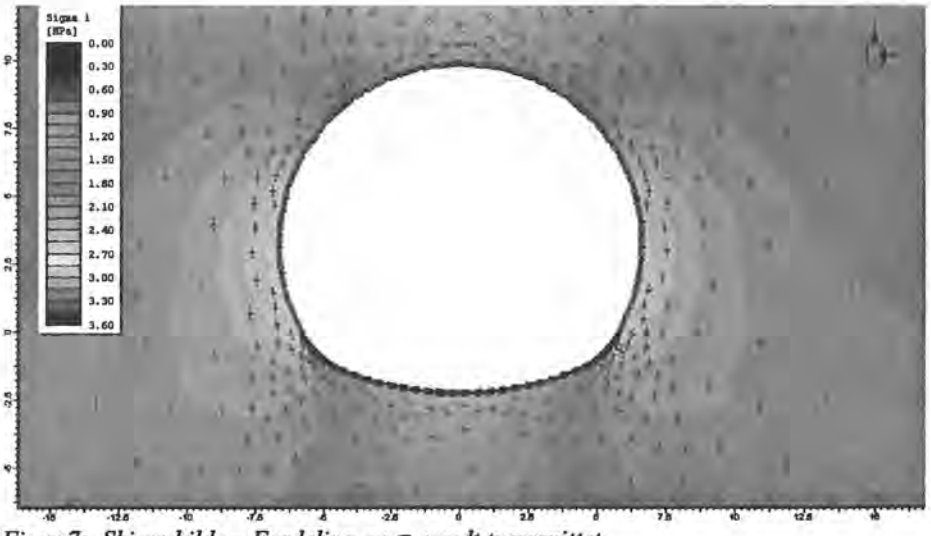
Med bakgrunn i Statkraft Grøners oppgave med kontroll av dimensjoneringen er det valgt forskjellige snitt langs tunneltraséen som gjenspeilet de mest relevante problemstillingene med hensyn til geologien og utformingen av permanent sikring. Disse er kontrollert mot analysene til Design Engineer.

Ett av tilfellene er en modell som gjenspeiler situasjonen ved ca. pel 111+349 i tunnelen T01-North. Overdekningen er ca. 75m og grunnvannstanden er ca. 25m over hengen i tunnelen. Tunneltverrsnitt er U3 55/100 (se figur 3).

Beregningene i Phase^2 er forenklet til 2 trinn. Trinn 1 er utgraving av hele tverrsnittet, og trinn 2 installasjon av permanent sikring. Dette ble gjort for å fjerne effekten av den midlertidige sikringen. Analysene er utført i henhold til Mohr-Coulomb kriteriet.

For å ta hensyn til deformasjoner i bergmassene etter utgravingen ble det benyttet såkalt "load-splitting". "Load-splitting" i Phase^2 gir brukeren mulighet til å styre hvor stor %-andel av deformasjonene som påløper i de forskjellige trinnene i beregningen. For kontroll av permanent sikring ble det benyttet en "load-split" på 50% mellom trinn 1 og 2, dvs. at man antok at 50% av de totale deformasjonene var oppstått før installering av den permanente sikringen.

På bakgrunn av deformasjonsmålinger utført i tunnelene, se for eksempel figur 8 og 9, kan "load split" på 50/50 ansees som konservativt, og sett i "etterpåklokskapens lys" ville en "load split" i størrelsesorden 80/20 vært mer realistisk.

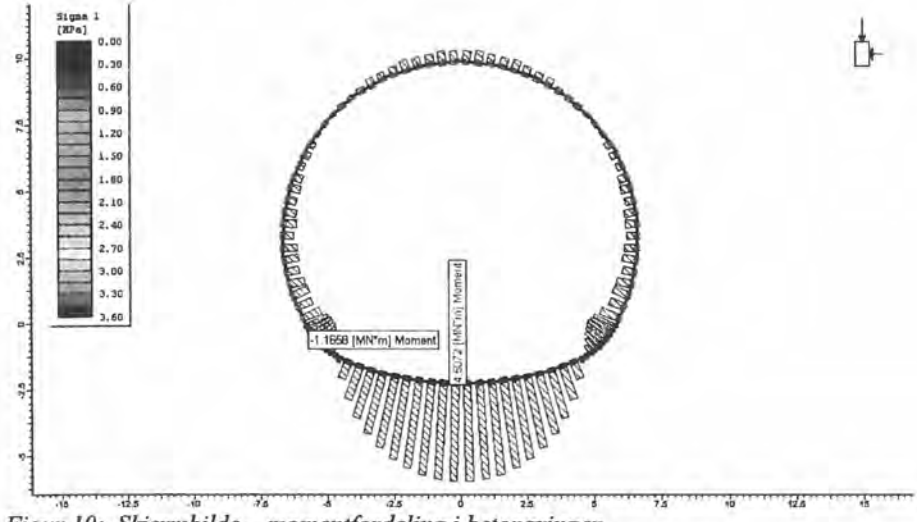


Figur 7: Skjermbilde – Fordeling av σ_1 rundt tverrsnittet.

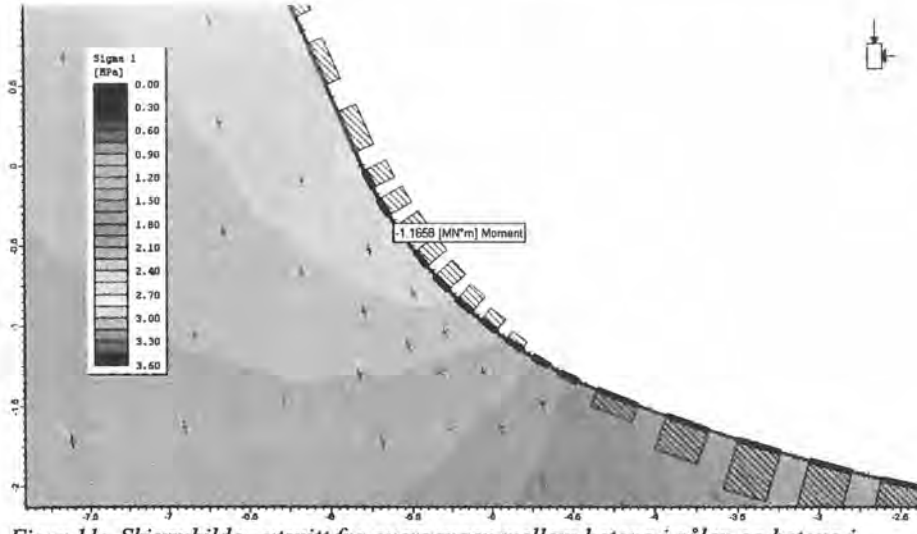
Ved kjøring av modellen oppstår det spenninger i tunnelutforingen som resultat av deformasjonene i bergmassene. Bøyemoment, skjærkraft og aksialkraft langs hele tunneltverrsnittet ble benyttet til en overslagsberegning av kapasiteten i permanent sikring, samt til å finne de mest kritiske posisjonene langs konturen. I dette tilfelle viste

beregningene at det største negative bøyemoment opptrer i området der skjøten mellom bunnplaten og veggene befinner seg (se figur 10 og 11).

Design Engineer hadde i utgangspunkt valgt å ikke ha armering gjennom denne støpeskjøten.

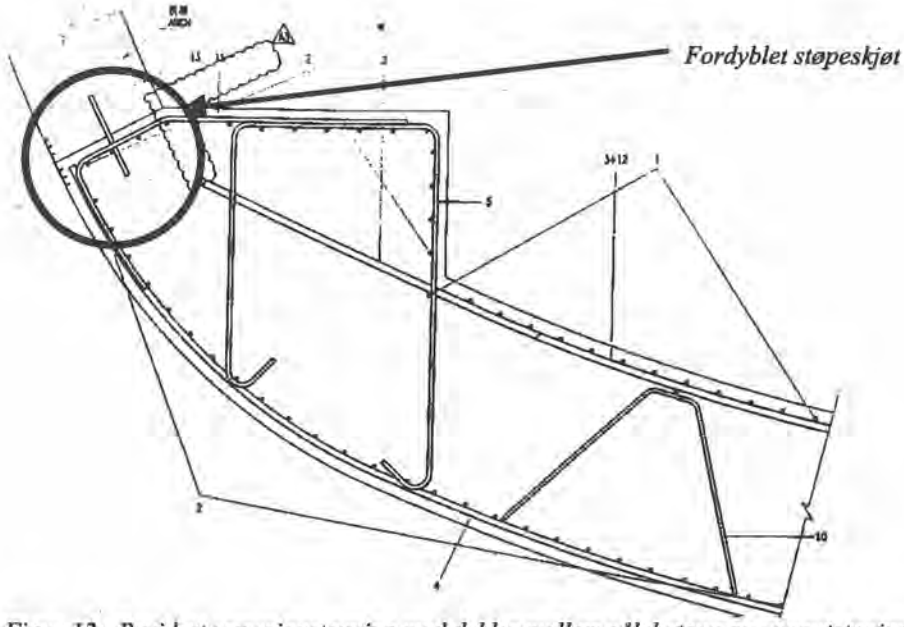


Figur 10: Skjermbilde - momentfordeling i betongringen.



Figur 11: Skjermbilde - utsnitt fra overgangen mellom betong i sålen og betong i vegger/heng.

Beregningene viser at kapasiteten i skjøten sannsynligvis er tilstrekkelig til å overføre kreftene, men vi valgte allikevel å anmerke at en fordybling vil være hensiktsmessig for å få til en helhetlig struktur. Design Engineer var enig i våre anmerkninger og forandret armeringen med dybler i overgangen, se figur 12.



Figur 12: Revidert armeringstegning med dybler mellom sålebetong og veggutstøping.

Jordskjelvberegninger

I Design Specifications [4] er det stilt krav og gitt retningslinjer til jordskjelv-beregninger, der alle permanente konstruksjoner, med unntak av underjordsanlegg, prosjekteres og dimensjoneres for jordskjelvlaster. For vårt vedkommende, som CICE med ansvar for tunneler, innebærte dette i utgangspunkt at tunneler ikke ble kontrollert for jordskjelvlaster.

Et kraftig jordskjelv ved prosjektoppstart våren 2000 har imidlertid medført endring av kravene, hvilket har ført til at også den permanente utforingen av "Mined Tunnels" med overdekning mindre enn 15m skal dimensjoneres for jordskjelvlaster.

Prinsipielt er beregninger for tunnelutforing i "Mined Tunnels" og "Cut and Cover" tunneler utført etter samme kriterier.

På de aktuelle konstruksjonene er det foretatt jordskjelvberegninger der konstruksjonen er påført en kvasi - statisk tilleggslast beregnet etter kriterier gitt i Design Specifications. I tillegg er det foretatt beregninger der konstruksjonen i lengderetning er utsatt for sinusformet deformasjon med beregning av snittkreftene ved maksimalutslag. Beregningene er foretatt for horisontal- og vertikaldeformasjon der vertikaldeformasjonen er satt til 2/3 av den horisontale. Bølgelengde og amplitude er vurdert med bakgrunn i retningslinjer gitt i ITA rapport vedrørende "Seismic Design and Analysis og Underground Structures"[5]. Likeledes er det foretatt analyser og beregninger for deformasjon av tverrsnittet ("racking deformation"). Analysene er blant annet utført med endelig-element programmet ANSYS.

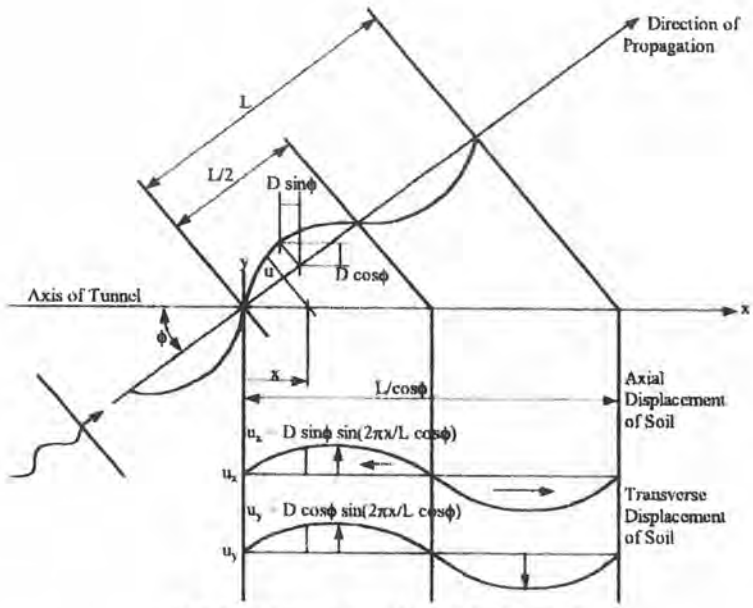
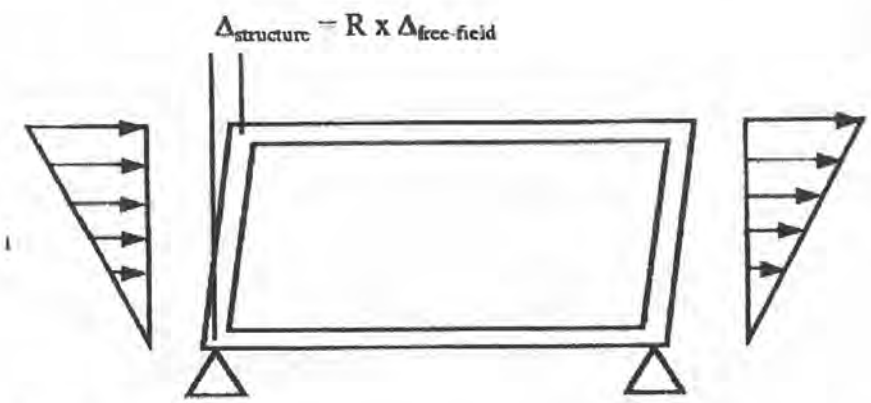


Fig. 9 Simple harmonic wave and tunnel (after Wang, 1993).

Figur 13: Harmonisk bølge i forhold til aksiale og transversale deformasjoner i en tunnel



Figur 14: Racking - effekt

Under forutsetning av god kontakt mellom berg og innerstøp har våre uavhengige beregninger dokumentert at innerstøpen er tilstrekkelig armert, men vil være ømfintlig for ujevne forskyvninger mellom såle og vegger ("racking" - effekt). På bakgrunn av dette har vi imidlertid påpekt/ anbefalt å øke antall dybler i skjøteseksjonen.

Referanser

[1] Hoek, E.: Rock Engineering, course notes (fra Rocscience websider)
[2] Norwegian Rock Mechanics Group (2000): Engineering geology and rock engineering, NBG
[3] Prinz (1991): Abriss der Ingenieurgeologie, Enke.
[4] Taiwan Highspeed Rail Corp.(2000): Contract C240, Volume 9, Design Specifications.
[5] Hashash, Y. (2001): Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and Underground Space Technology Vol.16 Nr. 4, Pergamon

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

SOILWATCH® - ET SYSTEM FOR MILJØOVERVÅKNING AV GRUNN- OG GRUNNVANN.

SOILWATCH® a ground and groundwater environmental monitoring sytem.

Cand.real Tor Løken, Norges Geotekniske Institutt.
Siv. ing. Olaf Sveggen, OCEANOR
Civ. ing. Preben Jørgensen, PRENART EGUIPMENT, (Danmark)
Siv. ing. Stig Moen, Oslo Lufthavn AS

SAMMENDRAG

I forbindelse med bygging og drift av den nye flyplassen på Gardermoen var det behov for et system for overvåking som kunne påvise begynnende nedtrengning av forurensninger i grunnen. Et tidlig varsel om forurensning i umettet sone var meget viktig for at det raskt kunne settes i gang tiltak for å beskytte grunnvannet på 12 – 25 m dyp. I 1998 - 99 ble fem målestasjoner installert med både in-situ målinger og automatiske prøvetaking for etterfølgende analyser i laboratoriet. Hver SOILWATCH stasjon pumper og måler poregass (O_2, CO_2 og VOC) og porevann (temperatur, ledningsevne, pH og oppløst O_2). Alle parametre blir registrert i en datalogger for hver enkelt stasjon og overført direkte til en dataserver hos OSL (Oslo Lufthavn AS). Etter ett års drift bestilte OSL fire nye SOLWATCH, slik at det nå er ni automatiske stasjoner i drift. I tillegg er det en manuelt operert stasjon.

SOLWATCH ble i utgangspunktet utviklet for å dekke behovene til OSL, men teknologien er meget fleksibel og kan lett konverteres til annen overvåking, slik som tankanlegg, kjemisk og annen type industri, anlegg for vannbehandling, avfallsdeponier og forurenset grunn eventuelt kombinert med kontroll av opprenskningstiltak. I tillegg har OCEANOR nylig utviklet måleutstyr for direkte måling av tungmetaller og nitrater i vann.

SUMMARY

In connection with the building and operation of the new international Oslo Airport at Gardermoen, Norway, a monitoring system was required which could detect incipient pollution events in both soil and groundwater. Early warning of pollution in the unsaturated zone of the soil is an important monitoring objective, so that prompt remedial measures could be taken to protect the underlying natural groundwater aquifer. In 1998 -99 five units were installed with both on-line in-situ measurements and automatic sampling for subsequent laboratory analyses. Monitoring of most parameters have been done in a measurement "head" in the ground, by pumping and measuring pore gas (O_2, CO_2 and VOC) and water (temperature, conductivity, pH and dissolved O_2). After one year of operation OSL ordered four additional units, altogether nine units are now operating. In addition there is one manual operated station.

"SOILWATCH" was primarily developed to cover the needs for Oslo Airport, but is very flexible and could easily be adopted to other customers monitoring needs, such as fuel tank farms, chemical and other industrial plants, wastewater treatment plants, waste deposits and contaminated ground including monitoring of remedial measures. In addition, the new sensors being developed for heavy metals and nutrients will have broader applications in groundwater resources, river, lake and marine monitoring systems.

BAKGRUNN

Den nye internasjonale flyplassen på Gardermoen ligger på Norges største selv matende grunnvanns reservoar. Det har hele tiden vært en forutsetning å sikre grunnvanns resursene, ved at naturlig infiltrasjon i størst mulig grad skulle opprettholdes og samtidig beskytte grunnvannet mot forurensning. Med de relativt store dybder (12 – 25 m) ned til grunnvannsspeilet, spesielt på østre deler (under østre rullebane), ble derfor avrenning fra asfalterte takse- og rullebaner konstruert slik at infiltrert noe forurenset vann skal renses ved biologisk nedbrytning de øverste jordlag.

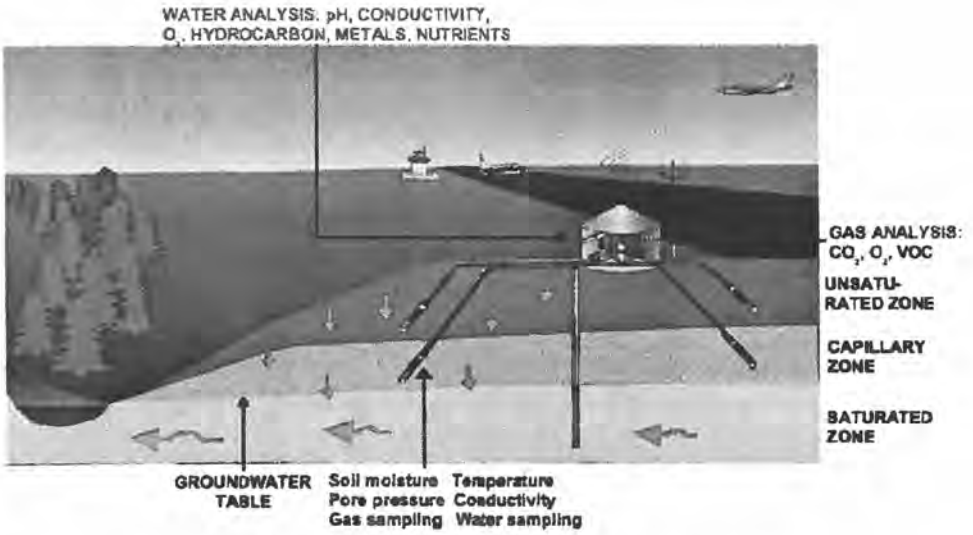
Mulige forurensninger fra flyplasser er avising av fly og rullebaner, forskjellige petroleums produkter både fra tanking og fra take off. I tillegg kommer mulige lekkasjer fra tanker og rørledninger. Det er ca. 25 000 flyavganger og det brukes ca. 350 000 m^3 jetdrivstoff per år. I løpet av en vinter brukes det ca. 1000 tonn propylenglykol til avising av fly og 200 tonn formiat til avising av rullebaner. De mest utsatte stedene, som oppstillings plasser for fly og avisingsplattformer har et oppsamlingssystem med pumping til renseanlegg. Takse- og rullebanene er konstruert med membraner som sprer overflatevann ut til siden for banene.

Det var derfor et behov for et system for overvåking som tidlig skulle varsle om forurensninger som var på vei ned mot grunnvannet. Dette måtte skje ved målinger og registreringer i den umettede sonen. Et produktsøk på slike løsninger, viste at det ikke eksisterte slike komplette løsninger som svarte til kravene fra OSL. Derfor tok OSL initiativ til et prosjekt for å utvikle et slikt overvåkingssystem. Utviklingsprosjektet ble gjennomført i samarbeid mellom OSL og Luftfartsverket (LV) som kundebedrifter og OCEANOR, NGI, PRENART og GEOfuturum som leverandørbedrifter. Prosjektet ble finansiert av Norges forskningsråd (NFR), Statens nærings- og distriktsutviklingsfond (SND) og OSL/LV samt egeninnsats fra leverandørbedriftene. OCEANOR ble valgt som hovedleverandør.

TEKNOLOGIUTVIKLING

Målet var derfor å utvikle teknologi som kunne måle vannkvalitet både i umettet og mettet sone. I tillegg skulle sammensetningen av poregass i umettet sone overvåkes for å måle effekten av biologisk nedbrytning av avisingsvæsker. Både direkte in-situ målinger og automatisk prøvetaking av porevann og grunnvann, for mulige senere mer nøyaktige analyser i et laboratorium. Grunnvannsnivå, temperatur, jord fuktighet og ledningsevne skulle måles in-situ. Måling av andre parametre skulle gjøres ved suging og pumping av poregass og vann til en registrerings enhet, og alle data skulle lagres i en datalogger med overføring til OSLs sentrale miljødatabase. Prinsippet for en SOILWATCH stasjon er vist på figur 1, men på grunn av flysikkerheten måtte hele stasjonen legges ned i en kum under bakkenivå.

I tillegg skulle det utvikles en miljøsonde for å kunne teste geotekniske og kjemiske forhold i et jordprofil. Hensikten med denne sonden var å kunne gjennomføre prøvetaking for å kunne velge best mulig lokasjon for installasjon av fremtidige SOILWATCH stasjoner.



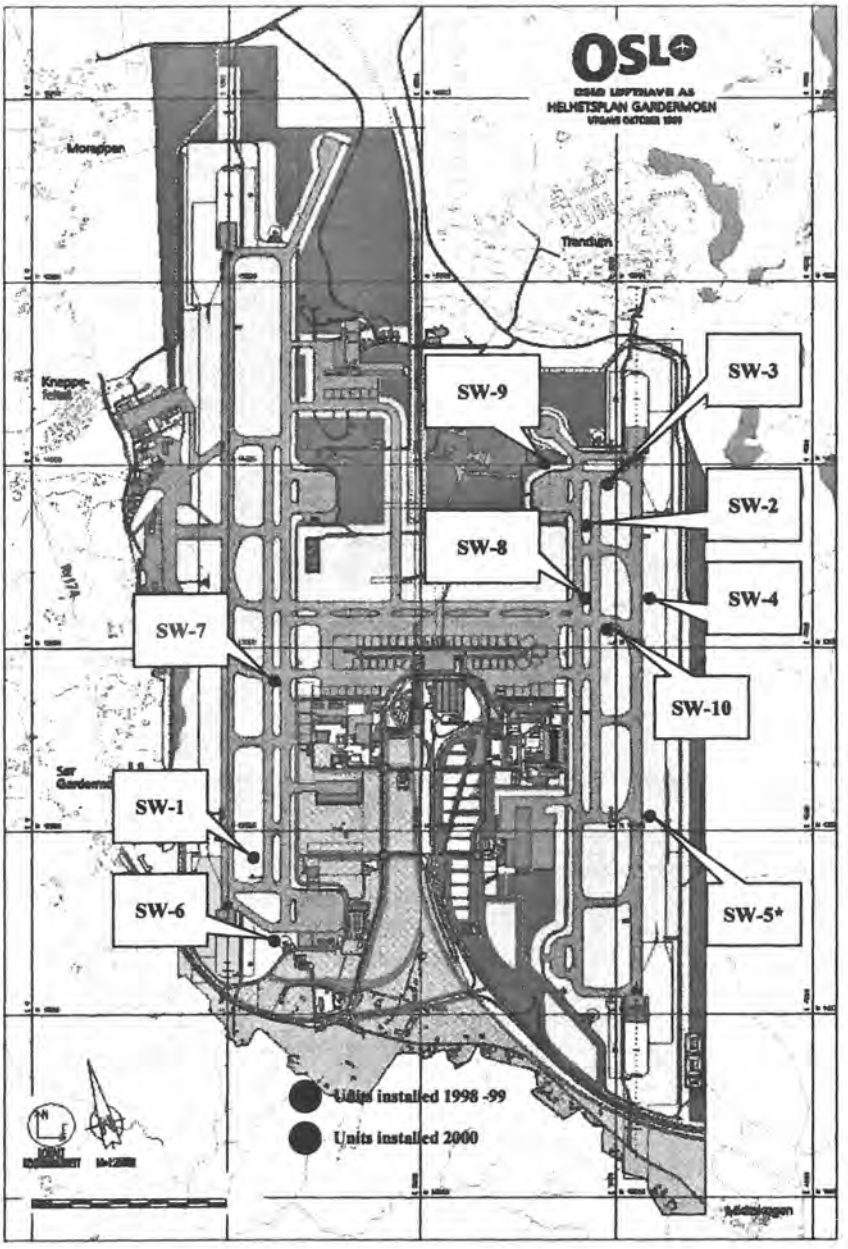
Figur 1. Skjematisk illustrasjon av en SOILWATCH måle stasjon.

INSTALLASJONER PÅ GARDERMOEN

Prosjektet ble startet av OSL i 1996, og allerede høsten 1997 ble det installert en pilot stasjon med noe forenklet måleutstyr ved jordrenseanlegget lengst syd ved vestre rullebane. Denne stasjonen overvåker vannbehandlingsanlegget som er basert på infiltrasjon i jord og med in-situ biologisk nedbrytning av vann forurenset med oljeprodukter.

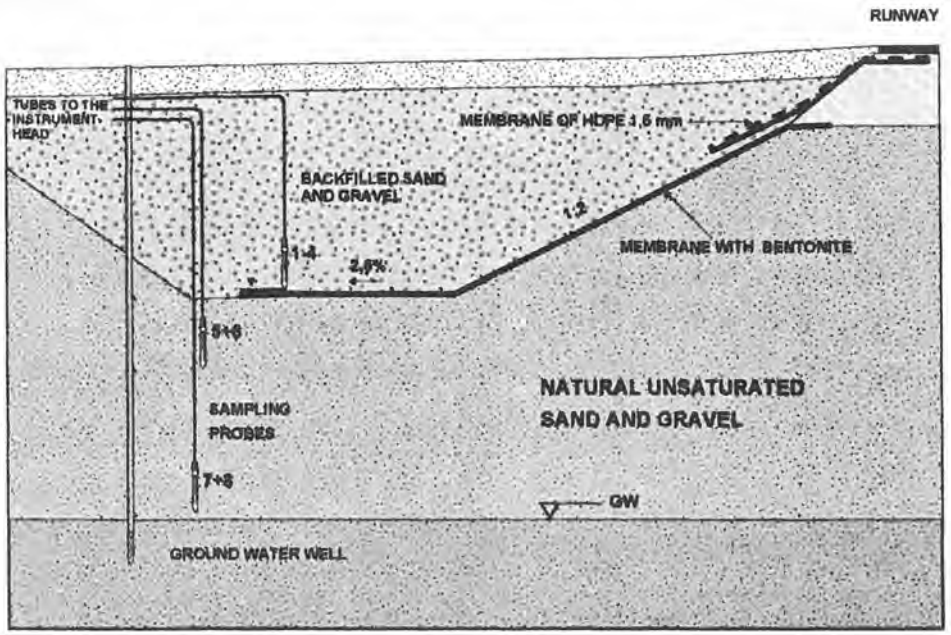
Etter at flyplassen ble åpnet for regulær trafikk i oktober 1998, ble fem nye SOILWATCH installert ved den østre rullebanen og avisingsplatformen. Etter ett års drift bestilte OSL i tillegg fire SOILWATCH stasjoner med litt redusert måle utstyr (uten måling av VOC fra poregass). I alt er det nå ti SOILWATCH stasjoner installert på Gardermoen, hvorav en stasjon (nr. 5) er en enklere installasjon for manuell betjening. For lokasjon av alle stasjonene se figur 2.

Hver av målestasjonene har en grunnvannsbrønn, hvor grunnvannsnivå registreres automatisk og en pumpe som kan pumpe opp grunnvann til en vannprøvetaker som sveiser prøven inn i små plastikkposer. Pumping og sveising av en vannprøve skjer på signal fra styringsenheten, enten ved en utløst alarm eller når OSL ønsker at det skal tas en grunnvannsprøve for kontroll. PRENART sondene er installert på 3 forskjellig dyp og med forskjellig avstand langsmed rullebanen. Disse sondene registrerer temperatur, jordfuktighet og konduktivitet, samt suger opp poregass og porevann.



Figur 2. Kart over Gardermoen med plassering av SOILWATCH stasjonene.

Prinsippet for plassering av de forskjellige sondene i forskjellig nivå og forhold til membranene ut på siden av rullebanen, samt grunnvannsbrønnen er vist på et vertikalt snitt på figur 3.



Figur 3. Vertikalsnitt ut til siden av rullebanen med plasseringa av de forskjellige PRENART sondene og grunnvannsbrønnen

Poregassens sammensetning blir registrert som volumprosent med O_2, CO_2 og VOC (volatile organic carbon). I tillegg har stasjonene måleutstyr for å registrere pH, oksygen, ledningsevne og temperatur på det porevannet som pumpes opp. Dette registreres oppe i selve stasjonen. Vannprøvetakeren kan gis signal om å sveise inn prøver av porevann når dette er ønskelig.

Hver SOILWATCH stasjon har 11 målepunkter hvor det er mulig å registrere 10 forskjellige parametre 3 ganger i døgnet. Kalibrering og dokumentasjon av systemet var ferdig sommeren 2001.

Alle innsamlede data blir lagret i en datalogger i selve stasjonen og sendes derfra til hovedsentralen for miljøovervåking hos OSL. Her blir SOILWATCH data lagret og sammenlignet med andre observasjoner som blant annet meteorologiske data, og overvåkingsdata i bekker og elver ut på sidene av flyplassen. Hensikten er at dette ved mye nedbør (regn og snøsmelting) kan benyttes til på best mulig måte å styre vannbehandlingen (til pumpestasjoner, rørgater med utslipp til elver og infiltrasjon i grunnen).

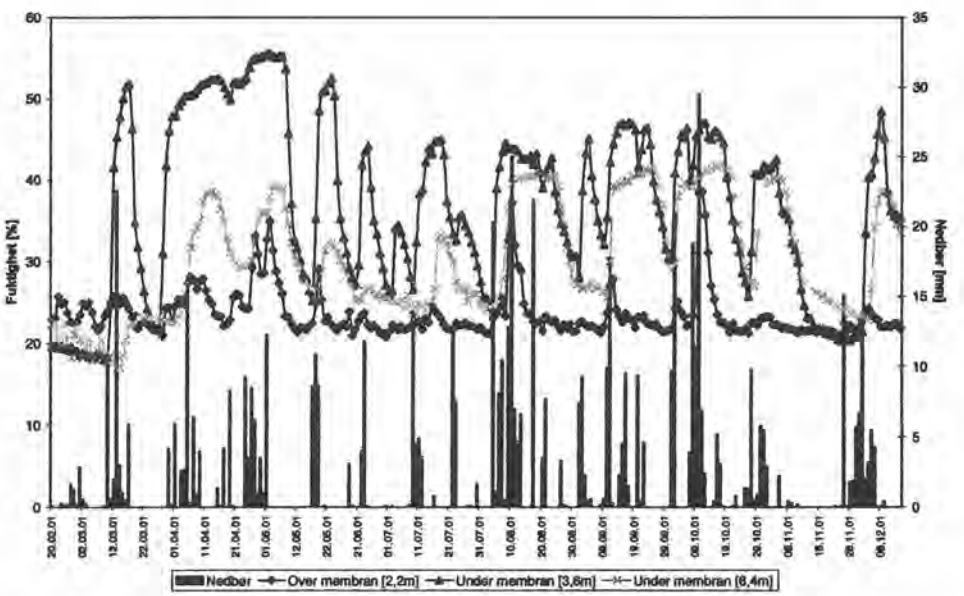
ERFARINGER ETTER FIRE ÅRS DRIFT

Den første vinteren (1999) var det mange eksterne og tekniske problemer knyttet til drift av SOILWATCH stasjonene. Av sikkerhetsmessige grunner måtte som nevnt, stasjonene installeres under bakkenivå. Derfor var alt måleutstyr og elektroteknikk plassert i nedgravde sementkummer. Det viste seg at disse kummene ikke var godt nok sikret mot kombinasjonen av regn, snø, smeltevann og tele i bakken. I flere av kummene rant det inn vann, og i en av stasjonene steg vannet så høyt at alle de tekniske installasjonene kom under vann.

På grunn av slike startvansker var det flere tekniske avbrudd i måleprogrammet det første året. Etter flere tekniske forbedringer av kummene og reinstallasjoner i løpet av sommer og høst 1999, har utstyret stort sett fungert bra og gitt verdifulle informasjoner til OSL. En stasjon ble flyttet på grunn av en omlegging av en taksebane. Sommeren 2000 ble det gjort enda noen oppgraderinger, samtidig med at de 4 nye stasjonene ble installert.

Resultater fra SOLIWATCH har vist at forutsetningen med infiltrasjon og in-situ biologisk nedbrytning og rensing av vann fra områder for avisning og fra rullebaner forurenset med glykol og acetat, har vært effektiv.

Det første dataeksemplet er hentet fra stasjon 4, som er en meget viktig stasjon for å overvåke hva som skjer i grunnen rett utenfor østre rullebane. Figur 4 viser nedbør og fuktighet i grunnen registrert på tre forskjellige dyp; 2,2 m, 3,6 m og 6,4 m, i løpet av 2001.



Figur 4 Esempel på måleresultater fra stasjon 4 med registrering av nedbør og fuktighet målt i tre forskjellige dyp. Måleperiode 20.02.2001 – 30.06.2001

Denne perioden startet med fint, kaldt vær og litt nedbør som snø med tele i bakken (ca. 1 m dyp). Midt i mars kom det meget regn og samtidig smeltet telen, hvilket straks ga utslag på fuktigheten i grunnen. Spesielt sonde nr. 5 på 3,6 m dyp som ligger rett ut for kanten av membranen (figur 3) ga store utslag. Dette henger nok sammen med at membranen fanger opp meget av vannet fra rullebanen. Videre utover sommeren viser denne sonden samme raske respons på sterk nedbør som regn. Her viser også sonde nr. 7 på 6,4 m tilsvarende sammenheng med nedbør men litt mindre utslag og litt forsinket i tid.

OSL benytter måledata fra SOILWATCH, som for eksempel jordtemperatur, jordfuktighet og grunnvannsnivå til å kontrollere i hvilke perioder infiltrasjon av smeltevann pågår, videre kan oppholdstider ned til grunnvannet overvåkes. Oppholdstiden er kritisk for potensialet for nedbrytning av avisingsvæsker. Forholdet mellom CO_2 og O_2 i poregassen i umettet sone, beskriver nedbrytning av organisk materiale.

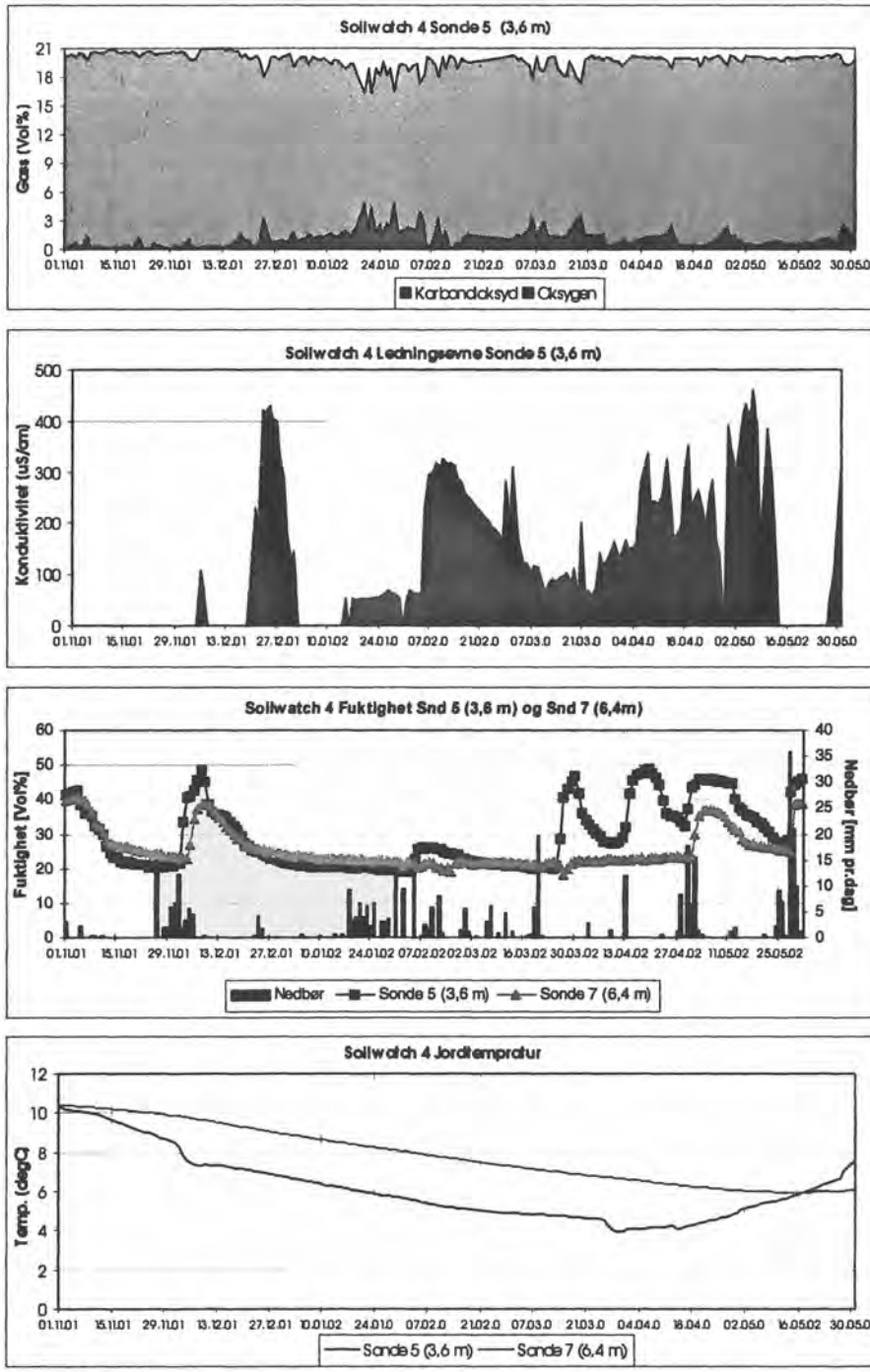
I løpet av vintersesongen 2001 – 2002 var alle de 9 automatiske stasjonene i drift uten større avbrudd i data innhentingen. Prøver av porevann tatt i enkelte SOILWATCH stasjoner denne vinteren har ikke påvist avisingsvæsker. Figur 5 viser resultater fra stasjon 4 og sonde 5 og 7 som er lokalisert på henholdsvis 3,6 m og 6,4 m under terreng. Det observeres en svak økning av CO_2 innholdet gjennom vinteren, videre observeres en økning av ledningsevnen i porevannet under perioder med infiltrasjon. Fuktighets målingene viser en korrelasjon til nedbør i starten av desember og slutten av april. Nedbøren midtvinters kommer som snø, og gir kun økning under smelteperioder (starten av februar). Infiltrasjon i forbindelse med snøsmeltingen observeres først i slutten av mars. Infiltrasjonen i perioden med snøsmelting øker fuktigheten kun i den øvre sonden. Videre kan transporttiden fra den øvre sonden til den nedre observeres i nedbørsperiodene. Jordtemperaturen fra sondene viser lavest temperatur i april –mai for sonde 5, fall i temperaturen i desember og mars skyldes trolig infiltrasjon av kaldere smeltevann.

VIDEREUTVIKLING

Erfaring viser at det er observert store svingninger i dataene fra stasjon til stasjon, men også mellom hver enkelt sonde. In-situ data (temperatur, fuktighet og konduktivitet) samlet inn fra PRENART sondene, har gitt kontinuerlige og meget gode data. Derimot har det vært noe mer variabel kvalitet på vannparametere (ledningsevne, pH og oppløst oksygen) som har vært samlet inn på porevann pumpet opp fra sondene. Trolig skyldes dette delvis målesyklusen og sensorholdene i systemet, som er avhengig av at det er nok vann til å fylle målebeholderene for å få riktig avlesning. Det arbeides med å løse disse tekniske problemene.

OCEANOR har som en del av utviklingsprosjektet utviklet en næringssensor (nitrat) og en sensor for bestemmelse av tungmetaller, som måler disse parametere i vann. Dette er ikke bygget inn i de eksisterende SOILWATCH på Gardermoen, men kan om ønskelig bygges inn i fremtidige målesystemer.

Dette åpner for at SOILWATCH prinsippet i fremtiden kan benyttes til mange aktuelle typer miljøovervåking. Det kan være tankfarmer, kjemisk og annen type industri, anlegg for vannbehandlig eller vanninfiltrasjon, avfallsdeponier og forurenset grunn eventuelt kombinert med kontroll av opprenskningstiltak.



Figur 5. Eksempel på målinger fra stasjon 4 med registrering av gass (O_2 og CO_2), ledningsevne, fuktighet kombinert med nedbør og jordtemperatur.

MILJØSONDE

En del av utviklingsprosjektet var å konstruere en miljøsonde, som skulle kunne benyttes ved feltundersøkelser for å kartlegge lagdeling, grunnvannsnivå og eventuelle forurensninger i grunnen i forkant av installering av en SOILWATCH stasjon. Spesielt var det et ønske å kunne bestemme i hvilket nivå PRENART sondene skulle plasseres for å få optimale betingelser. Valget ble en kombinasjon av et standard geoteknisk CPTU utstyr (cone penetration testing med poretrykks måler) med en geokjemisk og en geofysisk sonde. I stedet for å utvikle en egen geokjemisk sonde, falt valget på Vertec's "dual fuel fluorescence detector" (FFD), produsert av Applied Research Assosiates, Inc. Den geofysiske sonden ble en nyutvikling av en sonde basert på georadar prinsippet, og utviklet av NGI.

Miljøsonden har vært testet på oppdrag både for å kartlegge omfanget av forurensninger med olje i grunnen, og til å kartlegge saltinnhold og elektrisk ledningsevne i et jordprofil for å vurdere korrosjon på stålpeler.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

VERDISKAPNING AV FORSKNINGSINNSATS

The added value and profit of research and development

Siv.ing. Jan Moksnes, Jan Moksnes Consulting

SAMMENDRAG

Norsk Betongforening utførte i 2001 en kartlegging av den FoU virksomhet som har vært drevet innenfor betongfaget i Norge de siste 20 årene. Resultatene er rapportert i Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 28. De samlede FoU kostnader og den tilhørende verdiskapning i perioden1980 – 2000 er beregnet til henholdsvis ca. 900 mill. og 17 000 mill. kroner. Dette gir et forholdstall mellom avkastning og investering på 19, som må betegnes som bemerkelsesverdig høyt, og en bekreftelse på meget god lønnsomhet ved målrettet og næringsbasert FoU innsats. Til tross for den påviste høye avkastning kan man i de senere år spore en redusert satsning på FoU, og de norske FoU miljøene på betongsiden bygges ned.

SUMMARY

This paper presents the costs and the associated added value and profit for a selection of concrete R&D programmes in Norway during 1980 – 2000. The estimated figures give a ratio of added value, or return on investments, to costs equal to 19. This ratio is remarkably high and demonstrates that industry based R&D can be a profitable investment. Despite the high return demonstrated in this survey, current investments in R&D in the concrete industry have been reduced.

1. INNLEDNING

Norsk Betongforening arbeider for utvikling og bruk av betong ved å påvirke rammebetingelser, fremme forskning og undervisning og formidle kunnskap og informasjon. I denne sammenheng har foreningen gjennomført et arbeid med å kartlegge den FoU virksomhet som har vært drevet innenfor betongfaget i Norge de siste 20 årene. Målet med dette arbeidet er å anskueliggjøre den verdiskapning som er oppnådd, og å legge føringer for fremtidens FoU virksomhet som et virkemiddel til å møte de utfordringer betongfaget står ovenfor.

De siste 20 årene på 1900 tallet kan betegnes som en 'gullalder' i norsk betongindustri og et betydelig FoU arbeide i denne perioden førte til store fremskritt. FoU aktivitetene i denne perioden er beskrevet i Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 27 'FoU innenfor betongfaget i Norge' [ref.1]. Denne rapporten, som ble utarbeidet av professor Ivar

Holand ved SINTEF på oppdrag fra Norsk Betongforening, beskriver 85 prosjekter med delfinansiering fra det offentlige, 5 store europeiske prosjekter med tung norsk deltagelse og 40 industridrevne prosjekter. Ser man på de 40 største FoU prosjektene som ble utført i perioden 1978-1998, summerer budsjettene seg til 550 millioner kroner (løpende kroner) og de største prosjektene hadde budsjetter i størrelsesorden 30-40 millioner kroner.

Satsingen beskrevet ovenfor var i stor grad teknologidrevet og styrt av industriens behov og preget av forholdsvis få og tunge aktører (lokomotiver). En stor andel var knyttet til betongens delmaterialer, høyfast betong, lettaggregat betong, bestandighet og analyser/ regelverk. Nytteverdien og verdiskapningen knyttet til hvert enkelt prosjekt er vanskelig å måle, men sett i en større sammenheng og et lengre tidsperspektiv kommer dette klarere frem.

2. NORSK BETONGFORENINGS PUBLIKASJON NR. 28

Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 27 gir et bilde av en omfattende FoU virksomhet, med vekt på beskrivelser av organiseringen av virksomheten og det teknologiske innhold, og var et stort og viktig skritt i foreningens arbeid med å sette betong og FoU inn i en større sammenheng. NB besluttet i mars 2000 å gå videre med dette arbeidet og å kartlegge den *verdiskapning* som ble oppnådd gjennom FoU virksomheten og å se dette i sammenheng med betongfagets fremtidige utfordringer. Arbeidet ble utført av en prosjektgruppe bestående av sentrale personer i betongmiljøet og ble ledet av siv.ing. Magne Maage. Resultatet er beskrevet i Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 28 [2].

Rammebetingelsene for fremtidens FoU virksomhet er i ferd med å endre seg fra fokus på teknologi til produkt og løsninger, med bredere deltagelse fra flere aktører og vekt på verdiskapning for brukerne og for samfunnet. En mer helhetlig vurdering av betongens plass i innovasjon og foredling av bebygget miljø er derfor på sin plass og dokumentasjon av verdiskapning utover den rent teknologiske utvikling blir viktig.

NB's prosjektgruppe har funnet få referanser til beregnet verdiskapning av industridrevne FoU aktiviteter i sitt arbeid og NB 28 bærer et vist preg av å være et prototypprosjekt med beskjeden vitenskapelig forankring. Ikke desto mindre er rapporten interessant og resultatene oppsiktsvekkende.

2.1 Verdiskapningsbegrepet

Begrepet 'Verdiskapning' er komplisert og bredt sammensatt og det foreligger få erfaringsrapporter på dette tema. I sin enkleste form kan verdiskapning defineres som 'Verdien av produserte varer minus forbruk av varer og tjenester'. I vår sammenheng kan verdiskapning innbefatte:

For bedriftene/ produsentene: Kostnadsreduksjoner som følge av økt kvalitet og redusert ressursinnsats (effektivisering), forbedrede produkter og løsninger, ny omsetning i nye

markeder, økt omsetning eller opprettholdt omsetning i et konkurranseutsatt marked, utnyttelse av alternative råstoffer eller avfallsprodukter, patent- og lisensinntekter.

For brukerne/ kundene: Billigere/ bedre/ alternative produkter og løsninger, lavere drift og vedlikeholdskostnader, økt levetid, økt sikkerhet og forutsigbarhet, mindre feil og mangler.

For samfunnet: Nye løsninger/ muligheter som gir sysselsetting og inntektsgivende virksomhet, bedre miljøegenskaper, kompetanseheving og økt konkurransekraft.

Fjellstad og Stabell ved BI har innført en modell med begrepene *verdikjede, verdiverksted og verdinettverk* for å beskrive den samlede verdiskapning. I en betongsammenheng vil verdikjede beskrive en bedrifts produksjonslinje med foredling av varer fra råstoff til produkt. Verdiverksted beskriver problemløsning gjennom FoU og analyser som fører til nye konsepter og løsninger, mens verdinettverk handler om å utvikle og formidle kunnskap som kan utløse nye muligheter.

Enkelte elementer i verdiskapningen er konkrete og kvantifiserbare mens andre er mer indirekte og abstrakte. 'Verdiskapning for hvem?' kan bli et sentralt spørsmål, og verdiskapning har en tidsakse med hensyn til hvor langt inn i fremtiden gevinsten kan inntektføres. Kompetanse 'går ut på dato' før eller senere og kompetanse og løsninger kan innhentes ved å vente på at det utvikles andre steder.

2.2 Analyse av verdiskapning

Verdiskapning kan sjelden henføres til en aktivitet, men oftest til grupper av prosjekter og aktiviteter. I dette prosjektet ble det valgt å analysere syv temaer eller grupper av prosjekter som representerte de klart tyngste satsingene, og som i stor grad er knyttet til høyfast betong, bestandighet og krevende konstruksjoner som offshore plattformer og kystbroer.

For de syv temaene ble det forsøkt å tallfeste kostnadene knyttet til FoU aktivitetene og den tilhørende samlede verdiskapning. Verdiskapningen ble beregnet for perioden 1980 - 2000 (de historiske tall) og i noen tilfeller, hvor dette ble ansett som relevant, for perioden 2000 – 2010. Resultatene er vist i tabell 1.

Samlet beregnet verdiskapning er beregnet til 17 175 millioner kroner. Ca. 10 500 mill av verdiskapningen kan henføres til perioden 1980-2000, resten er antesiperte verdier for perioden 2000-2010. Totale relevante FoU kostnader i perioden 1980-2000 er anslått til ca. 905 millioner kroner. De enkelte tallverdiene i tabellen er ikke 'riktige' i den forstand at de kan dokumenteres med sikkerhet, men den beregnede verdiskapning antaes å være konservativt beregnet og av riktig størrelsesorden.

Rapporten konkluderer med at FoU aktivitetene i betongfaget i Norge på 1980 og 90 tallet har gitt en samlet avkastning på ca.19 ganger investeringen.

Tema	A) FoU kostnad mill NOK	B) Verdi-skapning mill NOK	Elementer i verdiskapningen	B/A
Silika	120	3 560	Fra avfall til industriprodukt. Bedre løsninger, bedre miljø. Salgsinntekter og sparte deponikostnader	29
Sement	220	2 950	Bedre produksjonsøkonomi for Norcem. Markedstilpassede produkter med økt nytteverdi for kundene	13
Tilslag	45,5	995	Optimalisert ressursutnyttelse for produsentene. Foredling og bedre resepteknologi for brukerne. Økt gjenvinning / mindre deponi.	22
Utnyttelse av høyfast betong	304	5 000	Slankere, billigere og nye løsninger. Betongplattformer for norsk industri. Effektivisering på byggeplass.	16
Utnyttelse av lettbetong	50	1 500	Nye løsninger: Flytende betongplattformer, større bro spenn. Unik kompetanse.	30
Bestandighet	126,5	2 600	Økt levetid på kyst broene. Redusert vedlikehold. Økt bestandighet på andre konstruksjoner. Forutsigbarhet.	21
Analyser og regelverk	36,9	570	Økt kunnskap og økt sikkerhet. Nye regelverk. Reduserte materialkostnader for avanserte konstruksjoner.	15
Sum	905	17 175	Bedre produkter og løsninger. Nye konsepter. Lavere kostnader. Økt kompetanse	19

Tabell 1. Analyse av kostnader og verdiskapning

Den største andelen av verdiskapningen (kanskje 60 – 70 %) tilfaller brukerne og samfunnet (kundene) i form av billiger/ bedre produkter og løsninger. Leverandørene og produsentene, som står for den største andel av FoU kostnadene, har primært oppnådd økt effektivitet og økt konkurransekraft, som i stor grad tas ut i form av lavere priser. Her ligger et dilemma for leverandørene, idet det er vanskelig å påvise den direkte avkastning i egen bedrift. For de offentlige midler som har vært bevilget til FoU programmene gjennom NFR, SND og andre, og som utgjør i størrelsesorden 20 prosent av de samlede kostnader, har verdiskapningen (avkastningen) vært meget betydelig.

Ikke all FoU fører til de forventede resultater og at det er risiko forbundet med slike satsinger (for eksempel satsingen på vegbetong i Norge på 80 og 90 tallet).

3. HVOR MYE SATSER VI PÅ FOU?

De samlede FoU investeringene for alle prosjektene i perioden 1978 – 1998 fremgår ikke av NB Publikasjon nr. 27 og 28, men kan estimeres til ca. 1020 millioner kroner, eller ca. 50 millioner kroner per år. Det reelle tallet er nok noe større hvis man inkluderer den virksomhet som pågår på byggeplassene og fabrikkene som et ledd i en kontinuerlig intern produktutvikling.

Hvis den årlige omsetningsverdien knyttet til et betongvolum på ca. 4 mill. m3 anslås til ca. 20 milliarder kroner, vil FoU investeringen på årsbasis utgjøre ca. 0,25 % av omsetningen. Dette tallet er lavt og vesentlig lavere enn måltallet for mye annen industri

Enkelte av de tunge lokomotivene på betong FoU i 20 års perioden (Norcem, Norwegian Contractors, Statens Vegvesen, Selmer) brukte antagelig i underkant av 1 % av sin omsetning på FoU, mange mindre bedrifter brukte 0. Få bedrifter i bransjen er kvalifisert eller har ressurser til FoU i egen regi. Derfor må vi i større grad jobbe sammen og er avhengi av at det finnes kompetente FoU miljøer. Det vi ser i dag er en reduksjon i betong FoU i forhold til 20 års perioden beskrevet i NB 27 og 28, og de tunge FoU miljøene forvitrer.

Det er her viktig å minne om at verdiskapningsbegrepet som er behandlet i NB 28 ikke inkluderer den verdi som ligger i å ha FoU kompetanse som kan settes inn for å løse morgendagens problemer og utfordringer. Slik kompetanse utvikles over tid og kan ikke mobiliseres på kort varsel.

Betong er vårt viktigste byggemateriale. En serie vellykkede Betongkonferanser og internasjonale betongkongresser her i landet vitner om et sterkt faglig engasjement og stor kompetanse. Vi kan vise til en bemerkelsesverdig verdiskapning på våre FoU prosjekter de seneste årene, og til 'kvantesprang' på høyfast betong og nye løsninger. Likevel oppfatter markedet oss som lite nytenkende og lite kundefokuserte og vi taper andeler i enkelte markedssegmenter til andre produkter og løsninger [3, 4].

En forklaring ligger i et teknologifokus som ofte dreier seg om tekniske problemer i vår egen begrensede del av verdikjeden. BAE-næringen, inklusive betongbransjen, består av over 40 000 bedrifter, hvorav over 90 % har under 20 ansatte. Bransjestyring og samhandling blir da vesentlige elementer. Dette betinger at vi har noen entusiastiske lokomotiver og sterke fagmiljøer. Mister vi disse ser det mørkt ut.

En annen forklaring ligger på kostnadssiden, hvor produsentene og leverandørene står for de største kostnadene og hvor kundene og samfunnet tar ut den største verdiskapningen. Det finnes offentlige midler gjennom bl.a. NFR og EU's rammeprogrammer, men konkurransen er hard og mangfoldig, kriteriene er tøffe og brukerstyrt og egeninnsatsen er betydelig.

Et tredje element er det faktum at bedriftene er konkurrenter og ønsker å skjerme sin egenkompetanse som et konkurransefortrinn. Hvis vi ikke klarer å få aksept for en holdning som går på at 'alle er tjent med at alle blir bedre' i den forstand at utfordringene ligger primært på markedssiden og i konkurranse med andre løsninger og produkter, vil vi ikke klare de bransjemessige løftene som ligger foran oss.

Endelig er det kanskje slik at det har vært relativt gode tider for flere av aktørene og nedgangen i markedet er av nyere dato. Nye krav til miljø, energi, estetikk, sikkerhet, brukervennlighet og, ikke minst, markedstilpasning og kundefokus har ikke preget byggenæringen like mye som enkelte andre næringer.

4. SLUTTORD

Det arbeidet som er beskrevet i dette foredraget er knyttet til betongbransjen og til en tidsepoke som var preget av stor aktivitet og mange store og synlige prosjekter. De samlede innvesteringer i FoU i denne perioden var anslagsvis 0,25 % av omsetningen. I andre land og i andre næringer kan man finne måltall på 1 til 2 % eller høyere.

Den beregnede avkastning i 'gullalderen' på 19 ganger investeringen er bemerkelseverdig høy og burde inspirere til fortsatt satsing. Realitetene er det motsatte, og FoU kapasiteten på betongsiden er betydelig redusert de senere årene. Dette skyldes neppe mangel på oppgaver eller utfordringer.

Bygg- og anleggsnæringen generelt skiller seg trolig lite fra det som er observert for betongbransjen. Det er fristende å spørre: Er det slik at vi ikke klarer å få betalt for økt kompetanse og økt kvalitet eller mangler vi andre drivkrefter til å tenke strategisk og langsiktig?

5. REFERANSER:

1. Norsk Betongforening Publikasjon nr. 27 "FoU innenfor betongfaget i Norge". 1999.
2. Norsk Betongforening Publikasjon nr. 28 "FoU og Verdiskapning. Hvilken verdiskapning har FoU i betongfaget i perioden 1980 – 2000 bidratt med i Norge?". 2001.
3. Raadhuus AS:" Bransjeanalyse - Norsk Betongforening". 2001.
4. Norcem: 'Fremtidige betongløsninger. Utviklingsbehov i bransjen' 1998.

En kortversjon av referanse 2 og hele rapport 3 finnes på www.betong.net

Dr.ing. Signe Kirkebø, Vegdirektoratet vegteknisk avdeling
Leder i Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

GØTATUNNELEN, SLISSEVEGGER. OMTALE AV FORSKJELLIGE ASPEKTER, LØSNINGSVALG.

The Gothenburg tunnel, diaphragm walls. Discussion on different aspects. The chosen solution.

Siv.ing. Øyvind Engelstad, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Gøtatunnelen Entreprise L2 utføres for Vägverket av Lilla Bommen Tunnel KB (LBT KB). Entreprisen ligger ved Lilla Bommen sentralt i Gøteborg og består av en ca. 230 m lang betongtunnel samt ca. 25-30 m bergtunnel. Et løp a tre filer i hver retning gir en bredde på byggegropa på ca. 40 m. Endelig traubunn ligger på det meste 17 m under eksisterende terreng. Slissevegger benyttes som temporær støttekonstruksjon. I motsetning til den foreslåtte løsningen i tilbudsforespørselen graves det uten å fylle gropa med vann for å stabilisere mot bunnoppressing. For å hindre bunnoppressing og etablere tilstrekkelig passivt mothold anvendes tverrvegger c/c 4-4,5 m under sjaktbunnen i på tvers av gropa. Høyden av disse veggene er 7-9 m. Kohesjon i grensesnittet mellom leire og slissevegg, spissmotstand under tverrveggene og seksjonsvis utgraving og suksessiv støping av bunnplate sikrer stabiliteten i byggefasen.

SUMMARY

The Gothenburg Tunnel Contract L2 is being constructed by Lilla Bommen Tunnel KB (LBT KB) on assignment by Vägverket. The Contract comprises of approx. 230 m cut-and-cover concrete tunnel and approx. 25-30 m tunnel in rock. The width of the construction pit is approx. 40 m and final level of excavation is up to 17 m below present ground level. Diaphragm walls are utilized as temporary support structures. In contrast to the concept presented in the tender documents the excavation is done without water in the pit to stabilise agains bottom heave. Instead a system of transverse diaphragm walls c/c 4-4,5 m under the final level of excavation is introduced. The height of the transverse walls is 7-9 m. Cohesion on the surface between clay and concrete, tip bearing under the transverse walls, as well as excavation in short sections and successive concreting of the bottom slab will stabilize against bottom heave in the construction period.

1 INNLEDNING

Kontrakten mellom Vägvärket og entreprenøren for byggingen av Entreprise L2 ble sluttforhandlet mai 2001. Entreprenøren er et internasjonalt arbeidsfellesskap (Joint Venture) bestående av Bilfinger+Berger (Tyskland), AF Spesialprosjekt (Norge) og Anjobygg (Sverige). Entreprenørsammenslutningen arbeider nå under navnet Lilla Bommen Tunnel KB (LBT KB).

Den geotekniske prosjekteringen og konstruksjoner i granskningsklasse C har frem til nå blitt utført av Norconsult AS (Norge) i sin helhet. Reinertsen Gøteborg AB og Norconsult samarbeider om prosjekteringen av betongtunnelen som er plassert i granskningsklasse B. I den senere tid er det foretatt endringer i prosjekterings-organisasjonen ved at LBT KB har samlet et team fra flere konsulenter (Norconsult AS, J&W, Vägverket Konsult, Reinertsen Gøteborg) som er samlokalisert i Gøteborg for å utføre det gjenstående prosjekteringsarbeidet.

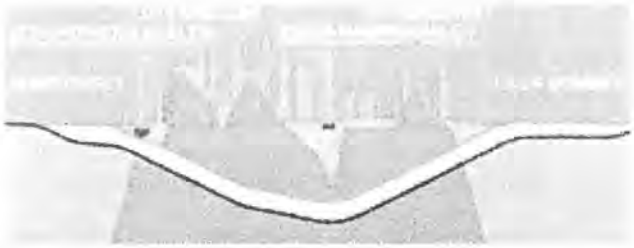
Denne artikkelen presenterer de grunnleggende geotekniske prinsippene som anvendes ved design og bygging av entreprisen. I tillegg presenteres i korte trekk noen av de mest spennende geotekniske utfordringene i prosjektet så langt. Det er lagt vekt på byggegropen og problemstillinger knyttet til etableringen av denne. Til slutt oppsummeres kort hvilke erfaringer som er gjort så lang og hvilke endringer dette medførte i designen.

2 PROSJEKTET

2.1 Gøtatunnelen Entreprise L2

Gøtatunnelen ligger i det sentrale Gøteborg og inngår i "samferdselspakken" "Göteborgsöverenskomsten". Trafikkavviklingen på Väg 45 skal forbedres og fronten mot elven skal revitaliseres. Tunnelen strekker seg langsetter elven, fra Lilla Bommen i øst til Jerntorget i vest. Figur 1og Figur 2 nedenfor viser henholdsvis en oversikt i plan og et lengdesnitt av tunnelen.

Figur 1 Gøtatunnelen - Oversikt



Figur 2 Gøtatunnelen - Lengdesnitt

Entreprise L2 innbefatter i tillegg til ca. 25-30 m av bergtunnelens østre del, bygging av ca. 230 m betongtunnel ("cut and cover") i området ved Lilla Bommen havn. Endelig sjaktnivå er ca. 17 m under terreng nærmest bergpåslaget. Dette avtar til ca. 8 m ved grensen mot entreprise L3. Figur 3 nedenfor viser entrepriseområdet. Figuren er hentet fra Vägvärkets hjemmesider.

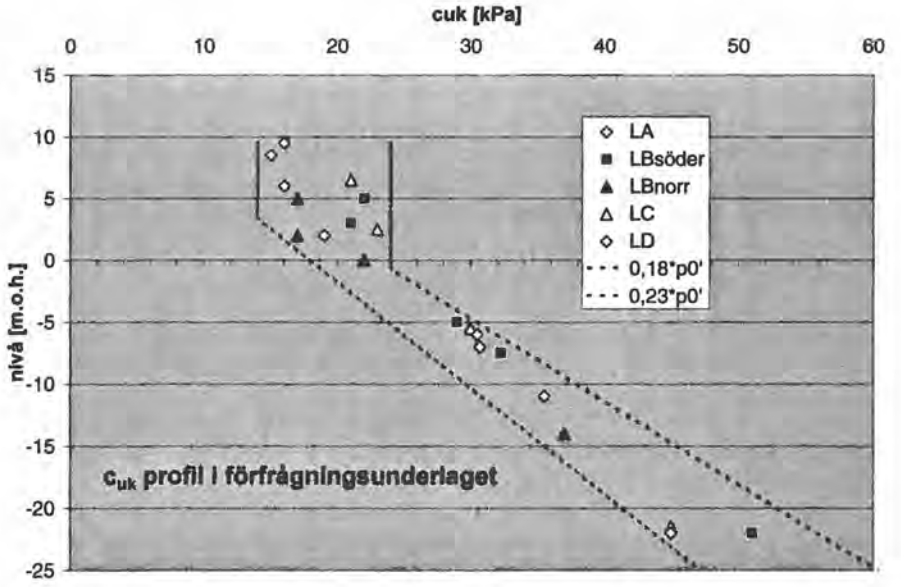
Figur 3 Götatunneln Entreprenad L2

Entreprisen ligger i et sterkt trafikkert område med setningssensitive konstruksjoner og bygninger av ulik alder tett innpå byggegropa. Påvirkning av omgivelsene må derfor begrenses i størst mulig grad. Kravene i kontrakten gjenspeiler dette med hensyn på deformasjoner, grunnvannssenking, rystelser, støy og sikkerhet for tredjepart under anleggsarbeidet.

2.2 Grunnforhold

Byggegrunnen i området består av fyllmasser av ulik kvalitet oppfylt over gammel sjøbunn. Området har tidligere vært kaiområde og man finner derfor store mengder trepeler og gamle kaimurer i grunnen. Områdets oppfyllings-historie er gjengitt i Jan Ekströms (Vägvärket Region Väst) bidrag til Grundlägningsdagen 2001 [1]. Mektighet av fyllingen er fra 3 til 8 m. Under fyllingen er det homogen leire med mektighet fra noen få meter ved forskjæringen for bergtunnelen opp til over 100 m øst i entreprise området (grensen mot entreprise L3). Under leiren er det ventelig et lag med friksjonsmasser med mektighet 0-2 m.

Vägvärket har i prosjektets tidligfase fått utført en omfattende analyse av leirens skjærstyrke. Resultatene er analysert statistisk og hensyn til begrensning i mengde undersøkelser (fåtallsprov) og bruddbetraktning er tatt i tråd med prinsippene i BKR. Dataene er gitt i forespørselen (förfrågningsunderlaget) og skal danne grunnlag for designen. Tilhørende partialkoeffisienter er også gitt av Vägvärket. Skjærstyrken varierer fra mellom 15 og 22 kPa i et lag under fyllingen varierende mellom de ulike områdene og med fyllingens mektighet. I dypet øker skjærstyrken med ca 1,0-1,3 kPa/m (eller ca. 0,18-0,23 · p_v' (effektivt vertikalt overlagringstrykk)).
Figur 4 viser styrkeprofilet i forespørselen for de ulike områdene (gitt betegnelsen LA, $LB_{söder}$ LB_{norr} LC og LD) som inngår i entreprise L2. Leiren er i forespørselen oppgitt å ha en OCR hovedsakelig varierende mellom 1,0-1,2. Leirens vanninnhold er mellom 60 og 80%. Flytegrensen er 5-10% høyere. Det foregår kryp, men trolig også fortsatt noe primærkonsolidering i området. Dette resulterer i pågående setninger mellom 3 og 10 mm/år.



Figur 4 Skjærstyrkeprofil fra förfrågningsunderlaget

Norconsult AS har utført en supplerende analyse av resultatene fra grunnundersøkelsene. Analysen viser at designverdiene er konservative.

Det er ikke foretatt undersøkelser av skjærstyrkens anisotropi ved 3-aksial forsøk. Omfanget av simpelskjær forsøk er begrenset til 3 forsøk på prøver fra et borhull i området nærmest Hasselbladhuset (LA området).

3 ALTERNATIV LØSNINGER PÅ ANBUDSSTADIET

3.1 Byggherrens alternativ

Byggherrens forslag til løsning for etablering av byggegropen var i grove trekk spuntet grop med vann i gropen for stabilisering mot bunnoppressing. Etter graving under vann til endelig gravenivå var intensjonen å undervannsstøpe en betongplate forankret med stag eller kohesjonspeler før vannet kunne tappes ned og kulverten kunne bygges.

3.2 Slissevegger vs. spunt

Bakgrunnen for å velge slissevegger fremfor spunt er kort oppsummert nedenfor.

Eksisterende konstruksjoner i grunnen som f. eks. peler og gamle kaimurer vil vanskeliggjøre og i verste fall hindre ramming av spunten ned til det ønskede nivå. Med slisseveggrigg og en stor fres på anlegget er det ved ulike teknikker mulig å fjerne eller forsere de fleste hinder som kan tenkes å befinne seg i byggegrunnen.

Strenge krav til deformasjoner og store krefter på støttekonstruksjonen krever en stiv (høy bøyestivhet, EI) og sterk (stort motstandsmoment, W) konstruksjon. For de dypeste snittene vil snittkreftene og deformasjonskravet kreve meget kraftig spunt (kraftig HZ el. tilsv.). Slissevegger i kombinasjon med tverrvegger (se kapittel 4.3) gir spillerom og en mer økonomisk løsning enn den veldig kraftige spunten. Analyser av byggherrens løsning i Plaxis viste større deformasjoner enn kravene blant annet på grunn av høy mobiliseringsgrad i passiv sone.

Kontrakten stiller *strenge krav til vibrasjoner og støy*. Slisseveggsarbeidene er gunstige i så måte da det ikke benyttes ramme-/vibroutstyr på overflaten som ved spuntarbeider.

Slisseveggene har *momentstivhet også i sjaktens lengderetning*. Dette innebærer at alternative løsninger med *tverrvegger ble muliggjort* (se kapittel 4.3).

Slisseveggene kan oppta vesentlige *krefter som trykk i lengderetningen*. Dette er nødvendig med tanke på opptak av krefter fra tverrvegg mellom byggefasene (Se kapittel 5.2).

3.3 Alternative løsninger

Tidlig i anbudsprosessen ble det klart at det var ønskelig å finne alternative løsninger for byggegropen enn byggherrens presenterte løsningen (se kapittel 3.1). Det var ønskelig å unngå undervannsarbeider (kunne grave tørt). Undervannsarbeider under slike forhold er teknisk kompliserte, dyre og innebærer stor risiko både med tanke på sikkerhet og fremdrift. Utover dette viste modelleringen av byggherrens alternativ at deformasjonskravene i kontrakten ikke kunne tilfredsstilles.

For å unngå undervannsarbeider måtte det utarbeides en løsning der bunnoppressingen og mothold på passiv side ble ivaretatt på annet vis. Nedenfor er de ulike alternativene kort oppsummert.

Kontinuerlig jet pel plate under endelig sjaktnivå

Denne løsningen gikk ut på å fra terrengnivå etablere en ca. 2-3 m tykk kontinuerlig plate av jetpeler under endelig utgravningsnivå. Plata skulle forankres med stag i det området der bergoverflaten ligger relativt grunt og med kohesjonspeler (fortannet i nivå med plata) i det området det avstanden til berg er mer enn ca. 50 m. Løsningen ble forkastet av tekniske og økonomiske årsaker.

Ribber av jet peler under endelig sjaktnivå

Etablere vegger av doble jetpeler c/c ca 4-5 m (en ribbe/vegg pr. slissevegg panel) som hindrer bunnoppressing gjennom spissmotstand og friksjon i kontaktflaten mellom vegg og leire etter samme prinsipp som for tversgående slissevegger (se kapittel 4.1). Løsningen ble forkastet av tekniske og økonomiske årsaker.

Underjordsdrift med trykkluftsstabilisering

Det ble fremmet en løsning basert på prinsippet om å stabilisere gravefronten og bunn av gropa med trykkluft. Løsningen gikk i korte trekk ut på å etablere langsgående slissevegger og tak mellom disse for deretter å etablere et kammer der man gjennom sluser kunne drive ut til hver side. Løsningen ble forkastet på grunn av økonomi og teknisk/sikkerhetsmessig kompleksitet.

Tverrgående slissevegger (Valgt løsning)

Løsningen er basert på prinsippene anvendt ved byggingen av to tunnelstrekninger for tunnelbane og jernbane gjennom Oslo sentrum [2][3] på midten av 70-tallet. Prinsippet innebærer at tverrslissevegger mellom de langsgående slisseveggene etablerer mothold mot bunnoppressing ved spissmotstand og kohesjon på kontaktflaten mellom betong og leire. Denne løsningen som ble fremmet i anbudet og danner nå grunnlaget for entreprise L2. Løsningen er nærmere beskrevet i kapittel 4.

Slissevegger som permanente vegger i tunnelen

Som alternativ til å bygge en betongtunnel separat inne i byggegropa, ble det sett på muligheten til å anvende slisseveggene som permanente ytre vegger. Dette prinsippet er anvendt flere steder i verden blant annet for tunnelstrekningene i Oslo der tverrslissevegger ble benyttet for å hindre bunnoppressing [2][3]. Løsningen ble ikke fremmet fordi kravene til den ferdige tunnelen med tanke på bestandighet og riss (sprickbredd) etc. var svært vanskelige å overholde (infria) med slissevegger som permanent yttervegg. Gruppen trodde heller ikke at Vägverket ville gå med på en løsning som innebar en så vesentlig endring i forhold til förfrågningsunderlaget.

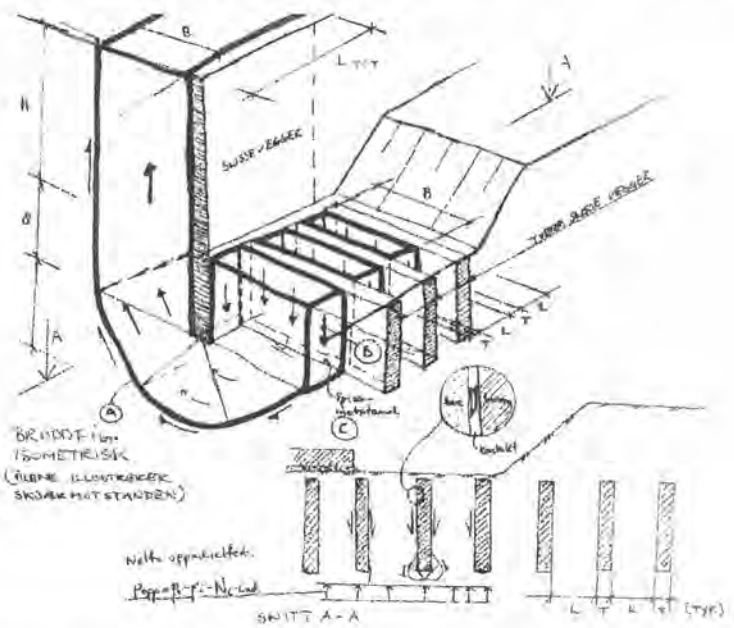
4 DEN VALGTE LØSNINGEN

4.1 Grunnprinsipp og teoretisk bakgrunn

Den valgte løsningen bygger på en metoden utviklet for og benyttet ved byggingen av to tunnelstrekninger i Oslo på midten av 1970-tallet [2][3]. Metoden ble anvendt på følgende strekninger:

- Tunnelbane og jernbane mellom Sentrum stasjon og Nasjonalteateret stasjon. Lengde = ca. 900 m, Gravedyp = 15-16 m.
- Tunnelbane ved Jernbanetorget stasjon. Lengde = ca. 200 m, Gravedyp = 7-10 m.

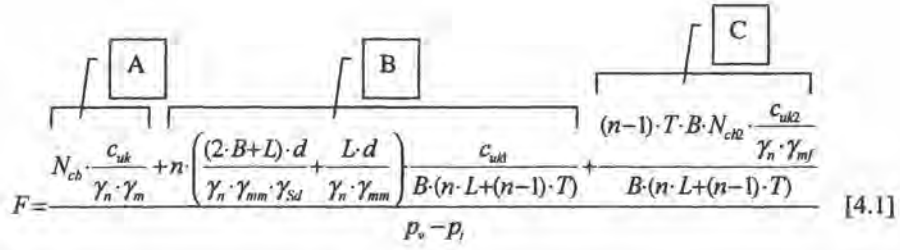
Grunnprinsippet går ut på at det på tvers av byggegropen under endelig utgravningsnivå etableres slissevegger på tvers av gropa for å hindre innpressing av sideveggene (langsgående slissevegger) samt å hindre bunnoppressing. Bunnoppressingen motholdes i tillegg til jordmotstanden uttrykt ved N_{cb} faktoren (se Figur 6), av spissmotstand under de tversgående veggene og av kohesjon mellom leire og overflaten på slisseveggene. Prinsippet er illustrert i Figur 5 nedenfor. Det ubalanserte trykket som de langsgående veggene presser på de tversgående veggene med låser tverrslisseveggene (gir momentkapasitet).



Figur 5 Prinsipiell bruddfigur med stabiliserende mekanismer

Formelgrunnlaget i [2] er generalisert og tilpasset partialkoeffesientmetoden (BKR). Margin (F) mot bunnoppressing gjennom n åpninger fremgår av formel 4.1 nedenfor. Bokstavene over de ulike leddene som inngår i formelen viser til den aktuelle

motholdsmekanismen som beregnes i dette leddet og er nærmere forklart senere i kapittelet.



[4.1]

Der

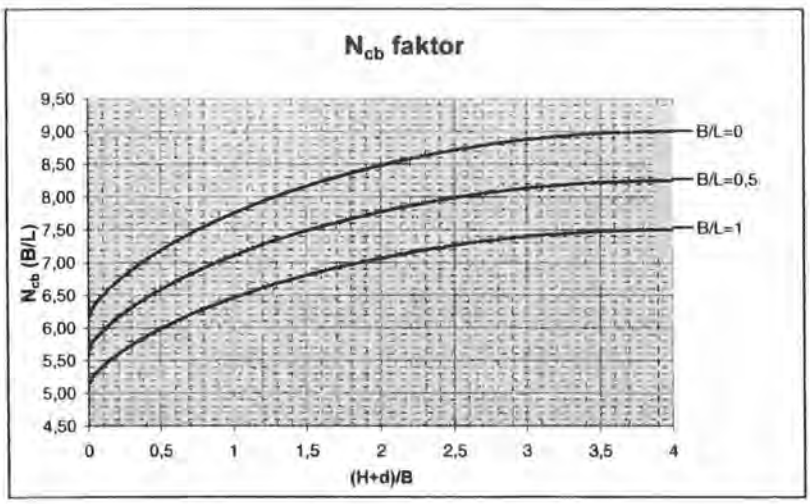
n = Antall åpninger mellom tverrslissevegger i den aktuelle beregningen.
N_{cb} = Bæreevnefaktor for bunnoppressing for det aktuelle B/L og H+d/B forholdet.
N_{cb2}= Bæreevnefaktor for fundament (bankett) (For B/L = 0 och H/B > ca. 4 er N_{c2} = 7,5).
B = Bredde i den aktuelle beregningen.
L = Lysåpning mellom tverrslisseveggene
T = Bredde på tverrslisseveggene.
H = Gravedyp
d = Dyp av systemet under traubunn (schaktbotten) = høyde på tverrslisseveggene.
c_{uk} = Midlere karakteristisk skjærstyrke på bruddflaten.
c_{uk1} = Midlere karakteristisk skjærstyrke mot tverrslisseveggene.
c_{uk2} = Midlere karakteristisk skjærstyrke ved bunn av tverrslisseveggene.
γ_n = Partialkoeffesient for sikkerhetsklasse. SK3 = 1,20.
γ_m = Partialkoeffesient i bruddgrensetilsatnd for leire = 1,25 i hht. TBt/Geo301 L2.
γ_{mm} = Partialkoeffesient i bruddgrensetilstand for kohesjon = 1,25 i hht. TBt/Geo301 L2.
γ_{mf} = Partialkoeffesient i bruddgrensetilstand for platestripemotstand = 1,25 (verdi satt for å ta hensyn til usikkerhet i dette forholdet).
γ_{Sd} = Partialkoeffesient i bruddgrensetilstand for kohesjon mellom slissevegg og leire = 1,7 (verdi satt for å ta hensyn til usikkerhet i dette forholdet).

Motstandsleddene som inngår i formel 4.1 og som også er angitt med indeks i Figur 5, er konvertert til trykk per kvadratmeter bunnflate [kPa] og fremgår som følger:

Klassisk motstand mot bunnoppressing. N_{cb} faktoren er geometriavhengig og fremgår av

A. Figur 6 nedenfor.
B. Motstand fra *kohesjon mellom leire og slissevegger* samt brudd i leira dersom det betraktede bruddet ikke har B = B_{total} (B_{total} = total bredde av gropa). Motstanden oppstår når det ubalanserte trykket prøver å presse leirvolumet mellom tverrveggene opp.

C. Motstand fra *spissmotstand under hver tverrvegg*. Når leira presses opp mot tverrveggene vil det mobiliseres skjærmotstand under veggen som for et fundament (bankett) ($N_{cb2} = 7,5$).



Figur 6 N_{cb} faktoren

N_{cb} faktoren er halvempirisk og kan også regnes etter følgende tilnærmingsformel gitt av S. Hansbo [4].

$$N_{cb} = \left(1+0,2\cdot\frac{B}{L}\right)\cdot\left\{5,14+\frac{1}{3}\cdot\left[\frac{H+d}{B}\cdot\left(8-\frac{H+d}{B}\right)\right]^{0,7}\right\} \quad \textit{för} \quad \frac{H+d}{B}<4 \qquad [4.2]$$

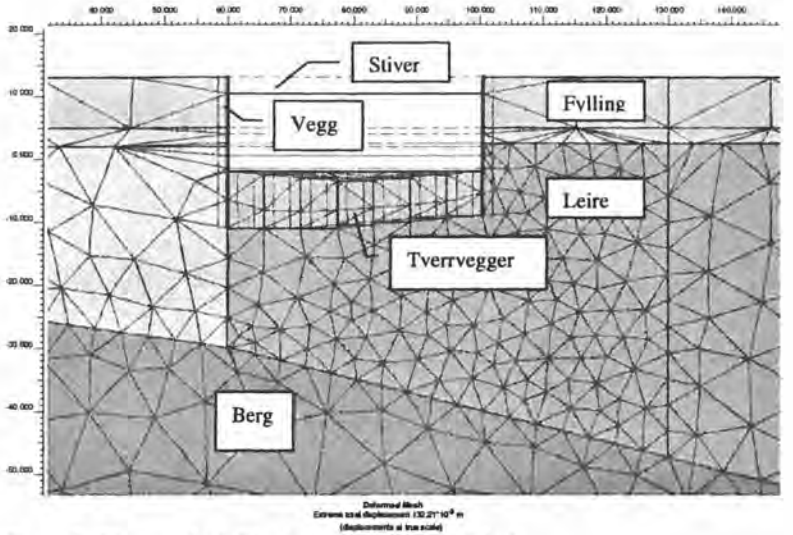
$$\textit{Ved} \quad \frac{H+d}{B}>4 \quad \textit{anvends} \quad N_{cb}=9 \; \textit{för}\frac{B}{L}=1 \quad \textit{och} \quad N_{cb}=7,5 \; \textit{för}\frac{B}{L}=0$$

For å redusere det ubalanserte trykket som må tas opp av systemet av tverrslissevegger til et minimum, legges det opp seksjonsvis graving og støping av bunnplate i gropens lengderetning. Dette sikrer opprettholdelse av et høyest mulig B/L forhold, som igjen medfører økte sideeffekter og dermed høyere N_{cb} faktor. Det er også viktig å ta hensyn til fjelloverflatens beliggenhet. Denne begrenser hvor dypt bruddflaten går og som konsekvens bredden (B) som inngår i bergningene.

I tillegg til å studere motstanden mot lokal oppressing må tverrslisseveggenes evne til å føre kreftene ut til siden og inn i de langsgående veggene undersøkes. Prinsippet går ut på at de horisontale kreftene som virker på tverrveggene fra sideveggene skal sørge for trykk i hele tverrsnittets høyde som motvirker oppløft av veggene. Horisontal kraft må hele tiden være større enn summen av oppad rettede krefter som virker på tverrveggen.

Sikkerheten mot global oppressing må også undersøkes. Global oppressing hindres primært av vekt (slissevegger, tverrvegger og event. last på traubunn) i kombinasjon med mobilisering av ruhet mellom de langsgående veggene og jorden på utsiden.

Beregningene utføres ved en kombinasjon av håndregningsmodeller og modeller etablert i 2D og 3D FEM programmer (henholdsvis Plaxis og Abaqus). Eksempel på en Plaxis modell for den "svevende" delen av fase 1 er vist i Figur 7.

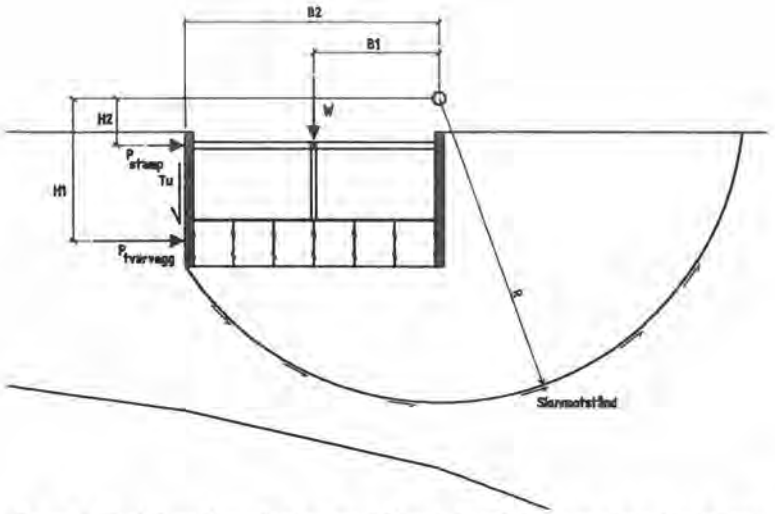


Figur 7 Eksempel på Plaxis modell for område 1.

Geometrieffekten inkluderes i 2D modellene (Plaxis og GeoSlope), ved å plassere en ekvivalent last på traubunn (slutlig schaktnivå).

Ekvivalent last: $q_{traubunn} = [N_{cb}(B/L = aktuell) - N_{cb}(B/L = 0)] \cdot c_{ud,snitt}$

Globalstabiliteten studeres også ved hjelp av klassisk stabilitetsanalyse (glidyteberäkning) med sirkulære og sammensatte flater. Prinsippet er illustrert i Figur 8 nedenfor. Denne analysen utføres i GeoSlope.



Figur 8 Stabilitetsbetraktning med klassisk stabilitetsanalyse (sirkulær)

4.2 Fullskala forsøk

For å dokumentere gjennomførbarhet av slissevegger i Göteborgsleire og verifisere noen av de grunnleggende designforutsetningene ble det etter at kontrakten var signert utført to utvalgte fullskala forsøk. Forsøkene ble utført øst i entrepriseområdet (L2) ved nedfartsrampen for Götaälvsbron. Det tyske konsulentselskapet IGW var ansvarlig for design og analyse av forsøkene på oppdrag fra LBT KB. Resultatene er hentet fra deres sluttrapport [5].

4.2.1 Stabilitet av sliss - Prøvesliss

For å dokumentere stabilitet av åpen sliss og tilfredstille kravene i VV Publ. 1997:0288 "Slitsmurar som permanent konstruktion" (gjort gjeldende som styrende dokument i prosjektet), ble det i juli 2001 utført graving av prøvesliss med påfølgende støping av et panel.

Prøveslissen hadde dimensjon L x B x H = 4,5 m x 0,8 m x 22 m. Den ble gravd i et område med fylling ned til 5 m dyp og leire under dette. Prøveslissen ble instrumentert som følger:

- 5 Inklinometere til 22 m dyp fordelt langsetter og i ulik avstand fra sliss. For måling av deformasjoner utenfor slissen.
- På terreng ble det installert målepunkter i form av bolter innstøpt i prefabrikkerte betongringer. For måling av terrengsettninger.
- Rør for å måle forandring i grunnvannstand i fyllingen.

- Poretrykksmåler i ca. 10 m dybde for å studere endinger i poretrykket i de ulike stadiene.
- Det ble foretatt vingeboring ca. 1,5 m fra slissen for å kartlegge det lokale skjærstyrkeprofilet

Figur 9 nedenfor viser utførelse av prøveslissen.

Figur 9 Utførelse av prøvesliss

Prøveslissen ble utført med en bentonittslurry med tyngdetetthet, γ_{slurry} = ca. 10,4 kN/m^3. Ledevegger ca. 1,5 m ned i fyllingen ble anvendt. Slurrynivået lå under utgravningen fra 0 til 1,0 m under terreng.

I hht. kravet i VV Publ. 1997:0288 ble slissen holdt åpen i 2 døgn før støping av panelet ble gjennomført.

Under utførelsen var det problemer med stabiliteten på inklinometernes automatiske loggeutstyr. Den kontinuerlige overvåkningen av deformasjonsforløpet under prosessen ble derfor ikke som ønsket. Etter at slissen stod ferdig viste imidlertid innmåling av målepunktene på terreng og manuell inklinometeravlesning meget små deformasjoner. Maksimal horisontaldeformasjon innover mot sliss var ca. 5 mm. Korresponderende vertikal setting på terreng var ca. 5-6 mm nærmest slissen. I løpet av graveprosessen falt poretrykket i leira (i dybde 10 m) ca. 1,5 m utenfor slissen med 1,3 mVS (13 kN/m^2). Hydrostatisk trykk på dette nivået var ca. 8 mVS.

Støpingen av panelet (uarmert) ble utført ca. 2 døgn etter at slissen var klar. Deformasjonene i jorden etter støping ble målt med inklinometer. Målingene viste at resulterende deformasjon lå mellom 0 og 5 mm utover. Dette betyr at støpetrykket presset det omliggende jordvolumet litt utover. Denne tendensen ble bekreftet ved at poretrykket hadde steget med 3,6 mVS til ca. 2,3 mVS over det hydrostatiske trykket.

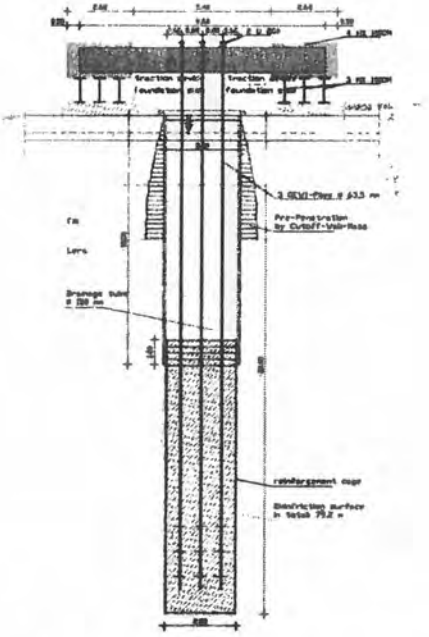
Observasjonene ved utførelse av prøveslissen stemmer godt med observasjoner fra tilsvarende testutført forut for prosjektene i Oslo [6]. *Prøveslissen viste at det var fullt ut gjennomførbart å etablere slissevegger under de gjeldende forhold, og at deformasjonene i omliggende jord var svært små.*

4.2.2 Kohesjon i kontakt slissevegg/leire - "Pull out test"

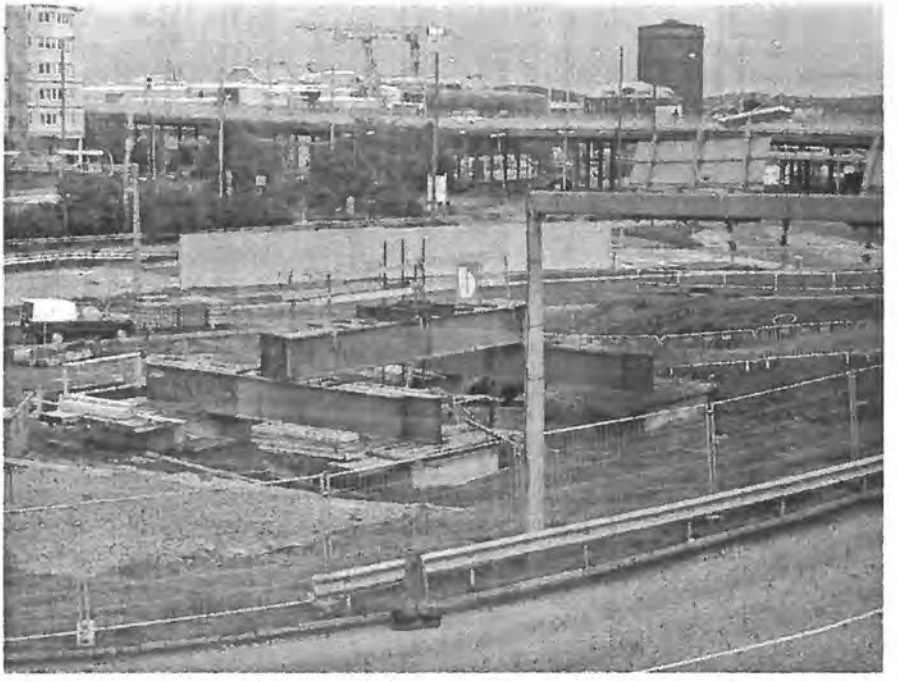
Som det fremgår av kapittel 4.1 og ledd B i formel 4.1 utgjør kohesjonen mellom leire og slissevegger en vesentlig del av motstanden mot bunnoppressing. Kohesjonen er også viktig med tanke på vertikalstabiliteten av støttekonstruksjonene. I Oslo [2] ble det utført opptrekksforsøk på in-situ støpte peler (Ø250 mm, L=6m) i ulike typer støttevæske (vann, leire, Mikrosil, bentonitt) for å dokumentere kohesjonen på kontaktflate mellom leire og betong. Disse testene utført ca. 1,5 måneder etter støp, viste at bruddet oppstod i leire for støttevæske av vann, leire og Mikrosil. Ved bruk av bentonitt oppstod bruddet i kontaktflaten. Skjærstyrke reduksjonen i forhold til in-situ styrke i jorda var ca. 25-30%. På grunn av fyllingens mektighet og karakter ved Götatunneln L2, ønsket entreprenøren primært å bruke bentonitt som støttevæske. I anbudsstadiet var usikkerheten i kohesjon søkt ivaretatt ved å innføre en partialkoeffisient $\gamma_{Sd} = 1,7$. Det ble besluttet at et fullskala forsøk for å verifisere kohesjonen på kontaktflaten skulle utføres.

Følgende oppsett ble benyttet (illustrert i Figur 10):

1. En sliss med L x B = ca 3,0 x 0,8 m ble etablert med sementstabilisert slurry ned til 12 m under terrengnivå.
2. Når slurryen hadde herdet ble det sjaktet gjennom denne med bentonitt som stabiliserende væske ned til 20 m under terrengnivå. L x B = 2,8 x 0,6 m.
3. I bunn av slissen ble det lagt et 0,5 m drenerende sandlag.
4. En armeringskurv H x L x B = 8 x 2,8 x 0,6 m (minus overdekning) ble senket ned i slissen. Armeringskurven var utstyrt med 3 stk. GEWI-piles (Ø63,5 mm), samt et drensrør. Disse gikk opp over terrengnivå. Drensrøret og drenasjelagets funksjon var å sørge at det ikke oppstod sug under slisseveggen ved trekking.
5. Slisseveggen ble støpt fra nivå 19,5 m til nivå 11,5 m under terrengnivå.
6. På terreng ble det etablert 4 store fundamenter for opptak av kreftene fra systemet av bjelker og hydrauliske jekker koblet til GEWI-pelene. Oppsettet er illustrert i Figur 11.
7. Slissen over det ferdigstøpte panelet ble holdt stabilt av bentonitt slurry i perioden frem til prøvetrekking. Slurryen ble sirkulert for å opprettholde de rette egenskaper i hele perioden.
8. Prøvetrekking ble utført i lasttrinn på ca. 10 % av forventet bruddlast.



Figur 10 Oppsett for "Pull out test"



Figur 11 System av fundamenter, bjelker og jekker for opptrekk.

Det ble utført en vingboring rett ved siden av slissen for å ha kontroll med det lokale skjærstyrke profilet. Gjennomsnittlig skjærstyrke på kontaktflaten utregnet fra dette profilet er som følger:

$c_{uk,vinge} \approx 35$ kPa

Gjennomsnittlig skjærstyrke fra 11,5-19,5 m dyp for LC området (aktuelt område) hentet fra designkriteriene i TBt/geo301 L2 er som følger:

$c_{uk,design} = 27{,}82$ kPa

Tre uker etter at slisseveggelementet var ferdig støpt ble den første opptrekkstesten utført. Gjennomsnittlig skjærstyrke på kontaktflaten utregnet med bakgrunn i dette forsøket er som følger:

$c_{uk,3\ uker} \approx 19{,}5$ kPa

Etter det første forsøket indikerte resultatet på at forholdene rundt slissen trolig ikke hadde normalisert seg etter bare 3 uker. Følgende punkter trakk i retning av at tiden ville medføre økt skjærstyrke på kontaktflaten.

- *Re-konsolidering etter omrøring av kontaktflaten.* Ved graving blir overflaten av slissen omrørt med tillhørende styrkereduksjon. Med tiden vil materialet vinne tilbake styrken (jfr. rammede peler).
- *Drenering av poreovertrykk.* Som det fremgår av kapittel 4.2.1 medførte støpetrykket oppbygging av et viss poreovertrykk rett utenfor slissen. Dette kan påvirke skjærstyrken i kontaktflaten. Med tid vil poreovertrykket dreneres bort og styrken vil normalisere seg.
- *Herdeprosessen i betongen* påvirker kontaktsonen. Lenger ut i herdeprosessen når det frie vannet i betongen er bundet vil trolig betongen trekke noe vann fra omgivelsene. Dette medfører at leiren "gror" fast på betongoverflaten.

Et annet forhold som gav unøyaktighet i resultatene var lasttrinnenes størrelse. Disse var trolig for store ved det første forsøket. Ved forsøk nummer 2 ble lasten for lasttrinnene opp mot bruddtaket redusert til ca. 5 % av forventet bruddlast.

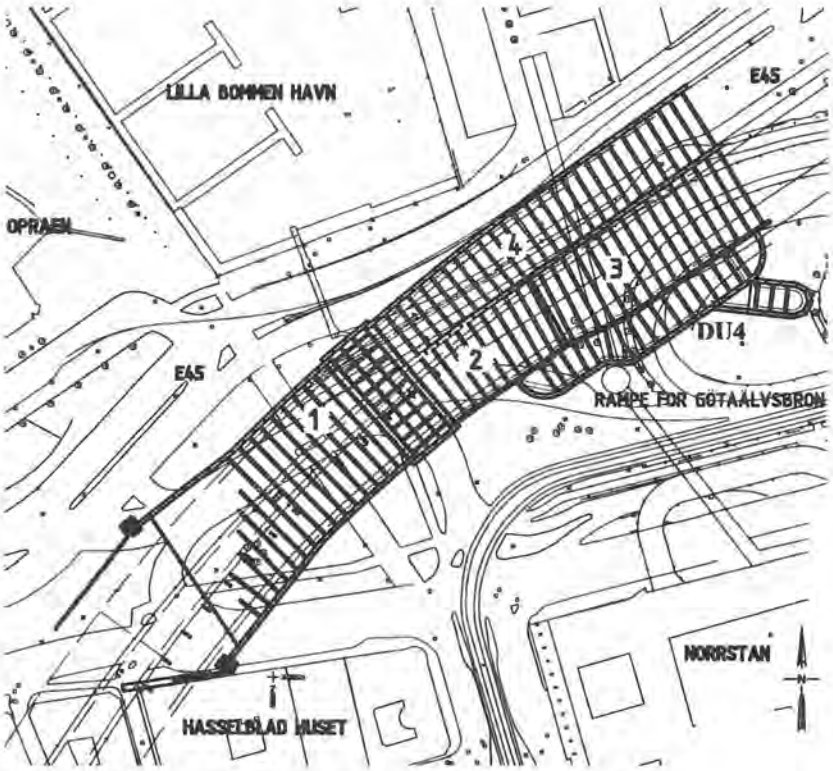
Det ble på bakgrunn av det ovenstående besluttet å utføre en ny test etter 8 uker. Resultatet fra denne testen viste at kohesjonen på kontaktflaten hadde økt til:

$c_{uk,8\ uker} \approx 27{,}2$ kPa

Resultatene fra "Pull out testen" viser at kohesjonen på kontaktflaten representerer en ruhet r = 0,98 i forhold til designverdien på skjærstyrken. Sammenlignet med vingboret er $r \approx 0{,}8$ over tid. I designen av den første fasen i prosjektet (skede 1) representerer den anvendte $\gamma_{Sd} = 1{,}7$ en $r \approx 0{,}6$ på designverdien ($c_{uk,design}$) og $r \approx 0{,}5$ i forhold til vingboret ($c_{uk,vinge}$). I senere faser i prosjektet vil det være naturlig å vurdere en reduksjon i γ_{Sd}.

4.3 Design

Figur 12 viser en plan for slisseveggene i L2 entreprisen. Foreløpig er bare område som inngår i byggefase 1 (område 1) ferdig prosjektert. Dette området strekker seg fra Hasselbladhuset og frem til profil km 2/765 (omtrent midt i entrepriseområdet). Det fokuseres i det etterfølgende primært på denne delen av entreprisen.

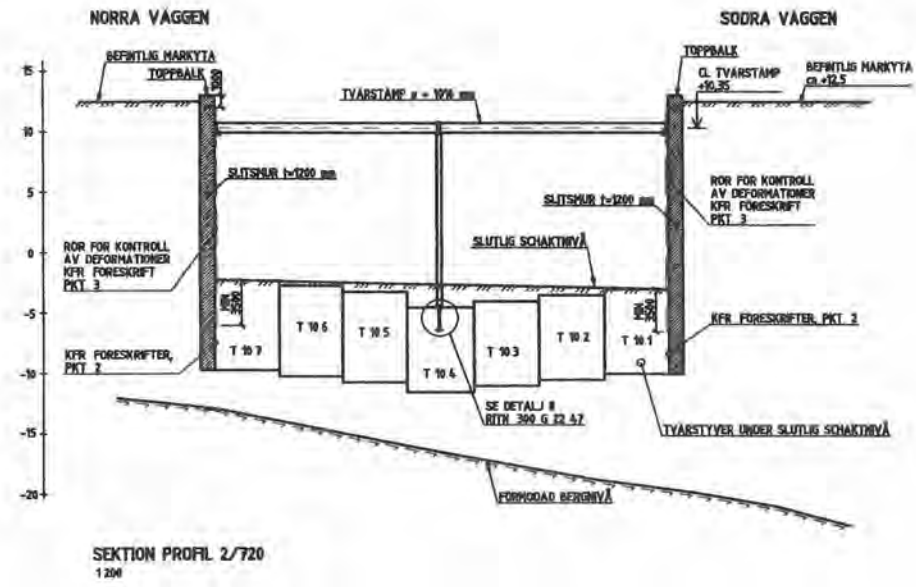


Figur 12 Plan slissevegger, entreprise L2. Fasene er nummerert.

I området nærmest Hasselbladhuset der støttekonstruksjonene går ned på berg benyttes stagforankret spunt og slissevegger. Slisseveggene er ført inn i dette området for å kunne overføreføre kreftene fra tverrveggen mellom fase 1 og fase 2-4 til fundamenter på berg etter prinsippene beskrevet i kapittel 5.2. Samtidig er kravene til deformasjoner så strenge i området foran Hasselbladhuset at slissevegger er teknisk og økonomisk formålstjenlig.

Lenger fra påhugget er gropa "svevende" og systemet med tverrslissevegger benyttes. De langsgående slisseveggene er 1,2 m tykke, og avstivet med rørstivere c/c 4,5 m (en stiver pr. panel) i nivå ca. 2 m under terrengnivå. Rørstiverne er knekkavstivet vertikalt i senter av spennet med en søyle ned i hver tverrslissevegg. Knekkavstiving horisontalt er ivaretatt med stivere i gropens lengderetning kontinuerlig fra et fagverkssystem i enden mot Hasselbladhuset og frem til tverrveggen i profil 2/765. Stiversystemet er utformet og dimensjonert for bortfall av ulike komponenter og store deformasjoner (ulykkestillstand).

Tverrveggene er 0,8 m tykke, står c/c ca. 4,5 m i gropens lengderetning og har en høyde varierende mellom 7 og 9 m avhengig av gravenivå, avstand til fjelloverflaten og skjærstyrke i det aktuelle området (LA, LB_{nord} eller $LB_{sør}$). Tverrveggene er designet med det midterste panelet dypere enn panelene ut mot sideveggene. Dette er gjort for å sikre låsing av panelene og opprettholdelse av trykk buen (forspenningsmoment).



Figur 13 Typisk snitt i den "svevende" delen av område 1

Prinsippene bak og utformingen av tverrvegg mellom område 1 og område 2-4 er nærmere forklart i kapittel 5.2.

Område 2-4 var opprinnelig delt inn i flere faser, men Vägverket har nå bestemt at trafikken kan legges om på en slik måte at hele dette området kan bygges under ett. Et såkalt "driftsutrymme" (DU4) som var planlagt sør for område 3 utgår foreløpig. Tegningen i Figur 12 er enda ikke omarbeidet for å ivareta disse endringene. Det er sett på alternative utførelser av fase 2-4 men det ser ut til at samme prinsipp som for den svevende delen i område 1 vil bli anvendt også for dette området. Det grunnere området nærmest grensen mot entreprise L3 vurderes spesielt med tanke på å finne alternative løsninger.

5 SPESIELLE PROBLEMSTILLINGER

Prosjektet innebærer en rekke spesielle problemstillinger som hver for seg kunne vært gjenstand for en egen artikkel og et foredrag. Her har vi plukket ut 4 av problemstillingene som har hatt spesiell fokus så langt i prosjekteringen. Den siste av problemstillingene har kommet på banen som et resultat av problemer som oppstod under utførelsen.

5.1 Hasselbladhuset

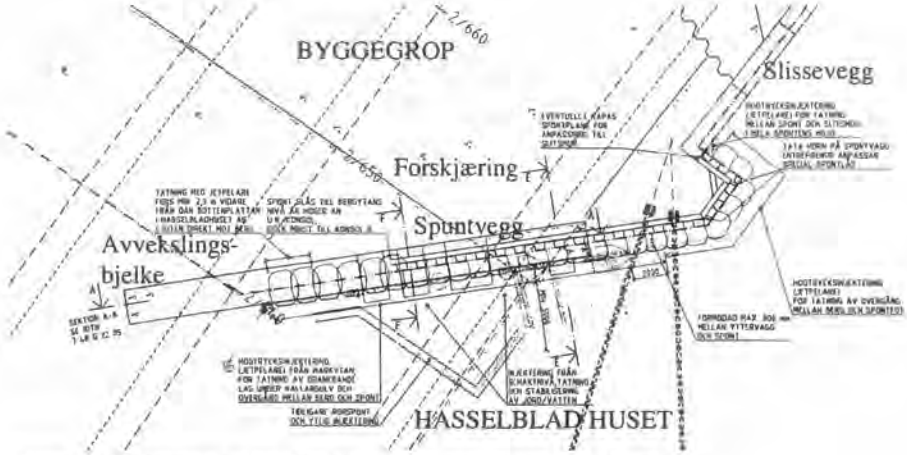
I tilbudsgrunnlaget (förfrågningsunderlaget) og på byggherrens tilbudstegninger (förslagsritningar) var påslaget for bergtunnelen plassert slik at det ene hjørnet av forskjæringen kom ca. 5 m inn under Hasselbladhuset. Bygget skulle avveksles ved hjelp av en avvekslingsbjelke under fasadeveggen. Denne bjelken skulle føre kreftene ut til siden av det østgående løpet og til bergstabben (veggen) mellom tunnelløpene. Der skulle kreftene føres ned til nivå under tunnelsålen (slutlig schaktnivå) ved hjelp av stålkjernepeler. Anbudstegningene og beskrivelsen presenterte ikke noen løsning for støttekonstruksjon under bygget.

Avvekslingsbjelken er prosjektert av Reinertsen Gøteborg som en forspent bjelke.

Støttekonstruksjonen under Hasselbladhuset var i tilbudet beskrevet som en rørspunt med innstøpte stålbjelker som kjerne. Rørene skulle bores fra kjelleren i bygningen. For de områdene som ikke kunne bores fra kjelleren var de foreskrevet rør boret i vifte (solfjädersborning) fra utsiden av bygget med overlapp til rør boret i vifte fra kjellern. Denne løsningen og i sær rørspunten boret i vifte, viste seg tidlig i detaljprosjekteringsfasen å være teknisk og økonomisk lite gunstig, og det var knyttet stor usikkerhet til om de strenge kravene til tetthet og deformasjoner kunne tilfredsstilles. Ny løsninger ble derfor studert.

Det første alternativet som ble utarbeidet var etablering av en massiv Jetpel vegg under bygget. På grunn av stor tetthet av eksiterende peler under bygget og at veggen måtte etableres fra et nivå over grunnvannsspeilet (for å unngå utspyling av betong) viste løsningen seg etter hvert teknisk komplisert og gav høye kostnader.

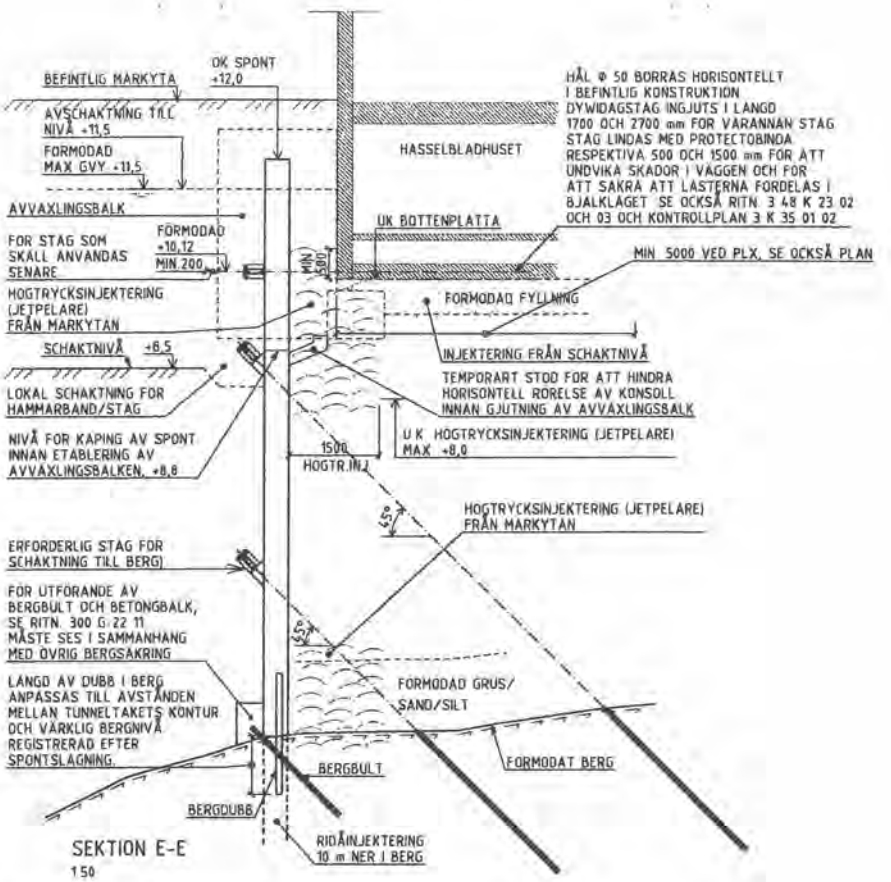
Ingeniørgeolog ble da koblet inn for å se på muligheten til å flytte påhugget utover for på denne måten unngå støttevegg under bygget. Fjellkontrollboring foretatt langs fasaden på bygget og fra kjelleren viste at det var tilstrekkelig overdekning til å kunne foreta en slik flytting dersom man kompenserte med sikringstiltak i forskjæringen og den ytre delen av tunnelen. Det måtte også utarbeides en prosedyre for uttak av berget som var skånsom og ivaretok sikkerheten i alle faser. Den nye forskjæringen er vist i plan på.



Figur 14 Utforming av ny forskjæring og støttevegg sett i plan

Støtteveggen kan etter flytting av forskjæringen etableres paralellt med fasaden på Hasselbladhuset. Støtteveggen blir da utformet som en ordinær spuntvegg til berg bakforankret med stag midlertidig i Hasselbladhusets dekker og permanent under kjellernivå på huset. For å avskjære og stabilisere det drenerende laget under dekket og i overgangen mot fjell etableres det jetpeler bak spunten. Det foretas også injeksjon ned i berg for tetting av forskjæringen til et nivå ca. 10 m under endelig såle (schaktbotten).

For å kunne overføre krefter fra bygget inn i avvekslingsbjelken må det etableres konsoller som går inn under veggen i nivå med underkant kjellergulv. Disse utføres gjennom "vinduer" i støttekonstruksjonen. Bak konsollene blir det på forhånd lavtrykksinjisert horisontalt, for å tette mot lekkasje fra det drenerende laget under dekket. Figur 15 illustrerer løsningen ved å vise et snitt gjennom støtteveggen.



Figur 15 Støttevegg foran Hasselbladhuset

5.2 Tverrvegg mellom fase 1 og fase 2-4

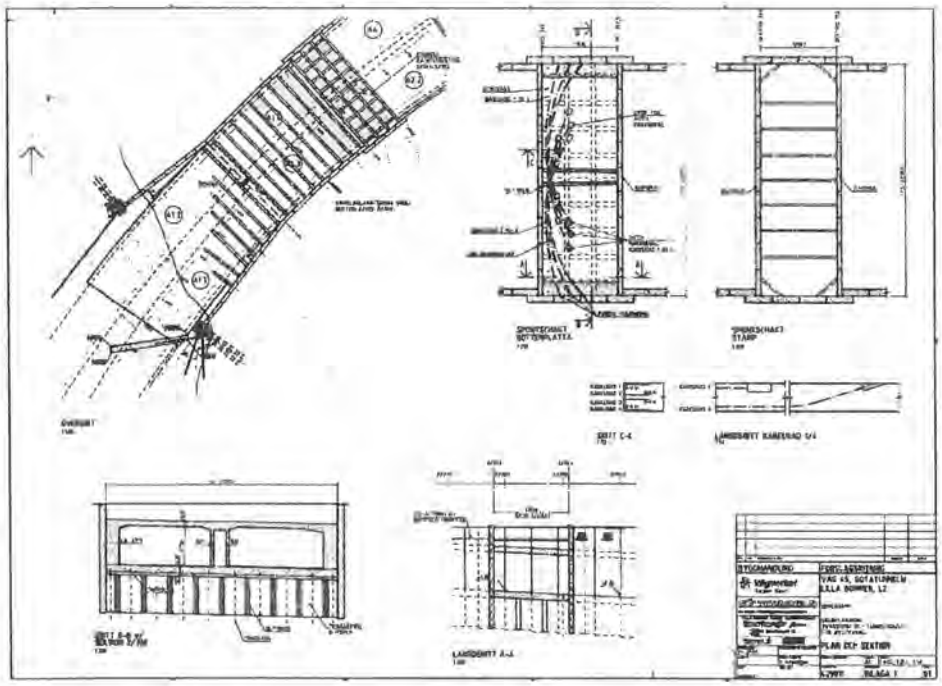
Trafikkavvikling i anleggsperioden medfører at det ikke er mulig å bygge hele entreprisen i en fase. Første fase strekker seg fra Hasselbladhuset frem til ca. profil km 2/765 (midt i entrepriseområdet). Her må det etableres en ca. 40 m lang vegg på tvers av hovedgropen (90^0 på tunnelløpene). Endelig traubunn ligger her ca. 13 m under terrengnivå. Jordtrykksberegning med det foreskrevne skjærstyrkeprofilet gir netto trykk på aktiv side under traubunn. Det er ikke mulig å oppnå en stabil vegg uten tiltak under traubunn.

Løsningen på problemet fremkom etter vurdering av en rekke alternativer. Endelig løsning er kort beskrevet i det etterfølgende.

En del av betongtunnelen (monolitt 12) etableres inntil tverrveggen i en separat grop på tvers av hovedgropen. Gropen etableres etter de samme prinsippene som hovedgropen (slissevegger og tverrslissevegger). Monolitten skal med sin bunn og takplate spenne som en bjelke (dobbel skive) med dimensjon H x L = 13 x 40 m mellom slisseveggene i

hovedgropen. Kreftene på skivene tas her opp som oppleggskrefter og føres som trykk frem til berg på hver side av forskjæringen for bergtunnelen.

Systemet er illustrert i Figur 16 nedenfor.

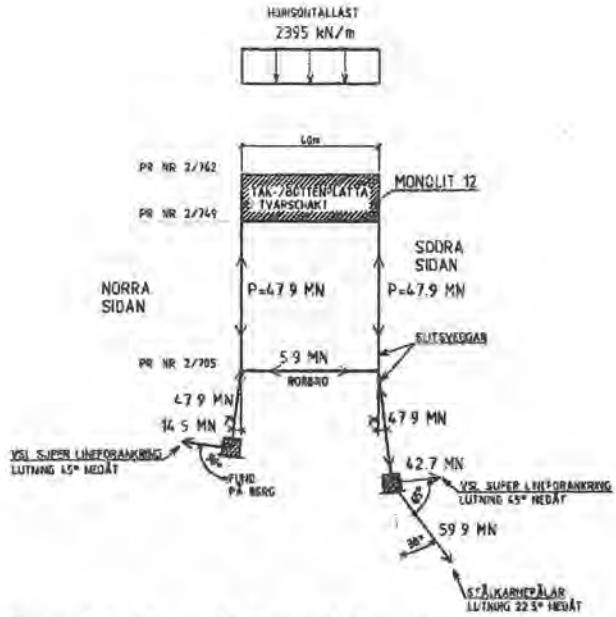


Figur 16 Tverrvegg mellom område 1 og 2-4

Systemet er beregnet ved hjelp av Plaxis (i kombinasjon med klassiske beregningsmetoder). Kraftopptaket er skjematisk illustrert i Figur 17 (side 26.22), med de beregnede kreftene i bruddgrensetilstand (ULS) angitt.

Bunnplaten i monolitt 12 skal overføre svært store krefter. Dimensjoneringen er utført ved hjelp av en 3D FEM modell i Abaqus. Opprinnelig ble det planlagt å spennarmere bunnplaten slik Figur 16 viser. Det er senere gått bort fra dette og platen slakkarmeres med opp til 9 lag med armering i skivens strekksone.

De langsgående slisseveggene har en retningsforandring på 7^0 ut til hver side i profil km ca. 2/705. Denne knekken medfører en horisontalkomponent i gropas tverretning. Under traubunn tas denne kraften opp av tverrveggene. I nivå med det innvendige avstivningssystemet er det etablert en betongkulvert for omlegging av en Ø1800 overvannsledning samt diverse andre tekniske installasjoner over byggegropa. Kulverten skal også fungere som innvendig avstivning i dette snittet. Den bidrar derfor til opptak av horisontalkomponenten som følge av knekk på de langsgående veggene.



Figur 17 Kraftopptak skjematisk fremstilt

Fundamentene som ligger på hver side av forskjæringen for bergtunnelen står i kontakt med de langsgående slisseveggene og skal overføre kreftene fra disse ned i berg. For å dreie kraften ned i berg er kraftige forankringsstag inkludert i designen. Det søndre fundamentet ligger nærme veggen i forskjæringen. Sleppenes strøk og fall inn mot tunnelen, samt klorittbelegg på flatene gjør at kreftene ikke kan overføres direkte til berg for dette fundamentet. Det er derfor innført 6 kraftige stålkjernepeler (Ø240 mm) i designet. Disse fører kreftene ca. 20 m inn i berg og ut til siden for tunnelen (se Figur 17).

5.3 Fundamenteringsprinsippet

I forespørselen ble det satt krav til hvilket fundamenteringsprinsipp som skal anvendes og hvilke krefter dette skal dimensjoneres for. Prinsippet var som følger:

- I området fra der tunnelen går inn på berg (ca. profil 2/675) og ut til skillet mot fase 2 til 4 (profil 2/765) skal tunnelen fundamenteres på sjaktede peler til berg. Dimensjonert for alle nedad rettede krefter (vekt, påhengskrefter, trafikklast etc.) fratrukket oppdrift (vanntrykk på fundamentnivå). Samtidig skal systemet dimensjoneres for opptak av oppadrettede krefter fra det maksimale av bunnoppressing og svelletrykk + vanntrykk. Svelletrykket skulle regnes som en absoluttstørrelse (i utgangspunktet [0,8 x p_0' + vanntrykk] senere redusert til [0,25→0,40 x p_0' + vanntrykk avhengig av mektigheten av leiren under fundamnetnivå.)som ikke var deformasjonsavhenging.

- Fra overgang mellom område 1 og område 2-4 er mektigheten av løsmassene (fylling og leire) over berg mer enn 80 m. Her er det satt krav om bruk av kohesjonspeler med minimumslengde 37 m. Systemet skal tilfredsstille de samme kravene som de sjaktede pelene i område 1.

Det ble tidlig startet en dialog med Vägverket omfundamenteringsprinsippet.

Etablering av betongkulverten innebærer en netto avlastning på fundamentnivå. Etter vår mening burde betongtunnelen ha vært fundamentert som en bjelke på elastisk underlag (kompensert fundamentering) og gitt muligheten til å følge de naturlige bevegelsene i grunnen. Foreløpige setnings-/svellingsanalyser viser at bevegelsene vil bli små. Dette ville redusert svelletrykket til et minimum. Da systemet ville finne en balanse mellom oppadrettede og nedadrettede krefter.

Innføring av peler innebærer innføring av fastholding med påfølgende tvangskrefter. I området med kohesjonspeler vil pelingen trolig medføre poretrykksoppbygging på grunn av massefortregningen. Poreovertrykket vil sammen med omrøring rundt pelene kunne medføre stabilitetsproblemer og senere setninger (når poretrykket dreneres).

Foreløpig opprettholdes fundamenteringsprinsippet nedfelt i forespørselen.

5.4 Fresing i berg

Det ble tidlig klart at det på grunn av det store gravedypet og overføring av horisontalkrefter fra tverrvegg mellom område 1 og område 2 til 4 måtte anvendes slissevegger inn på berg nærmest Hasselbladhuset. For å overføre kreftene til berg i foten av veggen ble det forutsatt fresing. Dette ble gjort etter diskusjon med underentreprenøren for slisseveggarbeidene.

Det har imidlertid vist seg at fresing fungerte svært dårlig i de harde bergartene vi møter i Gøteborg. Meisling har også vist seg vanskelig. Faktisk meldte problemene seg allerede i de harde friksjonsmassene (trolig morene) som ligger med mektighet oppimot 1 m i overgangen mot berg.

Der det har vist seg umulig å komme ned i berget har man etter stopp i de faste massene over berg gått inn og etablert jetpeler mellom berg og underside av slissevegg. Veggen forspennes deretter med kraftige stag ned mot bergoverflaten slik at friksjonen overfører skjærkraften ned i berg.

I det samme område etableres det langs et parti av sørveggen tverrvegger som støtter seg inn mot berg. Da det viste seg vanskelig å komme ned i berg med veggene ble det bestemt at man i tilslutningen mot berg skulle bore ned en sirkulær pel som sikres med kraftige stålkjerner for overføring av skjærkraft inn i berget.

REFERANSER

[1] J. Ekström, Vägvärket Region Väst (2001): *Götatunneln.* Grundläggningsdagen 2001, SGF, s. 233-244.

[2] O. Eide, G. Aas og T. Jøsang (1972): *Special Application of Cast-in-place Walls for Tunnels in Soft Clay in Oslo.* NGI, Publikasjon nr. 91, s. 63-74.

[3] K. Karlsrud (1978): *Praktiske erfaringer fra gjennomføringen av slisseveggarbeidene for OTB og NSB i Studenterlunden og På Jernbanetorget.* NIF-kurs, Slissevegger og in-situ støpte pilarer. Fagernes Hotell 4.-6. desember 1978.

[4] S. Hansbo (1994): *Foundation Engineering.* Developments in Geotechnical Engineering; 75, ISBN 0-444-88549-8, s. 384.

[5] P. Waldhoff, IGW (2001): *Report on the test panels and pulling tests at the Lilla Bommen Tunnel in Gothenburg.* Internt prosjektdokument.

[6] E. DiBiagio og F.Myrvoll (1972): *Full Scale Tests with a Slurry Trench Excavation in Soft Clay.* NGI, Publikasjon nr. 91, s. 39-49.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

BORING AV STAG OG STÅLKJERNEPELER I TETTBYGD STRØK- ERFARINGER FRA NYTT DOBBELTSPOR SANDVIKA - ASKER

Installation of steel core piles and rock anchors in urban areas – experiences from new double track Sandvika - Asker

Siv.ing. Gunvor Baardvik, Jernbaneverket Utbygging
Cand. scient. Anne Braaten, Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

Jernbaneverket Utbygging har på prosjektet Sandvika - Asker prosjektert og etablert et stort antall foringsrør for stag og stålkjernepeler i flere ulike typer løsmasse. Pr. i dag har vi etablert over 2/3 av et samlet antall på ca. 3000 stk. Vi har gjennom dette arbeidet samlet oss en del erfaringer knyttet til utførelse og funksjon som vi ønsker å formidle videre. Dette er kunnskap som finnes i bransjen, men som vi på prosjektet ikke synes har vært så lett tilgjengelig til enhver tid. Vi har sett på boring for stag og peler med kompleks geometri, boring i; fyllmasser, morene, lite sensitiv leire og kvikk leire.

SUMMARY

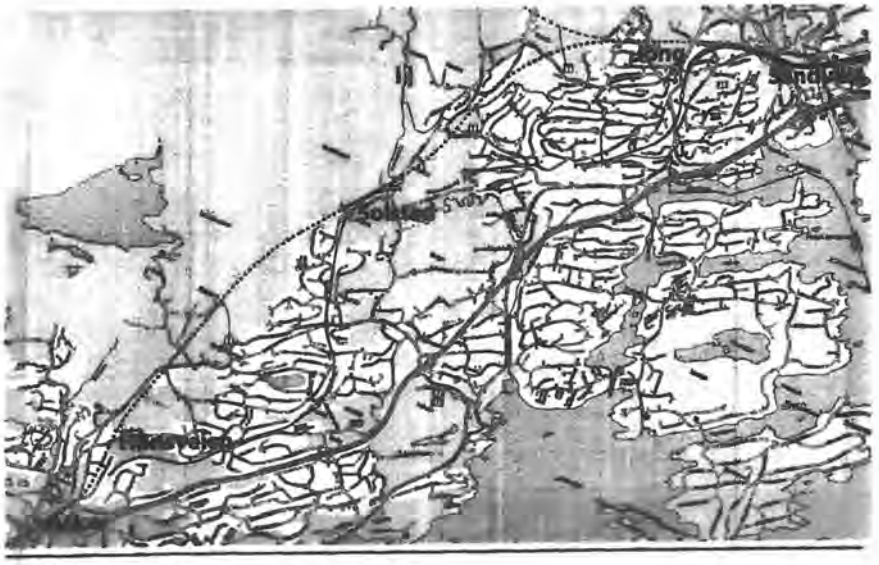
On the new double track project; Skøyen – Asker, the building division of the Norwegian railroad authority have had designed and established a large amount of steel tube casings for installation of steel core piles and grout bounded rock anchors. The steel tube casings are drilled down through different kind of soils into bedrock. During these operations we have collected experiences related to execution and function. This is no new knowledge but has not always been commonly awailable. We have looked at installaions with high degree of complexity, installations in fills, moraine, non sensitive clay and very sensitive clay.

1. KORT ORIENTERING OM PROSJEKTET

Jernbaneverket Utbygging har under bygging nytt dobbeltspor på strekningen Sandvika - Asker i Bærum og Asker kommune. Utbyggingen er en del av prosjektet Skøyen - Asker, som i hht. NTP skal skal stå ferdig i løpet av 2011. Sandvika - Asker skal etter planen stå ferdig i 2005. Den første entreprisen ble påbegynt våren 2001 og den siste grunnarbeidsentreprisen, Asker stasjon er under oppstart. Prosjektet Skøyen - Asker skal gi økt kapasitet på jernbanenettet for trafikk vestfra og inn til Oslo. Strekningen Sandvika - Asker bygges først fordi dette gir størst umiddelbar kapasitetsgevinst og lønnsomhet. Prosjektet er totalt kostnadsberegnet til 6.5 milliarder kroner, og Sandvika - Asker har en kostnadsramme på 3.285 milliarder kroner.

Prosjektet innebærer en utvidelse fra to til fire spor. Gjennom Sandvika sentrum skal det eksisterende dobbeltsporet som ble bygget i 1958, utvides med et nytt spor på hver side på en strekning på ca 1 km. Deretter splittes nytt og gammelt dobbeltspor. Det nye

dobbeltsporet vil videre gå i tunneler fram til Asker stasjon, med unntak av en kort dagsone på 600 m ved Solstad i Asker. De første 700 m av østre tunnel er en løsmassetunnel i til dels meget bløt leire. Fjelltunnelene Jong-Solstad og Solstad-Hønsveien er hhv. 2.7 km og 3.5 km lange. Fra påhugget for fjelltunnelen i Asker og fram til Asker stasjon skal det bygges en 130 m lang betongkulvert for dobbeltsporet. Videre blir Asker stasjon helt ombygd som følge av ny sporplan. Det vil bli bygd et nytt spor mot øst samt en ny undergang under sporene som sikrer god tilgjengelighet til alle plattformer.

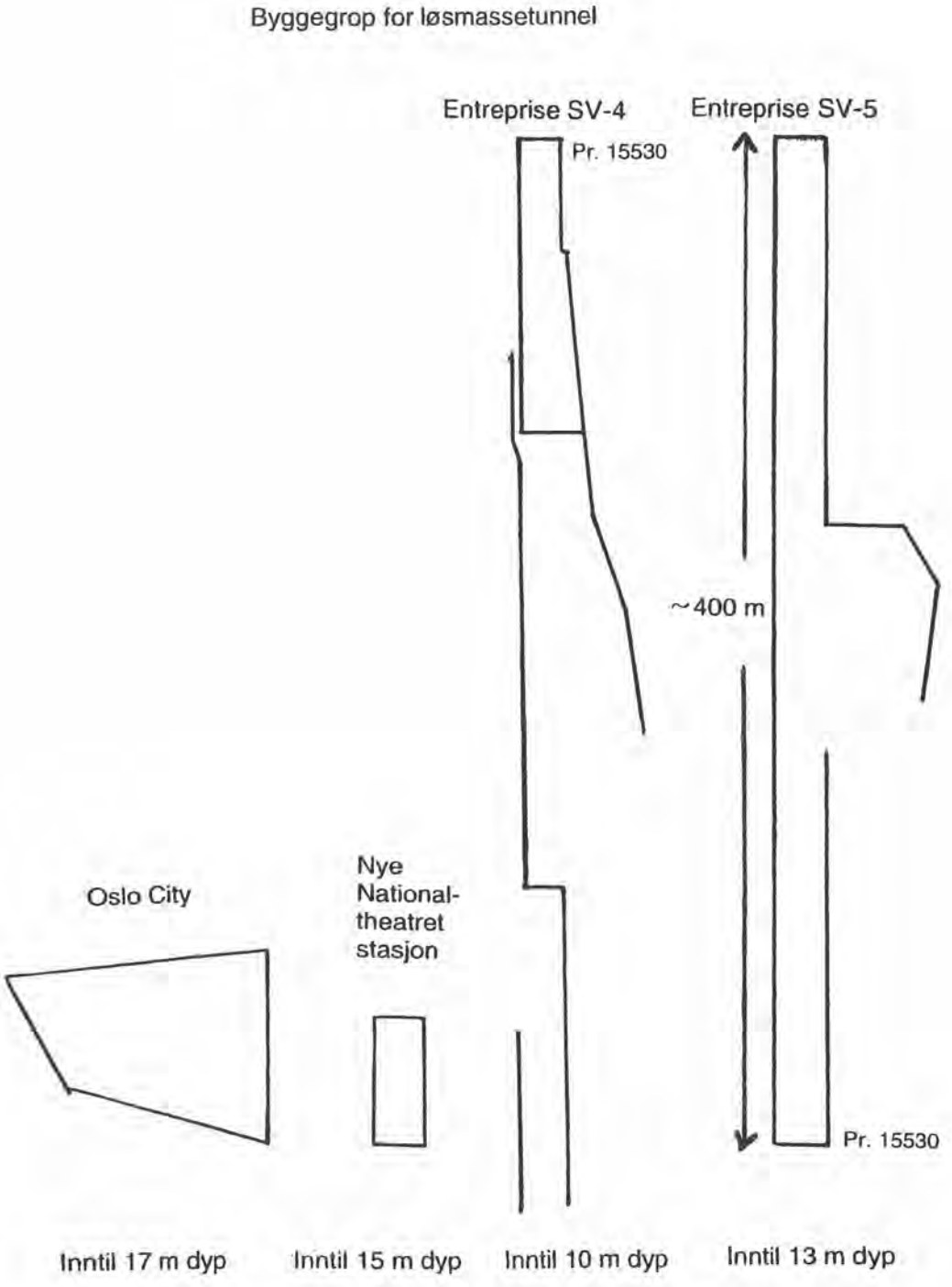


Figur 1. *Oversikt Sandvika - Asker*

På prosjektets dagsoner berøres flere ulike typer grunnforhold og prosjektet innebærer en svært stram utvidelse langs eksisterende spor. Det begrensende arealet gjennom Sandvika og Asker sentrum sammen med løsmassetunnelen på 700 m har gitt grunnlag for et meget komplekst og vanskelig byggeprosjekt, hvor det er benyttet store mengder spunt og stag, både i midlertidige og permanente løsninger. Det er også prosjektert og satt et stort antall stålkjernepeler i forbindelse med konstruksjonene på strekningen.

I tillegg til det begrensede bygge- og anleggsarealet, ligger også kompleksiteten i:

- bygging nær spor og mellom spor med full togtrafikk
- bygging nær bebyggelse
- bygging nær hovedvegtrafikk (E16) og bytrafikk med stort antall myke trafikanter
- bruer og andre konstruksjoner bygges i etapper
- en og tosidig fyllingsutvidelse fram til betongtunnelene i Sandvika
- spuntgropa for løsmassetunnelens størrelse



Figur 2. *Størrelsen på byggegropa for løsmassetunnelen i Sandvika sammenlignet med andre byggegroper i Oslo.*

Prosjektets mengder: (ihht. kontrakt):

Midlertidig spunt	25710 m^2	
Permanent spunt	1820 m^2	
Midlertidige stag	33000 lm	totalt ca. 1550 stag
Permanente stag	5100 lm	
Stålkjernepeler Ø = 180 og Ø = 150 mm	13000 lm	ca. 950 stk
HP-peler	1200 lm	ca. 70 stk
Betongpeler 270 x 270	480 lm	22 stk
Kalk/sementpeler	110090 lm	ca. 7000 stk.
EPS	8000 m^3	
Lettklinker	6000 m^3	

Grunnarbeidene knyttet til prosjektets dagsoner er kostnadsberegnet til 574 mill. (uten MVA) og utgjør 30% av totale underbygningskostnader (dvs. alle arbeider unntatt jernbanetekniske som skinner, kjøreledningsanlegg og signalanlegg). Stagsetting og stålkjernepeler er en betydelig del av disse kostnadene. Kostnader for Asker stasjon er ikke medtatt da det ennå ikke er tegnet kontrakt. Mengdene er med i oppsettet over.

Planlegging og prosjektering av både detaljplan/reguleringsplan og byggeplan med anbudsutarbeidelse, er for strekningen gjennom Sandvika og fram til fjelltunnelen ved Jong, utført av Aas-Jakobsen i samarbeid med GeoVita AS. Asker stasjon og fjelltunnelene er planlagt og prosjektert av Norconsult AS. Det vises for øvrig til foredrag nr. 16 av Magne Paulsen, hvor en mer inngående presentasjon av prosjektet finnes. Foredrag nr. 32, "Dyp utgraving ved bruk av redusert sikkerhetsfaktor og økt kontroll av arbeidene" omhandler også data fra grunnarbeidene på parsellene i Sandvika.

2. GRUNNFORHOLD

Grunnforholdene på strekningen mellom Sandvika og tunnelpåhugget ved Lars Jongsveg kan kort beskrives som følgende:

2.1 Sandvika – E16

I Sandvika sentrum bærer stedet sitt navn med rette. Toppmassene består av grus, sand og sandig silt. På hver side av Sandvikselva går jernbanen på fyllinger, bygd opp under anleggsarbeider før 1916 og ved utvidelsen til dobbeltspor i 1958. Fyllmassene varierer fra sand og grus til grov stein og blokk, og vi har også funnet rester av gamle konstruksjoner inne i fyllingene. Grunnforholdene i brutraseen over Sandvikselva består av siltig sand som med dybden går over i en middels fast siltig leire ned til fjell, stedvis med et morenelag over. Leira er lite sensitiv. Morenen har svært varierende mektighet og fasthet. Fjellet antas å bestå av leir og kalkskifer, som i området rundt. Prosjekterte fjelldybder er fra 5 til 35 m fra fundamentnivå for bruene.

2.2 Fra E16 til Hestehaugen

Det er på denne strekningen store variasjoner i fjellnivåene. Omtrent midt under bruene over E16 er det en lokal dyprenne der dybde til fjell er inntil 35 m. Fra E16 og til dit ny jernbanetrase skjærer inn i en morenerygg, Hestehaugen, er det stedvis fjell i dagen og stedvis lokale dyprenner. Løsmassene over fjell består av leire, silt og sand. I tillegg til naturlige avsetninger er det fyllingsmasser fra eksisterende jernbaneanlegg.
I Hestehaugen består løsmassene over fjell stort sett av ca. 1 m tørrskorpe over fast lagrede morenemasser i store mektigheter. På grunn av fastheten i massene og forekomster av stein var det ikke mulig å ta opp vanlige sylinderprøver av morenematerialet.

2.3 Hestehaugen – Slependveien - Jongsjordet

På denne strekningen avtar tykkelsen av morenemassene gradvis og leire blir etter hvert det dominerende materialet. Tykkelsen på morenelaget over fjell varierer lokalt. Grunnundersøkelsene viser at leira til dels er bløt og meget sensitiv (kvikk). Udrenert skjærstyrke s_u er i størrelsesorden 5 – 15 kPa. Fjellnivåene varierer langs traseen slik at traubunn stedvis ligger på utsprengt fjell og stedvis på løsmasser ved lokale dyprenner. Dybder til fjell er inntil ca. 40 m fra eksisterende terreng. Løsmassene over fjell består under tørrskorpa av leire / siltig leire over et morenelag. Tykkelsen på morenelaget varierer lokalt. Leira beskrives som normalkonsolidert.

2.4 Asker stasjon

Nord for Asker stasjon er det registrert dybder til fjell på opptil 5 - 6m. Løsmassene består under fyllmasser med variabel mektighet av fast leire og sand/grus.

På Asker stasjon er dybder til fjell inntil 20 m. Under fyllmassene består naturlig grunn stort sett av middels fast leire, bortsett fra et stykke vest for den planlagte gangkulverten under sporene der det er bløt leire. Hovedsakelig er denne middels sensitiv, men det er også påvist noe kvikkleire. Videre viser prøveseriene at det er torv av varierende mektighet og i varierende dybde. På selve stasjonsområdet antas torven i stor grad å være skiftet ut med stein, men det må påregnes at det også er gjenværende torv under steinfylling.

På den østre delen av stasjonsområdet er det relativt faste masser av fylling, sand, grus, silt og leire ned til 4 - 5 m, som også stort sett er største dybde til fjell.

3. ERFARINGER FRA UTFØRTE ARBEIDER.

Den viktigste erfaringen vi har fra boring av stag og stålkjernepeler er at slike arbeider betinger oppfølging og kontroll, både hos entreprenør og byggherre. Det er viktig at entreprenøren setter seg inn i grunnforholdene på stedet og utarbeider prosedyrer og framdriftsplaner som reflekterer grunnforholdene og andre føringer i kontrakten.

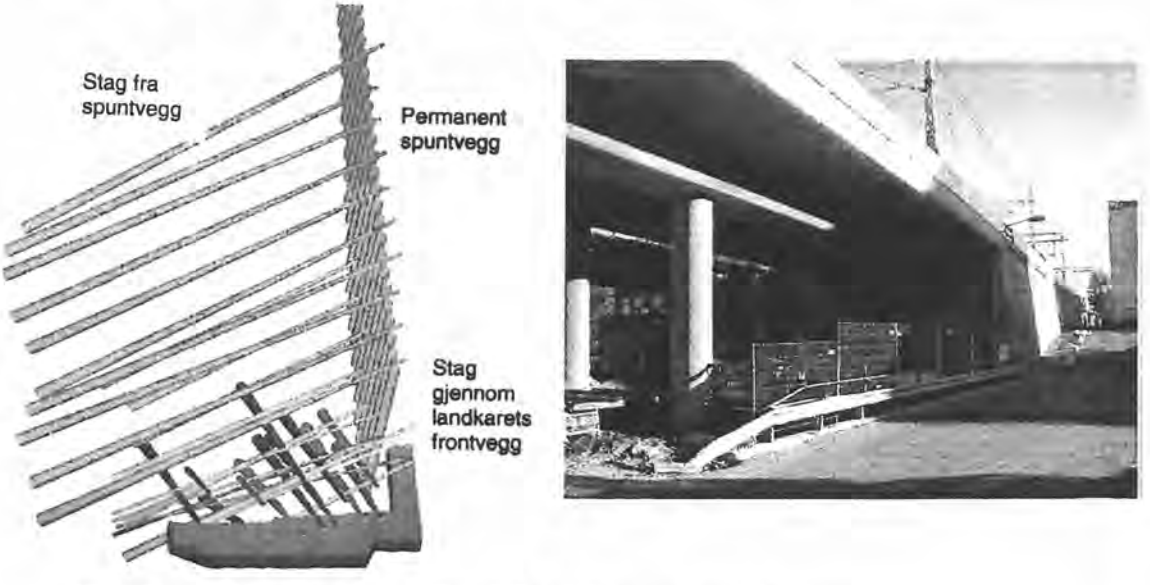
Den andre generelle erfaringen vi har gjort oss er viktigheten av at entreprenøren har en dyktig stikker som benyttes ved utsetting og for kontroll av ansett, helning og retning. For en del av konstrukjsonene på anlegget har dette vist seg å være tidkrevende og vanskelig, og det har ikke vært prioritert godt nok av entreprenørene til en hver tid. Toleransene for ansett av stålkjernepeler og stag er så små at de krever kontroll av stikker, og det må også sjekkes på helning og retning etter 2 – 3 m, for å sikre mot avdrift.

3.1 Tidsforbruk ved boring av foringsrør

Mye av borearbeidet er blitt utført med stor fart på selve boringen, og det har vært vanskelig å få gehør for det overordnede kravet i kontrakten om at arbeidene skal utføres på en betryggende måte. Vi har foretatt enkle tidsstudier ved boring av foringsrør for stålkjernepeler og disse viser at det ikke er nevneverdig forskjell på det totale tidsforbruket pr. lm pel ved å bore raskt, for det er tiden som går med til rengjøring, entring og skjøting av foringsrørene som er utslagsgivende her. Det er også på alle disse mellomoperasjonene at entreprenøren kan og bør spare tid, om de har behov for det.

3.2 Boring av stag og peler med kompleks geometri.

Spesielt for konstruksjonene i Sandvika sentrum har vi hatt høye krav til presisjon ved boring av foringsrør, både for stag og for stålkjernepeler. Bruene og konstruksjonene bygges etappevis fra sør mot nord, og hver enkelt etappe får flere midlertidige lastsituasjoner som skal ivaretas. Det er svært trangt, og det skal plasseres stag og peler med stor presisjon for å unngå kollisjoner.



Figur 3. Stag i landkar og tilløpsfylling til bru over Sandvikselva

Figur 3 viser alle stag som er prosjektert i landkaret og i tilløpsfyllingen for bru over Sandvikselva. Stagene skal flettes både i løsmasse og i fjell, og bak landkarene er det grove tilbakefyllingsmasser. Det har vært vanskelig å oppnå god retningsstabilitet på stagene ved boring i så grov stein, selv om entreprenøren etter vår oppfatning her har truffet de tiltak som har vært mulige. Steinblokkene har kilt seg rundt foringsrøret og det har blitt vinklendringer ved hvert "ansett" mot stein inne i fyllingen. Vi har hatt 3 kollisjoner mellom stag her, og det har ikke vært lett å finne plass til erstatningsstag, men entreprenør og konsulent har til nå klart å løse de problemer som har oppstått.

Mellom Sandvikselva og E16 går jernbanen på fylling. Utvidelsen til fire spor er utført ved at det er bygget en støttemur på hver side av eksisterende fylling. Støttemurene er forankret i hverandre med stag horisontalt gjennom fyllingen. Ved etablering av disse stagene er det boret med stor presisjon i fast lagret sand og grus. Der det er påtruffet fyllmasser, trepeler, EPS, bygningsrester osv. Selv om det har vært små mengder av dette har det vært retningsavvik opp til 1 m over en lengde på ca. 30 m.

3.3 Boring i faste/grove masser.

For bruene over Sandvikselva skal boring for stålkjernepeler utføres i 3 etapper. Mellom etappe 1 og 2 har det gått 1 år. Ved boring av foringsrør i etappe 1 ble det påtruffet morene som var meget fast mellom siltig leire og fjell. Borekrona kilte seg fast i massen og vi kunne observere at det boblet opp i et gammelt borhull ca 50 m nedstrøms i elva, når det ble arbeidet med å løsne denne. Ved boring for etappe 2 i samme fundament kunne boremannskapene fortsatt registrere morenen og tykkelsen på denne som i etappe 1. Boringen gikk derimot lett og greit, og massene kunne ikke tolkes som faste, slik de hadde vært et år tidligere. Vi har tolket dette dithen at morenelaget kan ha "mørnet" under boringen av etappe 1.

Ved inngangen til betongtunnelene er det etablert et teknisk bygg. Ved boring av stålkjernepeler for fundamentering av dette ble det observert at det boblet i foten av jernbanefyllingen 20 m unna boområdet. Massene består her av siltig leire over fast morene. Det ble også observert setninger av magerbetongplata rundt pelepunktene på inntil 10 cm. Dette tyder på utvasking og erosjon av massene der pelene ble satt.

For bruene over Sandvikselva har boring av foringsrørene blitt fulgt nøye opp av byggherren. Det er en prosjekteringsforutsetning at det ikke må vaskes ut rundt pelene da disse er avhengig av full sidestøtte. Omrøring og erosjon er etter vår oppfatning i stor grad operatøravhengig. På bakgrunn av alle observasjonene vi har gjort av bobling rundt peler er det etter vår oppfatning klart at boring med luft omrører massene langs røret. Det at leira her er lite sensitiv har vært utslagsgivende for at vi føler oss komfortable med resultatet så langt. Det er ikke registrert massetransport opp langs pelene i disse massene.

3.4 Boring i bløte masser

3.4.1 Hulltaking – tetting mot leireinnpressing og vann.

Som nevnt også under pkt. 3; Erfaringer fra utførte arbeider er det meget viktig at entreprenørene lager og skreddersyr sine prosedyrer for arbeidene. Fra overgangen morene/leire og til fjellpåhugget, dvs. for størstedelen av byggegropen for betongtunnelen, er det bløt og meget sensitiv leire. Hulltaking i spunten vil i slike masser kunne føre til erosjonsbrudd bak spunten og innsig av leire, spesielt dersom hullene er store og blir stående åpne ved boring av nabostag.

I forbindelse med stagsetting på Jongsjordet hadde vi flere slike erosjonsbrudd med påfølgende innlekkasje og innsynking bak spunten. Konsekvenser her var at det måtte avlastes bak spunten. På Jongsjordet var ikke dette noe stort problem da det var tilstrekkelig med ubenyttet areal på sidene. Hadde dette skjedd på strekninger der det er bebyggelse/konstruksjoner nær inntil spunten ville konsekvensene imidlertid vært store.

Erfaringer fra stagarbeidene på prosjektet har vist at det enkleste tiltaket for å forhindre erosjonsbrudd bak spunten vil være å skjære hullet i spunten så lite som mulig. Det bør lages en mal tilpasset aktuell stagvinkel og størrelsen på foringsrøret. På grunn av problemer med innpressing av leire er det også bestemt at alle staggjennomføringer skal være på spuntrygg, da dette gir mindre hull og også gjør det enklere å sveise på stålplater for tetting der dette er nødvendig. Videre bør hullet skjæres ut rett før foringsrøret settes og boringen begynner. Det er klart at en slik framgangsmåte vil påvirke framdriften og dette må planlegges av entreprenøren. Det betinger også en godt gjennomarbeidet og tilpasset prosedyre og tett oppfølging og kontroll under arbeidene.

Prosesskodens 83.7 som omhandler blant annet midlertidige forankringer i fjell slår etter vår mening fast at stagarbeider skal planlegges og gjennomføres på en slik måte at f.eks erosjonsbrudd bak spunten ikke skjer. Sitat; "Nødvendig tetting av jord og fjell for å gjennomføre arbeidet på en betryggende måte inngår også i prosessene." Vår erfaring er at skånsom boring / stagsetting ikke har særlig høy prioritet og at det har vært en tung prosess å få utarbeidet gode prosedyrer som skal gi en betryggende og sikker gjennomføring av arbeidene med tanke på å minimalisere deformasjoner og uheldige konsekvenser.

3.4.2 Boring med bruk av luft – vann.

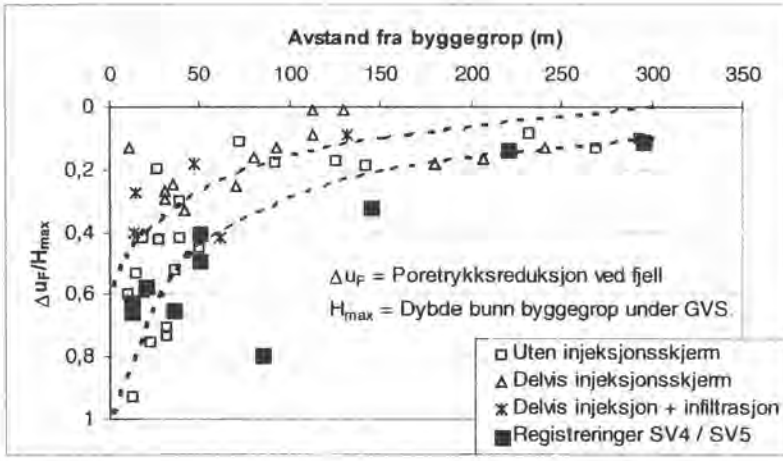
Bløt sensitiv leire over meget fast morene byr på store utfordringer for å unngå deformasjoner av tilliggende grunn. Prosesskoden angir at boring gjennom leire skal utføres uten bruk av luft og erfaringer fra andre prosjekter (Helland bruer) har også vist at bruk av luft ved boring i bløt leire kan føre til omrøring og utvasking av de bløte massene rundt foringsrøret. Imidlertid er det nødvendig med bruk av luft for å komme gjennom det faste morenelaget over fjell. Konsekvensene ved erosjon/utvasking i bløte sensitive masser kan være store og det er viktig at det utvises stor forsiktighet med hensyn på matekraft, bruk av luft osv. ved overgangen til morene og ved eventuell fastkiling.

3.4 Innlekkasjer og poretrykk.

Grunnundersøkelser/poretrykksmålinger utført i forbindelse med detaljplan viste at grunnvannstand i området står like under terreng. Tunnelen bygges derfor med vanntett tverrsnitt for å unngå dreneringseffekter i området på grunn av den ferdige konstruksjonen.

Imidlertid er det klart at byggegropene for etablering av betongkonstruksjonene vil påvirke poretrykksforholdene i anleggsperioden. Lekkasjer inn i tilsvarende byggegroper inntreffer vanligvis; via fjellet, mellom spuntfot og fjell, gjennom utette spuntlåser eller opp gjennom staghull med topp under grunnvannstanden. Som oftest vil det være en kombinasjon av disse effektene. I tillegg til dette vil lokale geologiske forhold ha betydning for effektene.

Etablering av byggegropene for betongtunnelene fra Hestehaugen og til påhugget for fjelltunnelen har medført boring og etablering av i størrelsesorden 1400 stag og dermed 1400 potensielle lekkasjepunkter. Stagsetting av et slikt omfang betinger god oppfølging og kontroll, blant annet for å sikre at lekkasjer fanges opp og tettes fortløpende.



Figur 4. *Sammenstilling av erfaringsdata vedrørende poretrykksreduksjon ved fjell sammenlignet med målinger i Sandvika (SV4/SV5). Basert på Kjell Karlsrud, 1990.*

Figur 4 er basert på Kjell Karlsruds innlegg på NIF-kurset: "Tetting av tunneler, bergrom og byggegroper" i 1990, og er supplert med målinger fra Sandvika. Som det framgår av figuren er det for byggegropene registrert større poretrykksreduksjoner ved fjell enn en kunne forventet ut i fra tidligere erfaringer. Etter vår oppfatning skyldes dette hovedsakelig følgende forhold: Det tok for lang tid før tetting av vannlekkasjer både opp gjennom foringsrør og gjennom spunten rundt foringsrørene ble tilstrekkelig intensivert. Det er også viktig å være klar over at byggegropene i Sandvika har en langt

større utstrekning (størrelse) enn det materialet erfaringsdataene bygger på. De geologiske forholdene i området, med et permeabelt morenelag over fjell, bidrar også til at poretrykksreduksjonene ved fjell blir større og sprer seg lenger ut fra byggegropa enn tilfelle ville vært dersom det var leire direkte på fjell.

3.5 Andre erfaringer

3.5.1 Stag med / uten foringsrør

I forbindelse med stagarbeidene på Jongsjordet kom det forslag fra entreprenøren om å benytte stag med gjenga foringsrør som trekkes etter installasjon av staget i stedet for prosjektert løsning med sveising av rør og tradisjonell Odex-boring med etterfølgende montering av liner og gysing.

Metoden med topphammerboring og gjenga foringsrør som trekkes var forventet å gi større produksjon enn tradisjonell metode med sveisede rør og Odex. Imidlertid vil en slik metode kunne føre til deformasjoner bak spunten, når foringsrørene trekkes. Av denne grunn ble derfor metoden bare godkjent for bruk på Jongsjordet der deformasjoner på grunn av avstanden til boliger og installasjoner ikke ville ha store uheldige konsekvenser.

Stagsetting der deformasjoner bak spunten kunne gi uheldige konsekvenser for boliger, veger, rør/kabler osv. ble utført med sveisede foringsrør som blir stående i grunnen.

Referanser

Jernbaneverket 2000. Detaljplan. Sandvika vest.

Baardvik G. 2002. Komplekse grupper av stålkjernepeler. Buebru i Sandvika. Norsk geoteknisk forening. Sandefjord 2002.

Karlsrud K. 1990: Foredrag på NIF kurs; Tetting av tunneler, bergrom og byggergroper. Norske Sivilingeniørers forening. Storefjell 1990.

Tvedt G. 2001. Erfaringsrapport fundamentering av bru K34 etappe 1. Internt notat i Jernbaneverket.

Statens vegvesen 2001. Stålkjernepeler. Erfaringsrapport fra Helland bruer. Laboratorieserien, rapport nr. 112.

Geovita as. 2000 - 2001. Geotekniske datarapporter for byggeplan og anbud.

Norconsult 2002. Geoteknisk datarapport.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

STABILISERING AV GRUNN VED FORBELASTNING OG VERTIKALDREN I NEDENESKRYSSET.

Siv.ing. Sigurd Langerød, Senioringeniør, Statens Vegvesen Aust-Agder.

Ground improvement by surcharge and vertical drains at the Nedenes road interchange.

Sigurd Langerød, Senior engineer, Public Roads Administration, County of Aust-Agder.

SAMMENDRAG.

Ny motorvegparsell E18 Rannekleiv-Temse ble åpnet for trafikk 17.10.00 etter en anleggsperiode på vel 3,5 år.
Ved Nedenes er det bygget et toplanskryss. Grunnen i kryssområdet har et topplag av sand/silt over hovedsaklig bløt, sensitiv leire ned til fjell eller til et morenelag på fjell. I store deler av kryssområdet er dybde til fjell mellom 20 og 30 m.
Hovedlinje og ramper er bygget med fyllinger opp mot 5-7 m over opprinnelig terrengnivå. Forhåndsberegninger tilsa setninger i grunnen på mellom 1,5 og 2 m med et tidsforløp på minst 40 – 50 år ved oppfylling med sprengstein.
I febr./mars 1997 ble det installert vel 67700 lm vertikaldren til en pris på ca 15 kr/lm. Oppfylling med sprengstein ble deretter utført lagvis med kontroll av setninger og poretrykk i grunn og med vurdering av stabilitet. I løpet av et knapt år var fyllingene bygget opp med 1-2 m overhøyde og med nødvendige støttefyllinger. Senere ble mere sprengstein tilført for å kompensere for setninger. Poreovertrykket i grunnen er nå forlengst utjevnet og de største målte setninger er ca 2,8 m (under hovedrampe). I dag registreres krypdeformasjon i grunnen med en setningshastighet som ikke synes å skape særlige problemer.
Det er forøvrig lagt ut 2300 m^3 lettfylling (løs leca) lokalt ved landkar for der å redusere setningene i grunnen.
God tilgang på sprengstein og en fremdrift i anlegget som ga tid for konsolidering av leirmassene, begunstiget bruk av vertikaldren.
Vegkrysset på Nedenes fungerer i dag teknisk godt. Stabilisering med vertikaldren har i tillegg gitt anledning til fin lanskapsmessig arrondering av sideterreng.
Statens vegvesen regner med å ha spart flere millioner kroner på valgt geoteknisk løsning i Nedeneskrysset.

Summary.
A new section of motorway E 18 Rannekleiv – Temse was opened for traffic 2000-10-17 after a construction period of 3½ years.
At Nedenes a two level interchange was constructed. The subsoil in the interchange area consists of a top layer of sand/silt above mainly soft, sensitive clay down to bedrock or a moraine layer above bedrock. In the major part of the interchange area the depth to bedrock is between 20 and 30 metres.
The main road and ramps consist of embankments with heights in the range of 5-7 metres above the ground level. Settlement calculations indicated settlements between 1.5 and 2 metres within a time span of some 40 – 50 years with the use of blasted rock as a filling material.
During February and March 1997 some 67700 linear metres of vertical drains were installed at the cost of 15 NOK per linear metre.
The embankments were then constructed with blasted rock placed in layers. Stability conditions were evaluated by monitoring pore pressure developments and settlements. During a period of less than a year the embankments were constructed with a surcharge of some 1 – 2 metres and with necessary counter berms. Later more rock fill was added to compensate for settlements. The excess pore pressure has long since receded and the maximum settlement is measured to be 2.8 metres (beneath the main ramp). Today creep settlements are recorded with a settlement rate which does not seem to create any serious problems.
At bridge abutments some 2300 m^3 of lightweight fill (Light Expanded Clay Aggregate) are placed in order to reduce subsoil settlements.
The availability of blasted rock in sufficient quantities and a long construction period allowing time for consolidation of the subsoil favoured the use of vertical drains.
The interchange at Nedenes functions today technically satisfactory. Ground improvement using vertical drains has in addition provided an opportunity for landscaping the adjoining areas in a nice way. The Public Roads Administration estimates to have saved several million NOK by choosing this design solution for the Nedenes interchange.

INNHOLD

1. INNLEDNING.
2. GRUNNFORHOLD.
3. VURDERING OG VALG AV GEOTEKNISK LØSNING.
4. DIMENSJONERING AV VERTIKALDREN.
5. INSTALLASJON AV VERTIKALDREN.
6. INSTRUMENTERING I GRUNN.
7. DRENERING AV OVERFLATEVANN.
8. PUMPEBRØNN.
9. UTLEGGING AV STEINFYLLING.
10. AVLASTNING. LECAFYLLING VED BRULANDKAR.
11. MÅLING AV PORETRYKK OG SETNINGER.
12. BEREGNING AV SETNINGER.
13. SLUTTBEMERKNING.
14. REFERANSER.

1. INNLEDNING

Ny E18-parsell fra Rannekleiv til Temse ble åpnet 17.okt.2000.
På Nedenes er det bygget et toplans hovedkryss for den nye vegen. Grunnen i området består av et 0,5 – 3 meters topplag av sand/silt over 20 –25 m leire over fjell eller over et tynt morenelag på fjell.
Ramper inn mot bru over E18 (Skyttervollen bru) og en strekning på hovedveg har krevd oppfylling på 5-7 m. For å løse setningsproblemene ble det installert vertikaldren, og for å sikre stabilitet under oppfylling, ble det kjørt ut støttefyllinger som delvis er blitt permanente i forbindelse med terrengarrondering. Instrumentering med jevnlig kontroll av spenninger og deformasjoner i undergrunn er utført. Sentrale deler av Nedeneskrysset har til nå fått setninger på mellom 1,5 og 3 m.
Det var på forhånd knyttet stor spenning til om prinsippet med vertikaldren ville fungere tilfredsstillende, om tilstrekkelige setninger ville inntre i tide før vegen skulle tas i bruk. Videre viste setningsoverslag at 1-2 m overhøyde i fylling ville bli borte p.g.a. setninger, og at det dermed ville kreves mer oppfylling som igjen ville øke grunntrykk og deformasjoner. En forventet også etter hvert en senkning av grunnvannsspeilet på 1-2 m.
Det ble gjort enkle laboratorieundersøkelser og overslag vedrørende krypdeformasjoner med fokus på eventuelle fremtidige problemer med å få trafikken smertefritt fra fylling inn på en bru som er pelefundamentert til fjell.
Noen bilder av kryssområdet etter ferdigstillelse av veg og fra anleggsperioden er vist på vedlegg 1-3.
Situasjonsplan av krysset med diverse installasjoner er vist på vedlegg 4.

2. GRUNNFORHOLD

Nedeneskrysset ligger i et område med opprinnelig terrenghøyde varierende fra ca 10 –18 m.o.h. Øvre marine grense på stedet er ca 60 m.o.h.
Nidelva har i tidligere periode under landhevningen flommet over området og avsatt topplag av sand oppå underliggende marin leire. Senere har antagelig erosjon gravd ut en forsenkning/lite dalføre gjennom kryssområdet som gjenspeiles ved noe overkonsolidering av leira.
Et betydelig omfang av grunnboringer er blitt utført i løpet av en lang planleggingsperiode, vesentlig sonderboring til fast grunn med en del opptak av prøver i øvre lag. Boringene ble i 1996 og 1997 supplert, bl .a. med opptak av 54mm prøver til 25 m dybde. Prøvene ble testet m.h.p. styrke- og setningsparametre og utprøvd med kalk-/kalksementtilsetning.
Leirmassene er stort sett bløte og sensitive/kvikke.
I hovedlinje, inn mot fjell i sydvest, har leira størst vanninnhold, ca 60 %, og minst udrenert skjærstyrke.
Lengdeprofil av hovedrampe og bru over E18 med undergrunn er vist på vedlegg 5.
Tverrprofil 430 i hovedrampe med boringer og opptatte 54mm prøver er vist på vedlegg 6. Dette profilet har i dag mye mer oppfylling i bredde enn vist på tegning p.g.a. bredere ramper og heving av sideterreng.
Tverrprofil 1410 i hovedlinje (E18) er vist på vedlegg 7.

3. VURDERING OG VALG AV GEOTEKNISK LØSNING

Byggeplanarbeidet startet for alvor høsten 1996.

Det ble laget grove kostnadsoverslag for ulike geotekniske løsninger, med utførelse opp til underkant overbygning:

1. Oppbygging av fyllinger med EPS, pris 8,5 mill.
2. Stabilisering av grunn med kalksementpeler og oppfylling med sprengstein, pris 6,7 mill.
3. Stabilisering av grunn med vertikaldren og oppfylling med sprengstein, inkludert forbelastning og avlastning, pris 3,1 mill.
4. Diverse kombinasjoner med stabilisering av undergrunn og oppfylling med noe sprengstein og resten lette masser.
   Eks. vertikaldren kombinert med like mengder EPS og sprengstein i oppfylling, inkludert noe forbelastningskostnader, pris 6,6 mill.

I tillegg til kostnadstall må nevnes andre forhold av betydning for valg av geoteknisk løsning:

Rikelig tilgang på sprengstein/masse.

Anlegget ville få rikelig tilgang/overskudd på sprengstein med kort transportveg. Det var videre et ønske om å bruke stedlige, naturlige materialer med lang levetid og sikker stabilitet.

Det var i tillegg gunstig om en å kunne arrondere sideterrenget inn mot ramper med oppfylling og annen landskapsmessig behandling uten skade/deformasjoner i vegarealer. Det var også praktisk om områdene inn mot veg kunne nyttes til løsmassedeponier i en anleggsperiode.

Fremdriftsplan med tid for setninger.

E18 Rannekleiv-Temse ble beregnet med en byggetid på ca 3,5 år. Det ville gi tilstrekkelig tid for et setningsforløp med vertikaldren dersom installasjon og oppfylling ble utført ved oppstart på anlegget. Hvis nødvendig, kunne noe bruk av lette fyllmasser redusere setninger i tiden etter ferdigstilling av veganlegget.

Vedr. bruk av kalksementpeler ble det vurdert at tilgjengelige rigger vanskelig kunne installere peler ned til fast grunn sentralt i krysset p.g.a. for stor dybde.

På grunnlag av kostnadsoverslag og vurderinger nevnt ovenfor ble det i nov.1996 besluttet å nytte vertikaldren i Nedeneskrysset og fylle opp med sprengstein. En var forberedt på at noe lettfylling kunne bli nødvendig for å bremse opp setningshastighet og redusere de totale setninger.

4. DIMENSJONERING AV VERTIKALDREN

Dimensjoneringen av vertikaldren ble utført etter anvisning i Statens Vegvesen, Håndbok 188, kap.8.

En gjennomsnittlig representativ c_v – verdi for de aktuelle spenningsintervall ble vurdert på grunnlag av flere ødometerforsøk. For øvrig faller c_v – verdien kraftig med økende effektivspenning, det tilsier at siste del av konsolideringssetningen kunne bli vanskelig å få unnagjort i tide, og dette er tatt hensyn til ved valg av verdi.

Sentralt i kryssområdet er nyttet c_v – verdi på mellom 4 og 8 m^2/år som gir en drensavstand på mellom 2,1 og 2,5 m med 99% konsolidering i løpet av 1 års

belastningstid. Her ble valgt en senteravstand på 2 m, eller slik at hvert dren dekket et areal på 4 m^2.
I hovedlinja i vest inn mot fjell er nyttet c_v – verdi på 2 m^2/år og valgt c/c dren = 1,2m eller slik at hvert dren dekker et areal = 1,44 m^2.

5. INSTALLASJON AV VERTIKALDREN

Det ble utarbeidet anbudsdokumenter for levering og installasjon av vertikaldren.
Etter vanlig anbudsrunde ble arbeidet tildelt det svenske firmaet BAT Cofra AB.
Etter ønske fra entreprenør ble det totale vertikaldrensområdet inndelt i 5 delarealer med en koordinatbestemt basislinje i hvert delareal.
Delarealene ble av entreprenør inndelt i soner med detaljplassering av hvert dren som skulle settes ned i bakken. Drenene ble planlagt plassert i likesidede triangelnett for å oppnå maksimal effekt/min. dreneringslengde.
Valg av drentype ble gjenstand for betydelig diskusjon. Ved store setninger i jorda kunne enkelte dren bli deformert og stenge for drenasje. Til slutt ble det enighet om bruk av dren type MEBRA-DRAIN MD 88-150.

Arbeidet i marka ble utført i perioden medio februar til medio mars i 1997.
Været var dårlig med mye regn, og litt tele i bakken fra tidligere kuldeperiode ble etter hvert borte.
Under installasjonsarbeidet med rigg montert på stor gravemaskin ble det problemer med grunnens bæreevne. I tillegg hadde deler av området skrånende terreng, og det vanskeliggjorde vertikalstilling av tårn.
For å få gode arbeidsforhold ble terrenget terrassert, og det ble tilkjørt lokal sand for å øke grunnens bæreevne. Videre fikk en mindre følgemaskin jobb med å legge skytematter fortløpende under beltene på hovedmaskin etter hvert som denne beveget seg framover.

Istallerte dren ble registrert med lengde, tidspunkt for nedsetting og motstand under nedpressing.
Totalt ble det installert 67757 lm vertikaldren med middeldybde 19,3m over et registrert areal på 10.410 m^2 til en fakturert pris kr 1.012.000. Det gir enhetspris 14,94 kr/lm dren og ca 5 kr/m^3 stabilisert leire.

6. INSTRUMENTERING I GRUNN

I samarbeid med Vegteknisk avdeling i Vegdirektoratet ble det laget plan for instrumentering i grunn med opplegg for kontroll av deformasjoner og poretrykksutvikling under oppfylling med sprengstein. Før oppfylling ble det nedgravd 5 setningsslanger i bakken med lengde varierende fra 45 m til 150 m. Videre ble det etablert en målebrønn i hovedlinje og to målebrønner i hovedrampe, hver med setningsplate på grunn (etter avgravet matjordlag) og med til sammen 10 stk. poretrykksmålere. Poretrykksmålerne ble plassert i bakken i dybde varierende fra 4 m til 23 m. Under oppfylling med stein ble poretrykksrør og setningsstenger fortløpende sikret med betongringer (diameter 1 m) som ble ifyllt sand.
Senere ble det i tillegg satt ned en setningsplate i utlagt fylling.
Det vises til vedlegg 4.

7. DRENERING AV OVERFLATEVANN

Kryssområdet på Nedenes hadde før anleggsarbeidene startet, en naturlig drenering nordover ned mot Nidelva. I forsenkningen gjennom området gikk et gammelt dike som dels var lagt i rør over dyrket mark. Hovedfyllingen for krysset med forventede setninger på nærmere 2 meter ville komme over dette dike.

Steinstreng m/betongrør.

For å sikre fremtidig drenering til Nidelva, ble det bygget en steinstreng (vedlegg 4) med tverrsnitt ca 4 m^2 nær den gamle diketraseen. Hele strengen ble pakket inn i fiberduk . I bunn av streng på pukklag ble det lagt et 300 mm overvannsrør av betong. Røret ble omfylt med pukk og videre opp ble det fylt med sprengstein. Til slutt ble fiberduken brettet over fra sidene. Da en del av området der steinstrengen lå, senere skulle tjene som basseng for utskiftet kvikkleire (vedlegg 3), ble fiberduken der påkjørt et sandlag som ekstra sikring mot innsig av leire.

Steinstreng med betongrør ble lagt med 60 cm overhøyde der den krysset hovedrampe ved ca profil 397. Selv med registrert lokal setning på ca 2,8 m fungerer dreneringen fortsatt greit.

Hoveddrenering langs ny E18.

Under overgangsbru i krysset går E18 i skjæring. Den nye vegen ble trauet ut og drensrør med kummer og avløp ble lagt i første del av anleggsperioden. Arbeidet medførte også lokal, permanent senkning av grunnvannsspeilet med setningseffekt som for en stor del er inntrådt før vegen ble ferdigstilt.

Naturlig topplag av sand.

For øvrig hadde grunnen i kryssområdet etter matjordavtak et naturlig sandlag i overflaten (vedlegg 3) slik at oppstrømmende vann fra vertikaldren greitt ville kunne ledes bort.

8. PUMPEBRØNN

Under grunnboringsarbeidet ble det stedvis registrert et fast bunnlag (friksjonsmasse/morene) på fjell under den tette leira. Ved totalsondering med spyling ned mot fjellflate kom det opp vann i nabohull. Dette kunne tilsi noe permeabilitet i bunnlaget. For om mulig å påskynde setningene, ble det prøvd å etablere en pumpebrønn med vanninntak gjennom et filter i bunnlaget sentralt i fremtidig fylling, ved profil 410 i hovedrampe. Samtidig ble alle vertikaldren ført ned til bunnlaget med mulighet for hydraulisk å kommunisere med pumpebrønn. Under installasjon av brønnen viste det seg at et evt. bunnfilter ville tette seg p.g.a. for mye leirig masse. Brønnrøret (et 150 mm stålrør) ble derfor ført ned til det faste bunnlaget uten spesialfilter og fylt opp 3 m med finpukk. En pumpe ble montert, men brønnen syntes å gi liten effekt.

9. UTLEGGING AV STEINFYLLING

Oppfylling med sprengstein startet i mars måned i 1997.

Arbeidet ble utført lagvis med lagtykkelser på mellom 2 og 3 m, og foregikk både i ramper og i fylling på hovedlinja (ny E18) sydvest i området. Helt i sydvest, inn mot fjell, ble det foretatt full utskifting av kvikkleire med sprengstein for fundamentering av Tollemoen kulvert (ved ca profil 1425), og et kvikkleirebasseng (vedlegg 3) ble nyttet som en del av de nødvendige støttefyllinger i kryssområdet.

Etter at hovedlinja var trauet ut sentralt i krysset (skjæring under overgangsbru) og forsterkningslag og drenering var på plass, ble det lagt ut et steindeponi på forsterkningslaget som samtidig tjente som støttefylling for oppfylte ramper på begge sider.
Mesteparten av oppfyllinga ble utført i løpet av det første anleggsåret, men det skjedde stadig en del endringer i grunnbelastning og spenningssituasjon videre fremover ved opplegg av massedeponier, terrengbehandling og korreksjon i vegarealer.
I januar 1999 ble det lagt ut en ekstrafylling med sprengstein i hovedrampe inn mot E18 fra øst, i landkarsområdet for ny overgangsbru, Skyttervollen bru.
Totale oppfyllingshøyder med sprengstein sentralt i krysset varierte mellom 10 og 12 m.

Stabilitet i grunnen ved utlegging av de stadig høyere steinfyllingene, var gjenstand for jevnlig vurdering. Stabilitet av støttefyllinger måtte også sikres og diverse korrigeringer ble gjort underveis. Den udrenerte skjærstyrken, rutinebestemt på opptatte 54mm-prøver, var liten, stedvis bare 10-15 kPa. Når leirmassen i tillegg var kvikk, krevde oppfyllingsarbeidet nøye overvåking. P.g.a. mistanke om prøveforstyrrelse, ble det før oppfylling utført en del vingeboringer for kontroll av skjærstyrke. Disse ekstra boringene ga stedvis mellom 50 og 100 % større s_u- verdier enn fra konus/enaks, og disse høyere styrkeverdiene ble utnyttet. Det ble utført en stort antall overslagsberegninger med sirkulære glideflater m.h.p. stabilitet. En prøvde å sikre en minste materialkoeffisient på 1,2.
Poretrykksutviklingen, nevnt nedenfor under pkt 11, var med i vurderingen m.h.p. drenert skjærstyrke, stabilitet og tempo i oppfylling.
Alle høydemerker i fyllingsområdet ble innmålt også med koordinater får å registrere evt. sidebevegelse i massene. Under tung steintransport over fylling i hovedlinja ble det registrert lokalt sig i området profil 1380-1400. Transportveien ble umiddelbart lagt om.
Arbeidet foregikk uten uhell, men den geotekniske nerve var tydelig merkbar, særlig når nye fyllingshøyder ble lagt ut.

10. AVLASTNING. LECAFYLLING VED BRULANDKAR

I desember 1999 startet avgraving av overhøyde i Nedeneskrysset med klargjøring for peling og bygging av overgangsbru (Skyttervollen bru). Både vegbane og sideterreng ble avlastet
Brua er fundamentert på 20-30 m lange spissbærende, bitumensmurte betongpeler til fast fjell.
Ved begge landkar er det støpt en 6 m lang hengslet overgangsplate ut i fylling. For å redusere fremtidige setninger inn mot bru, ble det lokalt ved landkar avgravd sprengstein og tilkjørt 2300 m^3 løs leca.

11. MÅLING AV PORETRYKK OG SETNINGER

Registreringsarbeidet startet i mars 1997 og vil fortsette fremover med avlesninger 1-2 ganger i året. Hyppigheten i nivellering og poretrykksmåling var svært stor over en lang periode, det knyttet seg lenge stor spenning til i hvilken grad de installerte vertikaldren ville fungere tilfredsstillende, og en måtte følge situasjonen nøye m.h.t. stabilitet i grunnen etter hvert som fyllingshøydene økte.
Siden anleggskontoret var plassert ved Nedeneskrysset, kunne målingene utføres raskt.

Poretrykk.
I oppfyllingsperioden ble poretrykket kontrollert med få dagers mellomrom, senere med økende tidsintervall.
Poretrykksmålerne har sunket p.g.a. setninger i grunnen, og det gir økning i avlesningsrykket. Samtidig er grunnvannsspeilet lavere enn i starten og det gir reduksjon i måleverdiene.
Poretrykksutviklingen avspeiler takten i oppfyllingsarbeidet, og det er tydelig "slektskap" mellom trykkurvene fra de forskjellige dybder i samme målebrønn.
Maks. registrert poretrykksøkning har vært ca 80 kPa når en ser bort fra situasjonen under peling for overgangsbru.
Under oppfyllingsarbeidet fikk en bekreftet lastspredning i grunnen ved at poretrykket økte på større dyp tilside for belastet areal.
Overtrykket synes i dag helt å være utjevnet.
Poretrykksmåler nr10 i hovedrampe ved pr. 430 ble skadet i juni 2000, de øvrige 9 målere fungerer og er nå tilgjengelige for avlesning under kjørelokk i asfalten.
Noen poretrykkskurver er vist på vedlegg 8, 9 og 10.
Setninger/deformasjoner.
Nivellement av setningsplater ble i starten utført hver uke, senere hver 14. dag, og etter hvert mere sjeldent.
Setningsslangene som ligger i grunnen under vegfyllingene er blitt avlest hver 3. måned.
Setningsutviklingen avspeiler, som poretrykket, de lasttrinn som grunnen ble tilført. Etter påføring av mer last, økte setningshastigheten, og setningskurven fikk et knekkpunkt.
Over en lengre periode ble det i hovedrampe målt setninger i undergrunnen på ca 5 cm i uka og utlagt overhøyde minket kraftig. De store setningene medførte behov for ytterligere oppfylling for senere å kunne foreta avlastning.
I løpet av 1,7 år etter at ny veg ble åpnet er det målt 1,1 cm setning i hovedlinje ved pr. 1390, og 4,4 og 3,6 cm setning i hovedrampe ved h.h.v. pr.390 og 430.
Setningskurvene så langt indikerer at fremtidige deformasjoner ikke vil skape store problemer for normal trafikkavvikling og at skjevheter i veg kan rettes opp gjennom de normale asfalteringsrutiner.
Setningskurver for 2 slanger og 3 plater er vist på vedlegg 11, 12 og 13.

12. BEREGNING AV SETNINGER

Konsolideringssetninger.
Sentralt i *hovedrampe* er det fylt opp ca 11 m med sprengstein inkludert forbelastning. Vertikalspenninger i jorda før anleggsarbeidet startet og senere under forbelastning er beregnet. P.g.a. stor lastflate regnes vekt av steinfylling å virke med full verdi helt ned til fast bunn, for sprengstein antas tyngdetetthet $\gamma = 19$ kN/m^3. Videre regnes det med 1 m senkning av grunnvannspeil. Gjennomsnittlig tyngdetetthet for leira øker fra ca 17,3 til 18,1 kN/m^3 p.g.a. vannutpressing.
Økning i relativdeformasjoner avleses direkte ut fra representative ødometerkurver. Med en vurdert $\varepsilon_{middel} = 7{,}5$ % over 24,5 m dybde fås en $\delta_c = 184$ cm. Målte setninger i samme område varierer mellom ca 215 og 280 cm, d.v.s. 20 –50 % større enn de beregnede.

Ved *profil 1390 i hovedlinje* på E18 regnes vekten av 6 m oppfylling med sprengstein, inkl. overhøyde, å virke ned til fast bunn 15 m under opprinnelig terreng. Med målte poretrykk og tilsvarende beregning som for hovedrampe vurderes ε_{middel} til 9 % over 14 m dybde, det gir δ_c = 126 cm. Målt setning er 162 cm, d.v.s. ca 30 % mer en beregnet verdi.
Det må antas at installasjon av dren bryter ned original struktur i leirmassen rundt det enkelte dren slik at resterende, uforstyrret leire mellom dren må bære en større del av lasten. Det medfører ekstra setning. Videre kan noe sidedeformasjon i leira radielt mot det enkelte dren finne sted etter hvert som omrørt kvikkleire rundt drensstrengen dreneres ut. Det øker også vertikaldeformasjon.

Krypsetninger.
Det har normalt ikke vært nødvendig å ta hensyn til krypdeformasjoner i leire ved bygging av veger. Situasjonen i Nedeneskrysset med vertikaldren er spesiell, og da kan det være naturlig å reflektere noe vedr. setninger i leira etter at poreovertrykket er utjevnet/stabilisert.
Tidsforløp.
Ved ødometerforsøk med trinnvis belastning blir poreovertrykk normalt utlignet i løpet av få minutter etter påført last, ved vertikal parallellstrømning av vann mot filter. F.eks. kan konsolideringsetningen ved et lasttrinn være unnagjort i løpet av 8-10 min og krypdeformasjon av betydelig omfang kan inntre over kort tid (minutter/timer) ved konstant last.
Tid for 100% primærsetning kan tilnærmet regnes $t_{pr} = h^2/c_v$.
I ødometeret med h = 1cm og f.eks. $c_v = 6\ m^2/år$ blir t_{pr} = 8,8 min.

I Nedeneskrysset, med f.eks. h = 20 m og $c_v = 6\ m^2/år$ blir t_{pr} = 67 år.

Dersom det nyttes vertikaldren med f. eks. c/c 2m, blir lengste drensavstand litt over 1 m. Men vannstrømmen er i det vesentlige radiell og horisontal slik at tidsformel for primærsetning blir en annen; c_h (= c_r) er gjerne større enn c_v, men poretrykksgradienten/strømningsmotstanden vil øke kraftig inn mot vertikaldrenet p.g.a. minkende strømningstverrsnitt og noe økende vannmengde. Dette øker konsolideringstiden.
På vedlegg 14 er antydet, ut fra målt setnings-/poretrykksutvikling ved profil 390 i hovedrampe, en tid t_{pr} = 2,7 år for 100% primærsetning.
Ved vertikal parallellstrømning tilsvarer denne konsolideringstiden en lengste drensveg $h = \sqrt{t_{pr} * c_v} = \sqrt{2{,}7\ år * 6\ m^2/år} = 4$ m.

Krypsetning er bl.a. en funksjon av "tidsbelastningen" og vil ofte følge formelen:
$\varepsilon_{kryp} = 1/r_s * (\ln t/t_{pr})$.
Ved at primær setningstid t_{pr} senkes kraftig med bruk av vertikaldren, vil også krypsetninger inntre mye raskere. Ved krypsetninger må noe vann presses ut av leira, og det er tydelig at drensvei og hydraulisk strømningsmotstand er viktige parametre også m.h.p. krypsetningers tidsforløp.

Setningsstørrelse.
P.g.a. faglig nysgjerrighet og noe geoteknisk bekymring for fremtidig topografi i Nedeneskrysset, ble det utført enkel kryptest på Nedenesleira, på prøve tatt sentralt under hovedrampe.
Ved ødometerforsøk med trinnvis oppbygging av last og med topplast virkende et par døgn, er tidsmotstand R = dt/dε. og tidsmotstandstallet r_s = dR/dt målt. Resultat fra et forsøk er vist på fig.15, og gir nær lineær sammenheng mellom R og t med r_s – verdi i størrelsesorden 125.
Krypundersøkelsen begrenser seg til test av leire bare fra 8-10 m dybde i et borhull, og er derfor svært ufullstendig.

Det er altfor tidlig til at måling av setninger kan gi brukbare signaler om størrelse på fremtidige krypdeformasjoner. Likevel tyder de siste registrerte deformasjoner på at tidsmotstandstallet r_s pr i dag er større enn målt i laboratoriet, kanskje ca. 200. Det kan skyldes at effektivt vertikaltrykk på leirmassen i felt har vært større enn i laboratoriet og betydelig avlastning er utført i marka ved fjerning av overhøyde, bortgraving av støttefylling og bruk av lettfylling.
Hvis tendensen i målingene vedvarer, kan vi kanskje få krypsetninger under hovedrampe i størrelsesorden 10-12 cm i løpet av de neste 10 år.
Det vises til krypsetningskurver på vedlegg 16.

13. SLUTTBEMERKNING

Setningene i grunnen med vertikaldren er blitt noe større enn beregnet verdi ut fra ødometerforsøk, og konsolideringssetninger med utjevning av poretrykk har tatt noe lenger tid enn diagrammer i Hb 188 skulle tilsi.
Likevel må en i dag betrakte stabilisering av grunnen i Nedeneskrysset med bruk av vertikaldren som vellykket, og metoden må kunne anbefales brukt andre steder med tilsvarende forhold.

14. REFERANSER

Professor Nilmar Janbu: *Grunnlag i geoteknikk.*

Vagverket. Serviceavdelingen. Vag- og brokonstruksjon: *Vertikaldrenering.*

Statens vegvesen: *Kurs i geotekniske setningsanalyser, november 1995.*

Statens vegvesen: *Hb 016. Geoteknikk i vegbygging.*

Statens vegvesen: *Hb 188. Veg på bløt grunn.*

Statens vegvesen. Vegteknisk avd.: *Rapport I 159F, nr 1 og 2, okt.1997.*

VEDLEGG 1.

E18 Rannekleiv – Temse.
Nedeneskrysset sept. 2001.

Nedeneskrysset.
Hovedrampe inn mot overgangsbru ca 7 m over opprinnelig terreng.

VEDLEGG 2.

Nedeneskrysset.
Nedsetting av vertikaldren.
Febr.1997.

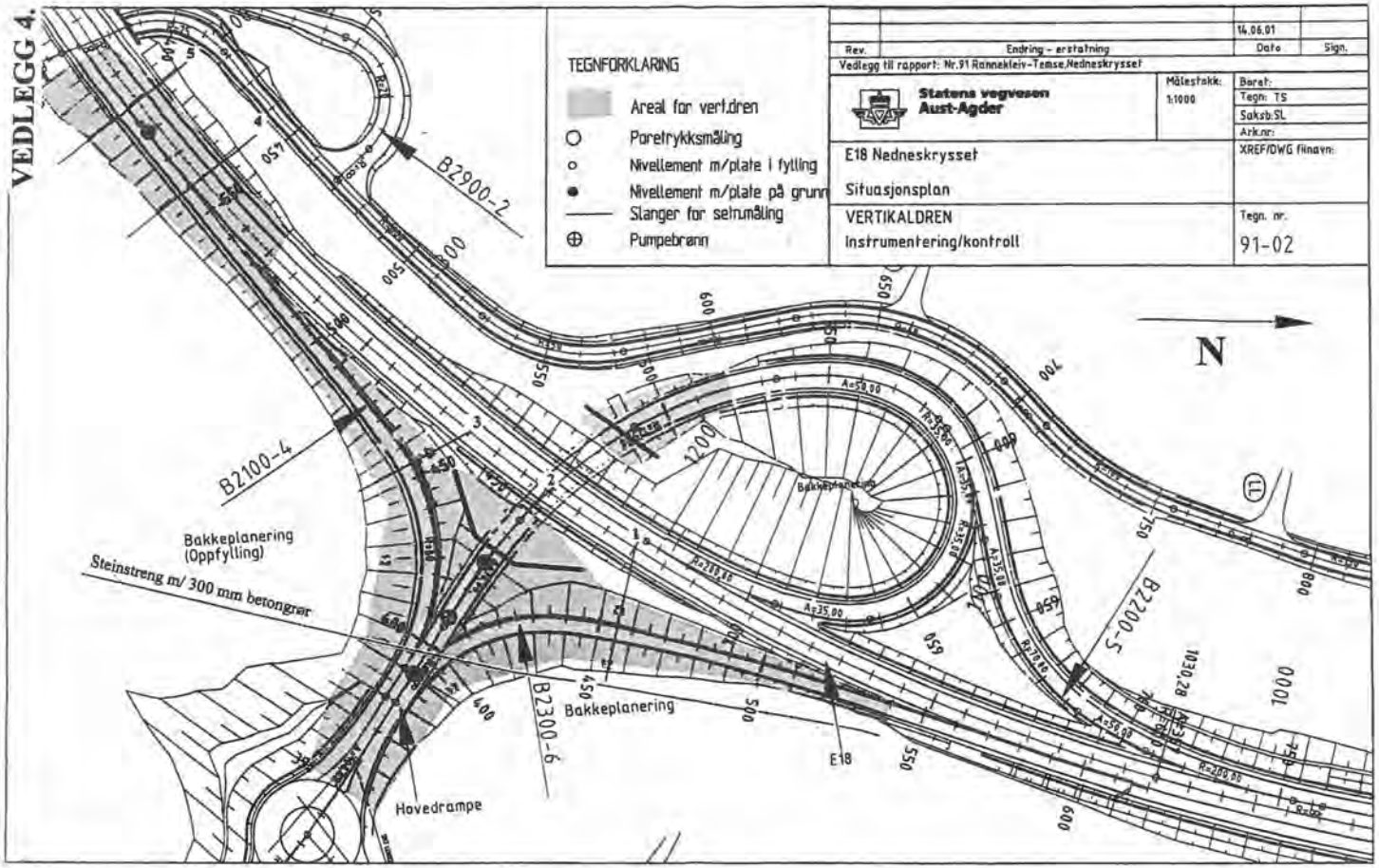
Oppfylling med sprengstein.
Situasjon pr. okt.1997.

VEDLEGG 3.

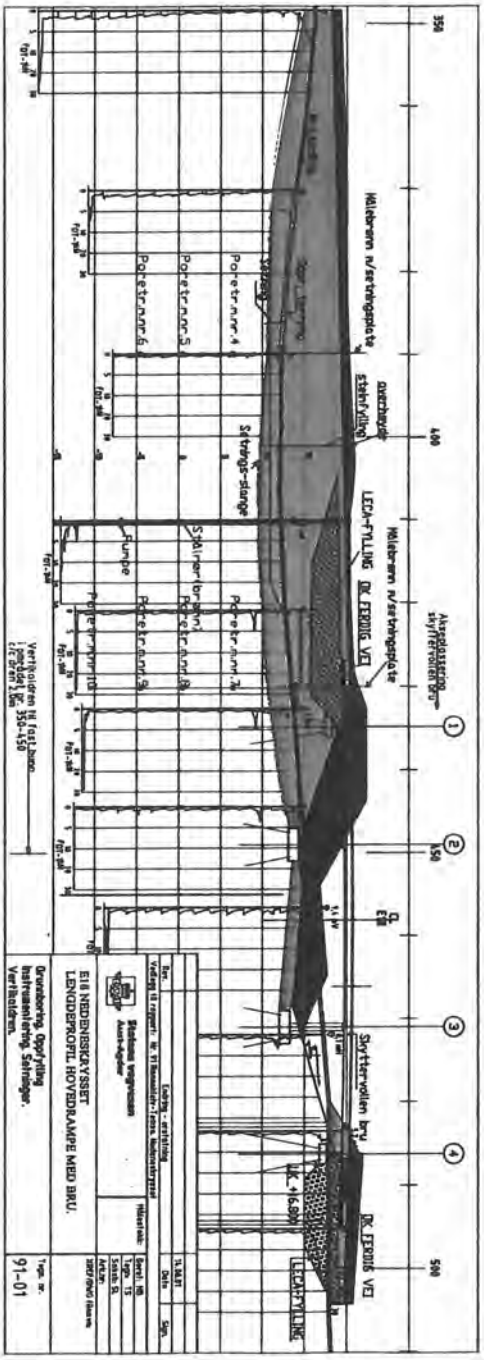
Uttrauing i hovedlinje.
Juli 1997.

Kvikkleiredeponi/støttefylling.
April 1997.

VEDLEGG 4.

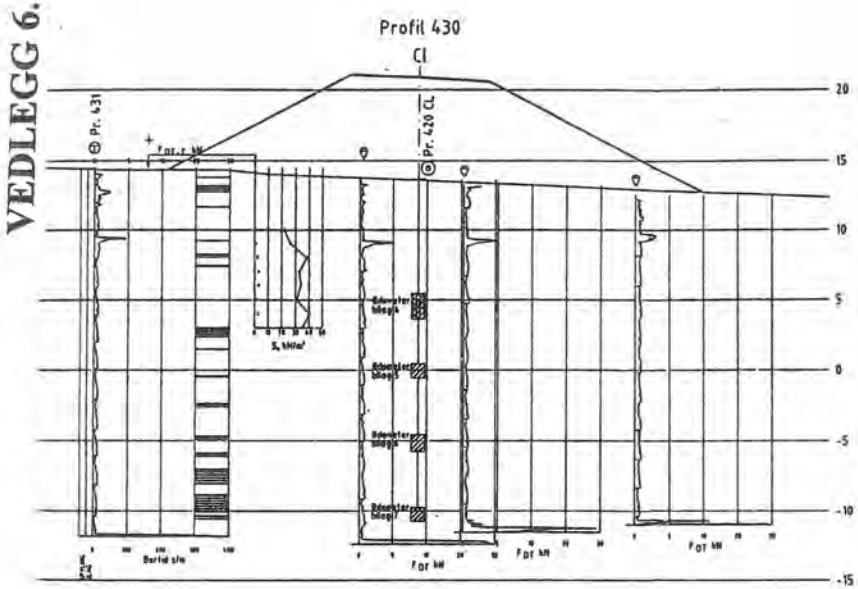

TEGNFORKLARING
Areal for vertidren
Poretrykksmåling
Nivellement m/plate i fylling
Nivellement m/plate på grunn
Slanger for setn.måling
Pumpebrønn
Rev.
Endring - erstatning
14.06.01
Dato
Sign.
Vedlegg til rapport: Nr.91 Rannekleiv-Temse,Nedneskrysset
Statens vegvesen
Aust-Agder
Målestokk: 1:1000
Beregn:
Tegn: TS
Saksb:SL
Ark.nr:
E18 Nedneskrysset
Situasjonsplan
XREF/DWG filnavn:
VERTIKALDREN
Instrumentering/kontroll
Tegn. nr.
91-02
N
B2900-2
B2100-4
B2300-6
B2200-5
Bakkeplanering
(Oppfylling)
Steinstreng m/ 300 mm betongrør
Bakkeplanering
Hovedrampe
E18
1200
1000
1030,28

VEDLEGG 5.



350
400
450
500
Målebrønn n/setningsplate
Setningsplate
Setrings-slange
Stålrørbrønn
Pumpe
LECA-FYLLING
DK FERDIG VEI
Skyttervollen bru
Akseplassering skyttervollen bru
Vertikaldren til fast bunn i parådet pr. 350-450 c/c dren 2.0m
E18 NEDENESKRYSSET
LENGDEPROFIL HOVEDRAMPE MED BRU.
Grunnboring, Oppfylling
Instrumentering, Setninger.
Vertikaldren.
91-01

VEDLEGG 6.



Ny kjeding profil 420 cl

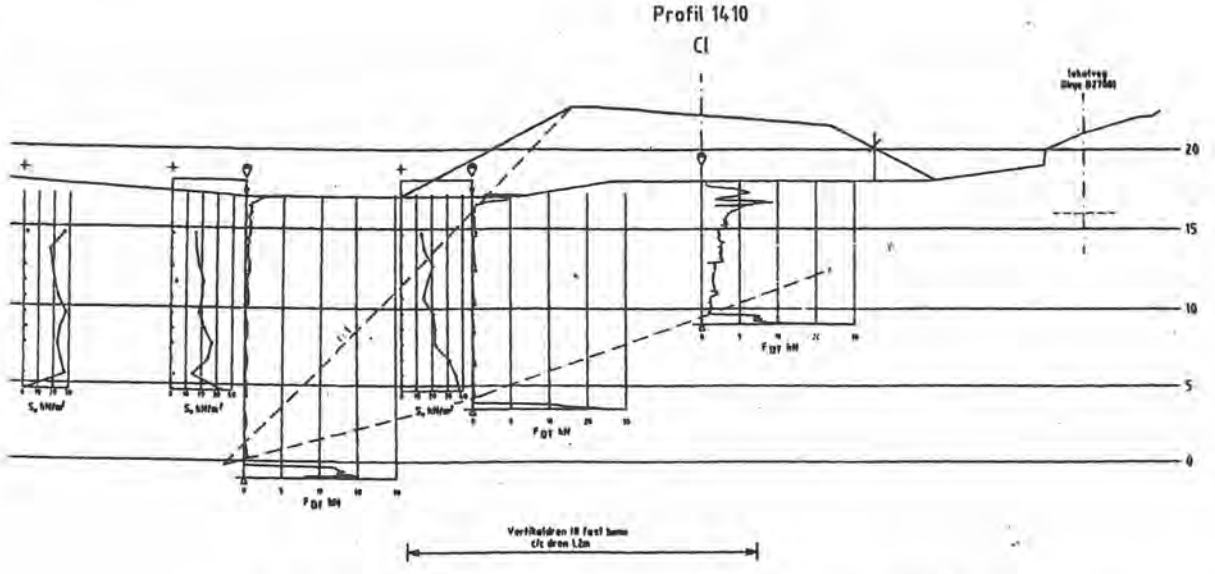
Oppdr.nr.: 11597
Provesorie: 170 CL Analysedr: 1996 Provetaker: NGI 54MM

Dyk. dr.	Materiale		Pr.-eve	Vanninnhold % 20 40 60	γ kN/m³	S_t	Skjærstyrke kN/m² 20 40 60 80 100	Gl %
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9	SILTIG SANDIG LEIRE	kvikk	546		17.8	67		
10	SILTIG LEIRE		547		17.2	34		
11								
12								
13								
14	LEIRE	kvikk	548		17.1	60		
15	LEIRE	kvikk	549		17.2	54		
16								
17								
18								
19	LEIRE	kvikk	550		17.5	47		
20	LEIRE	kvikk	551		17.3	67		
21								
22								
23								
24	LEIRE	kvikk	552		17.4	37		
25	LEIRE	kvikk	553		17.3	86		

Vertikaldren til fast bunn c/c dren 2.0m

(den store bredden gjelder stabilisering av påkjøringsrampe mot Arendal)

VEDLEGG 7.



Oppdr nr: 1159F
Prøveserie: 1400 Tlmv Analyseår: 1997 Prøvetaker: HGI SAHM

Dybde i m	Materiale		Prøve	Vannmetthold % (20 40 60)	γ kN/m³	S_t	Skjærstyrke kN/m² (20 40 60 80 100)	Gl. %
1								
2								
3								
4								
5								
6	SILTIG LEIRE	kvikk	4		16.5	223		1.1
7								
8	SILTIG LEIRE	kvikk	5		16.6	150		0.8
9								
10	LEIRE	kvikk	6		16.6	197		

Tegningsgrunnlag:
VIPS.R-TIPLAN1944-2-05

Vedlegg til rapport: 1159F nr. 1 av 29.10.97

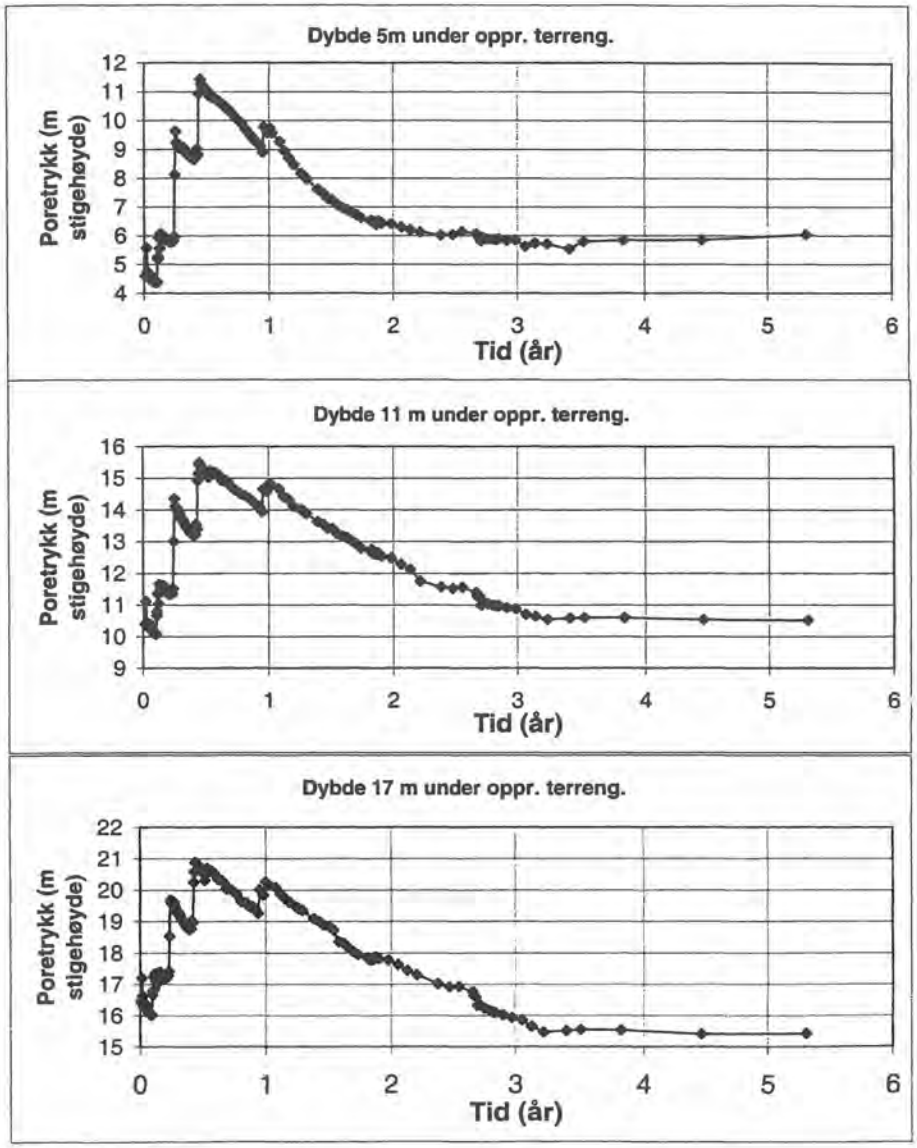
TVERRPROFIL PROFIL 1400 - 1410	Målestokk 1:200	Borel: HB, KÅH, ST Tegn.: NRK, GL Saksb.: JBR
GRUNNUNDERSØKELSE: E18 RANNEKLEIV - TEMSE Hovedlinje ved Nedenes	Tegning nr. 1159F - 39	

VEGDIREKTORATET
VEGLABORATORIET – GEOLOGI OG GEOTEKNIKKONTORET

VEDLEGG 8.

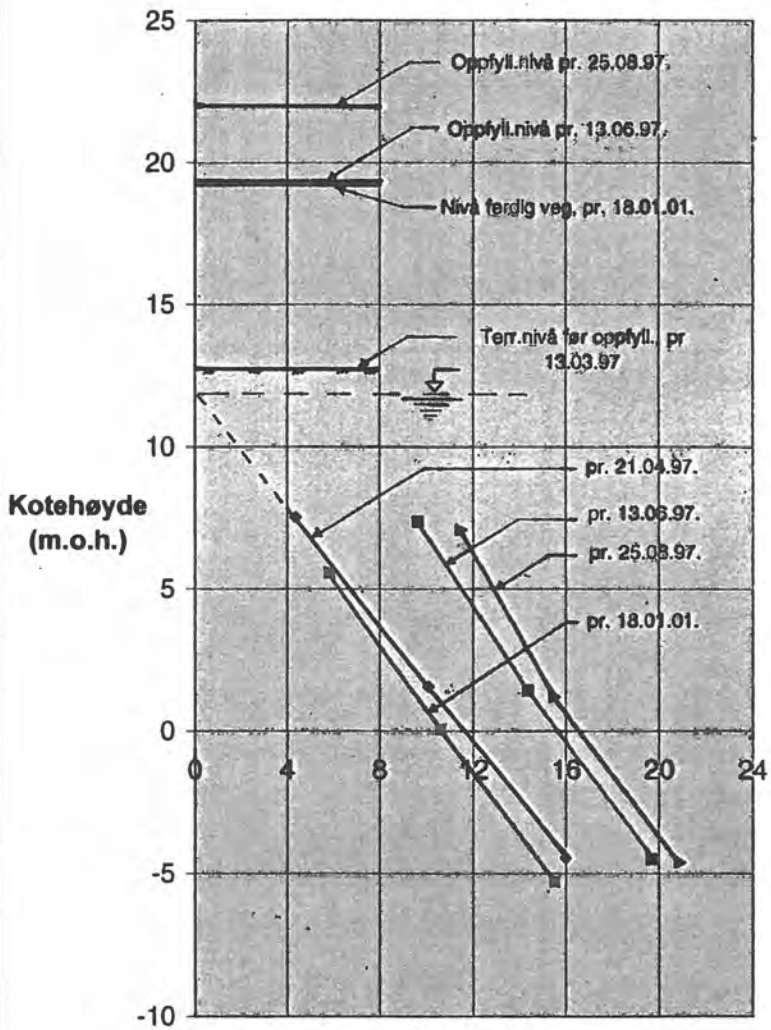
Nedeneskrysset. Hovedrampe pr 390 cl. Poretrykksmåling.

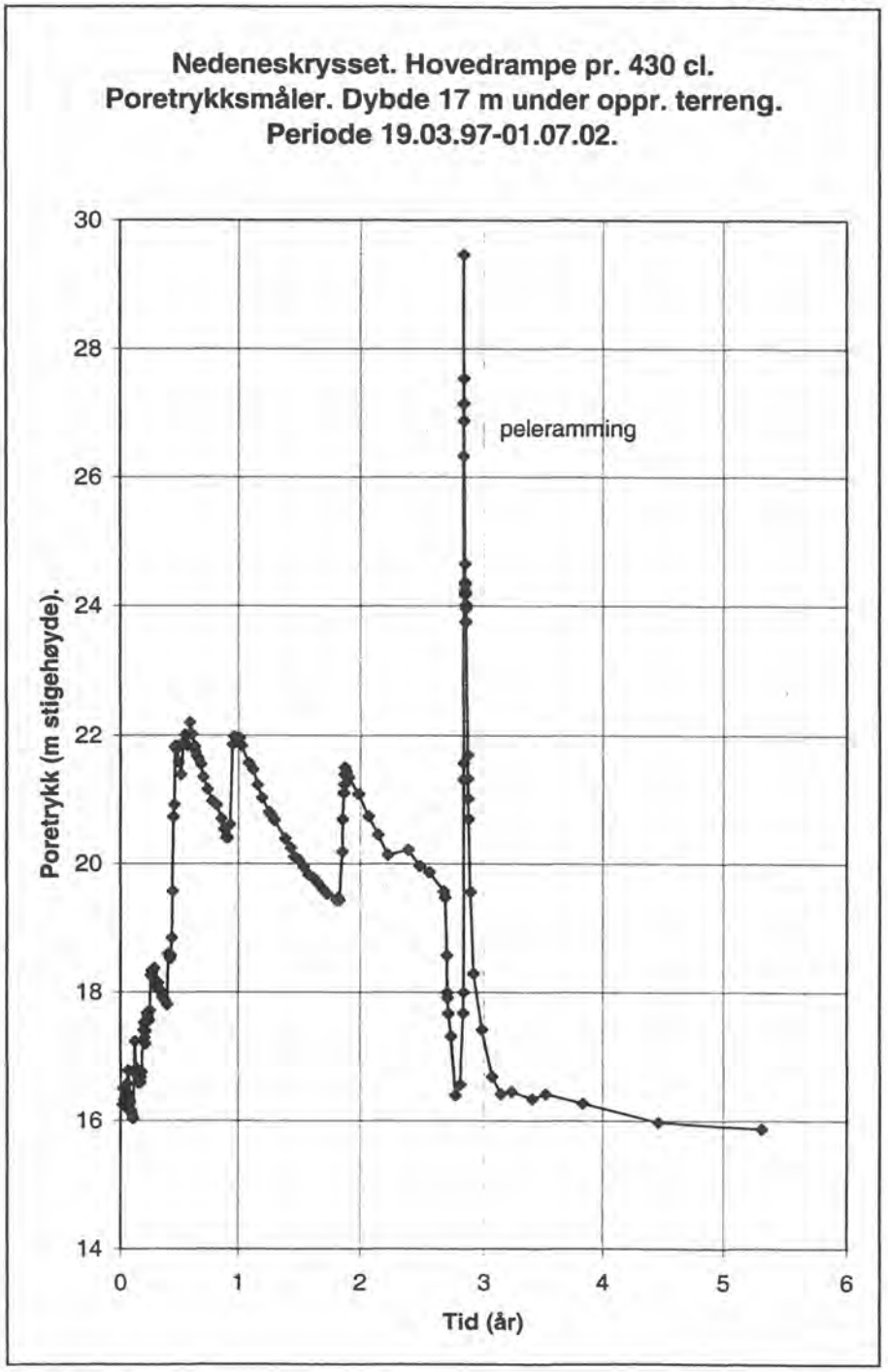
Periode 19.03.97- 01.07.02



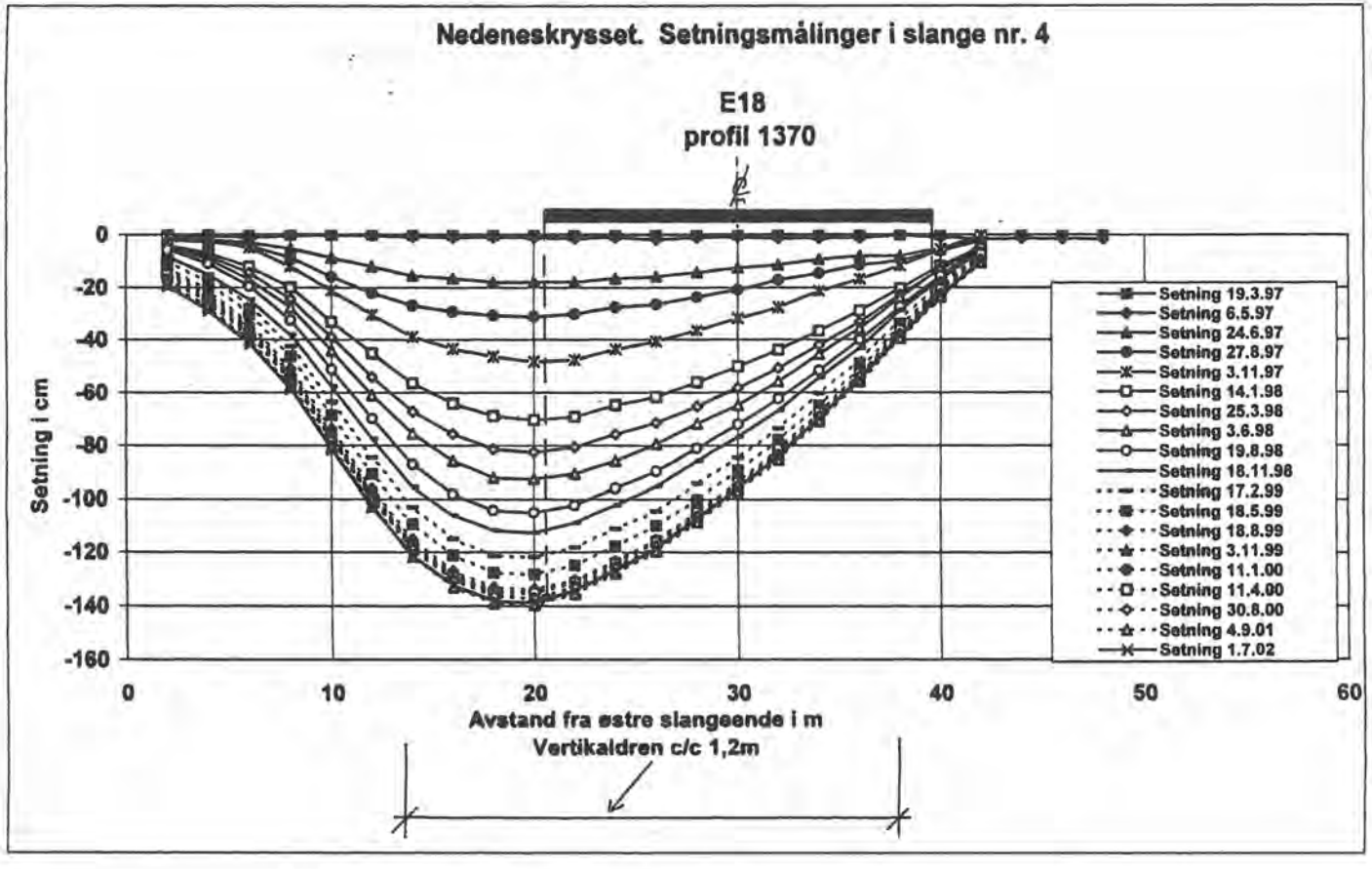
VEDLEGG 9.

Nedeneskrysset.
Poretrykk ved pr. 390 cl.
Periode 21.04.97 - 18.01.01.

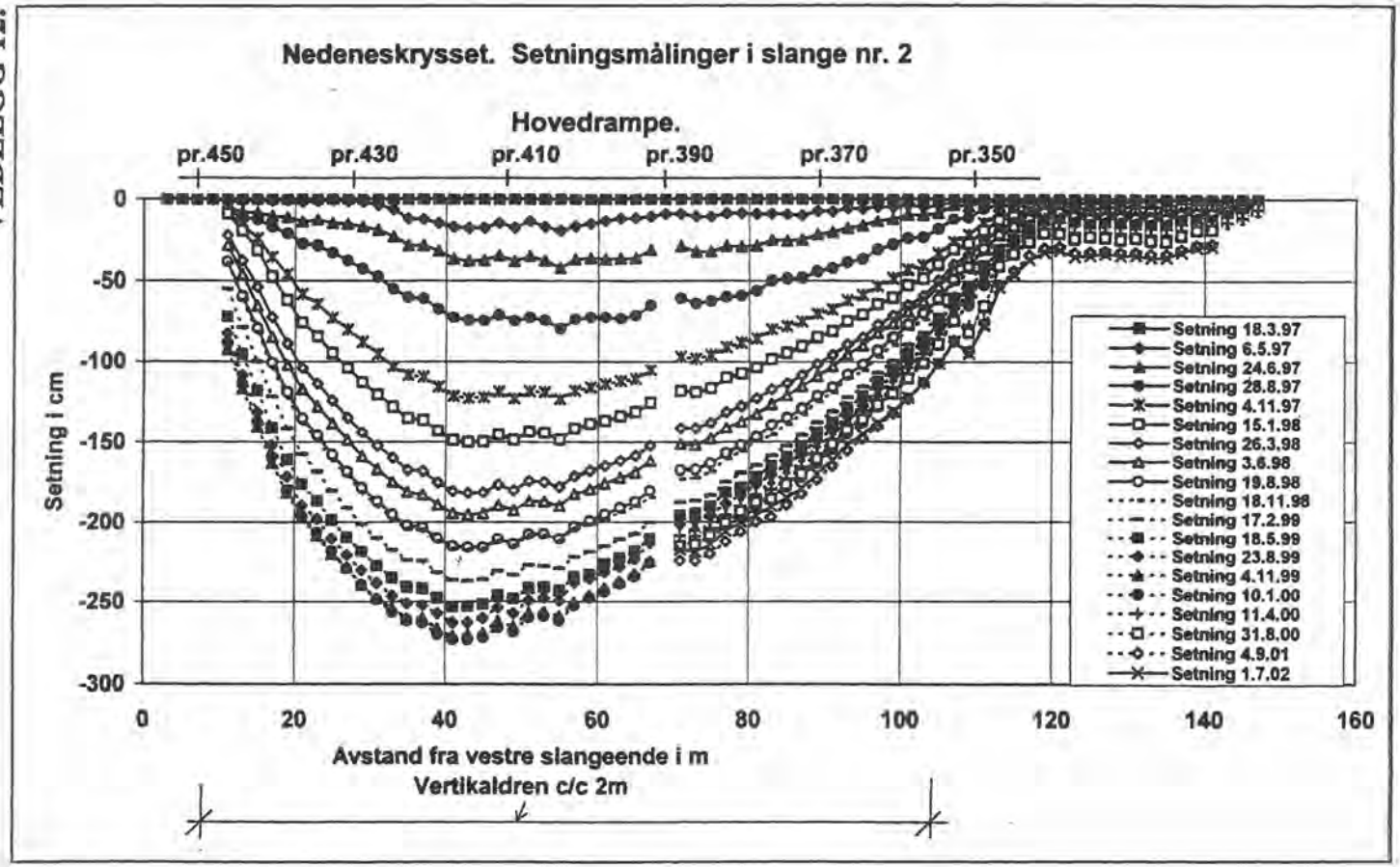


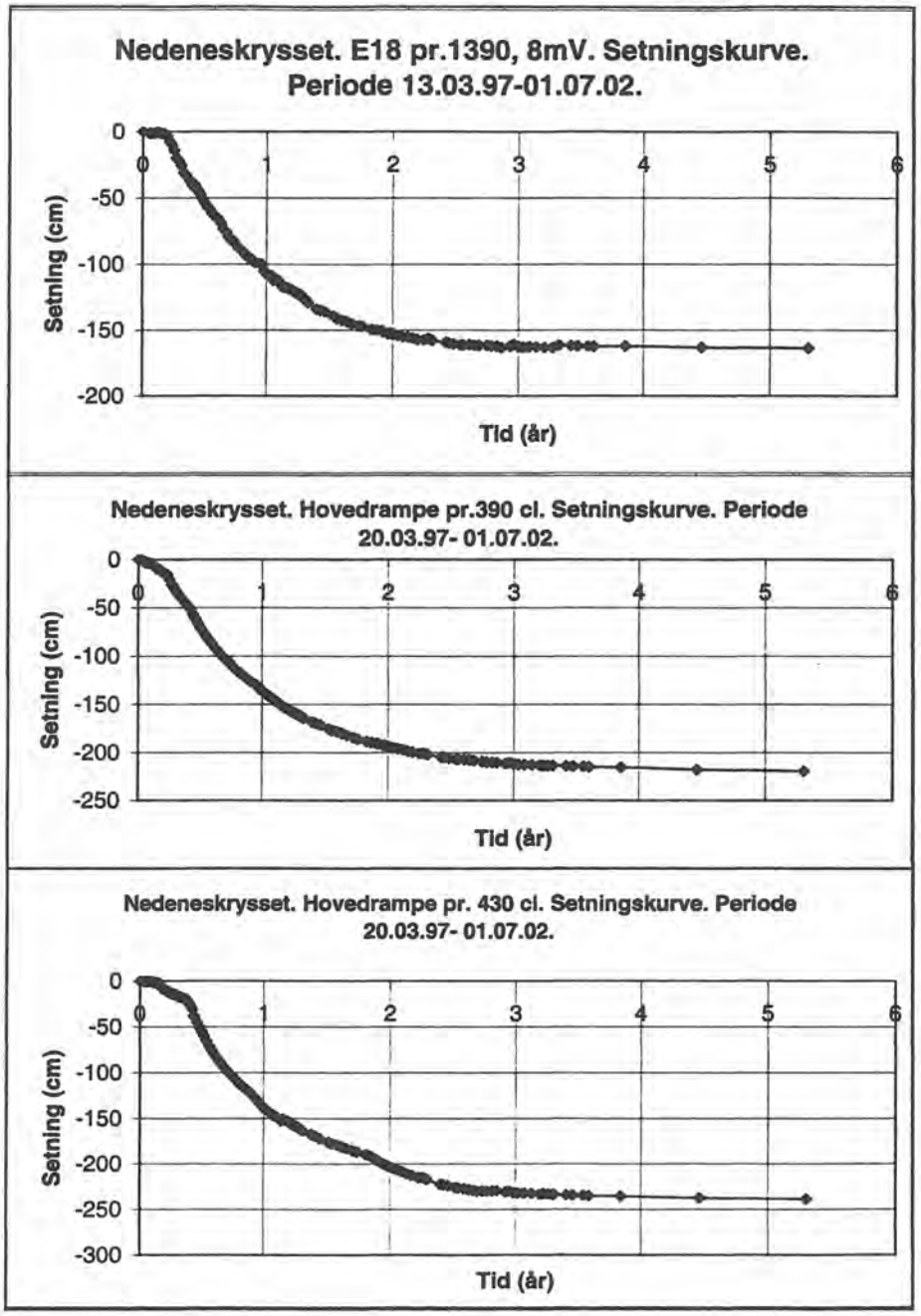

Nedeneskrysset. Hovedrampe pr. 430 cl.
Poretrykksmåler. Dybde 17 m under oppr. terreng.
Periode 19.03.97-01.07.02.
Poretrykk (m stigehøyde).
Tid (år)
peleramming
30
28
26
24
22
20
18
16
14
0
1
2
3
4
5
6

VEDLEGG 11.

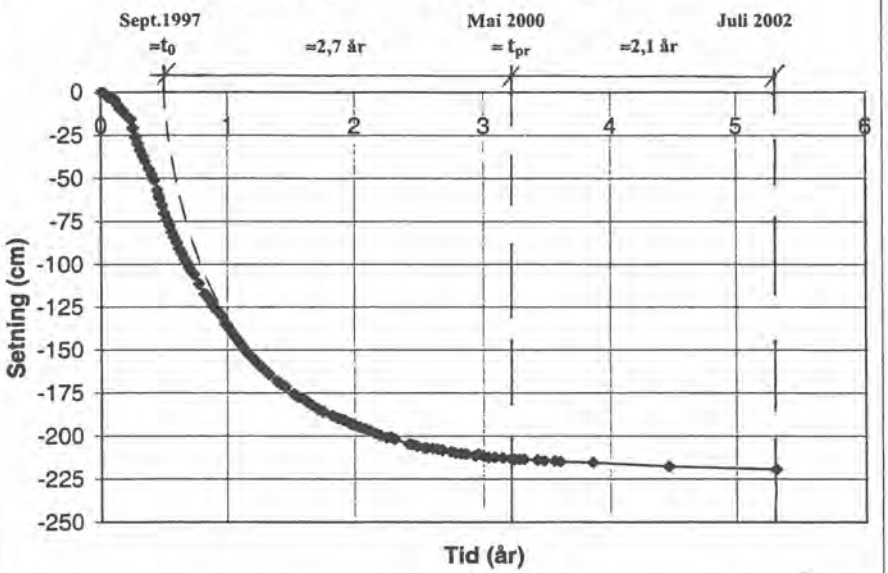

Nedeneskrysset. Setningsmålinger i slange nr. 4
E18
profil 1370
Setning i cm
0
-20
-40
-60
-80
-100
-120
-140
-160
0
10
20
30
40
50
60
Avstand fra østre slangeende i m
Vertikaldren c/c 1,2m
Setning 19.3.97
Setning 6.5.97
Setning 24.6.97
Setning 27.8.97
Setning 3.11.97
Setning 14.1.98
Setning 25.3.98
Setning 3.6.98
Setning 19.8.98
Setning 18.11.98
Setning 17.2.99
Setning 18.5.99
Setning 18.8.99
Setning 3.11.99
Setning 11.1.00
Setning 11.4.00
Setning 30.8.00
Setning 4.9.01
Setning 1.7.02

VEDLEGG 12.

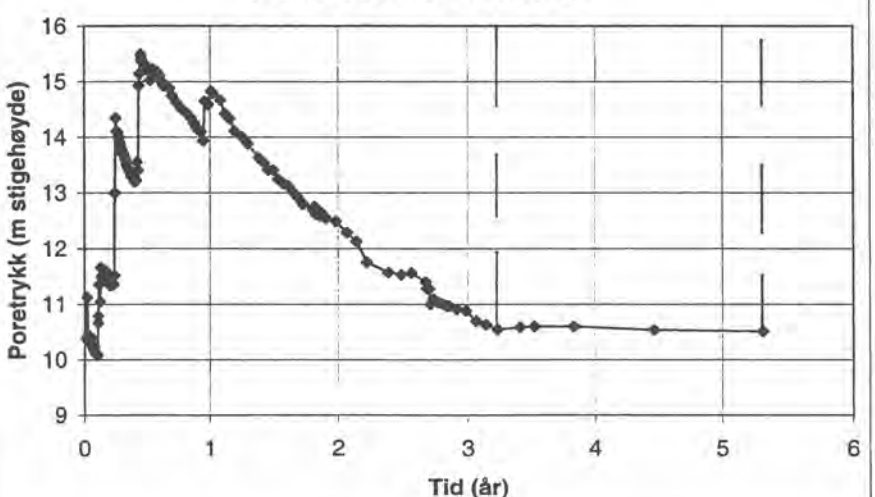

Nedeneskrysset. Setningsmålinger i slange nr. 2
Hovedrampe.
pr.450
pr.430
pr.410
pr.390
pr.370
pr.350
0
-50
-100
-150
-200
-250
-300
Setning i cm
0
20
40
60
80
100
120
140
160
Avstand fra vestre slangeende i m
Vertikaldren c/c 2m
Setning 18.3.97
Setning 6.5.97
Setning 24.6.97
Setning 28.8.97
Setning 4.11.97
Setning 15.1.98
Setning 26.3.98
Setning 3.6.98
Setning 19.8.98
Setning 18.11.98
Setning 17.2.99
Setning 18.5.99
Setning 23.8.99
Setning 4.11.99
Setning 10.1.00
Setning 11.4.00
Setning 31.8.00
Setning 4.9.01
Setning 1.7.02


Nedeneskrysset. E18 pr.1390, 8mV. Setningskurve.
Periode 13.03.97-01.07.02.
Setning (cm)
0
-50
-100
-150
-200
0
1
2
3
4
5
6
Tid (år)
Nedeneskrysset. Hovedrampe pr.390 cl. Setningskurve. Periode
20.03.97- 01.07.02.
Setning (cm)
0
-50
-100
-150
-200
-250
0
1
2
3
4
5
6
Tid (år)
Nedeneskrysset. Hovedrampe pr. 430 cl. Setningskurve. Periode
20.03.97- 01.07.02.
Setning (cm)
0
-50
-100
-150
-200
-250
-300
0
1
2
3
4
5
6
Tid (år)

Nedeneskrysset. Hovedrampe pr.390 cl.
Setningskurve. Periode 20.03.97- 01.07.02.

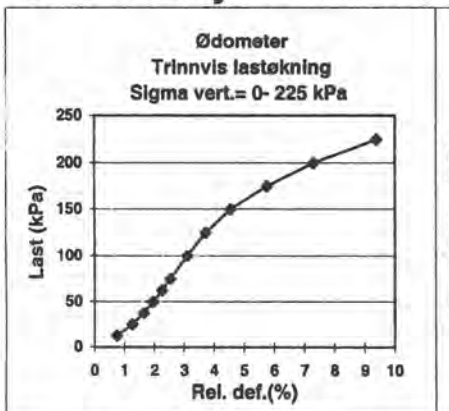


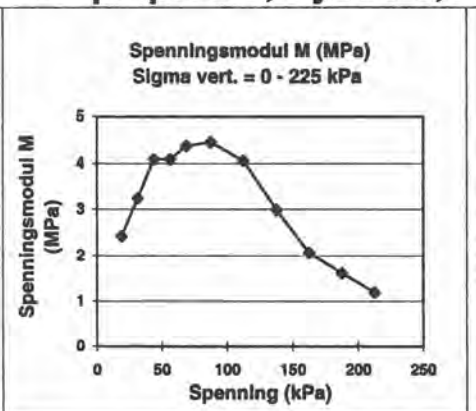
Nedeneskrysset. Hovedrampe pr.390 cl.
Poretrykksmåler. Dybde 11 m under oppr. terreng.
Periode 19.03.97- 01.07.02.

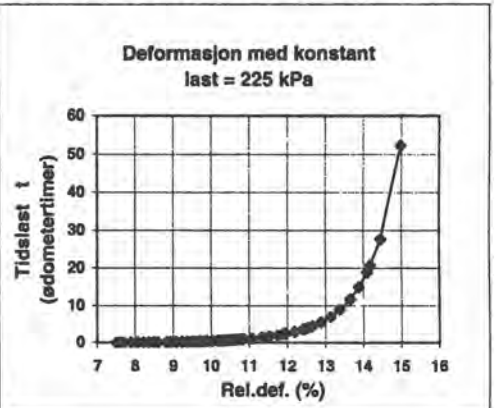


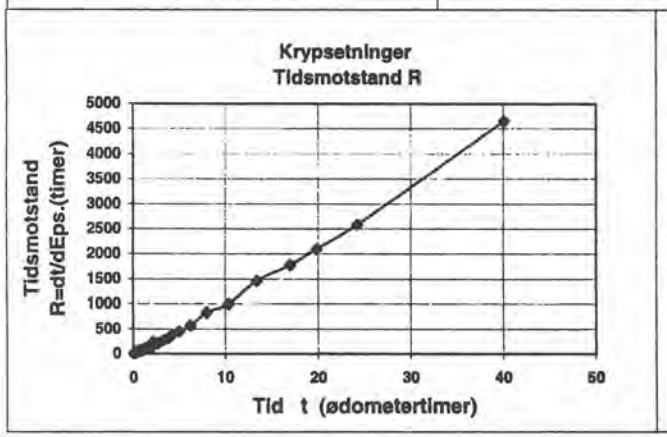
VEDLEGG 15.

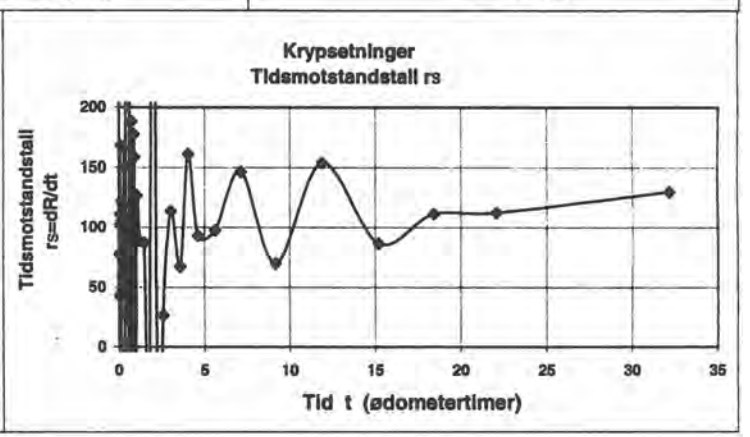
Nedeneskrysset. Hovedrampe pr.410, dybde 8,6m. Ødometerforsøk.











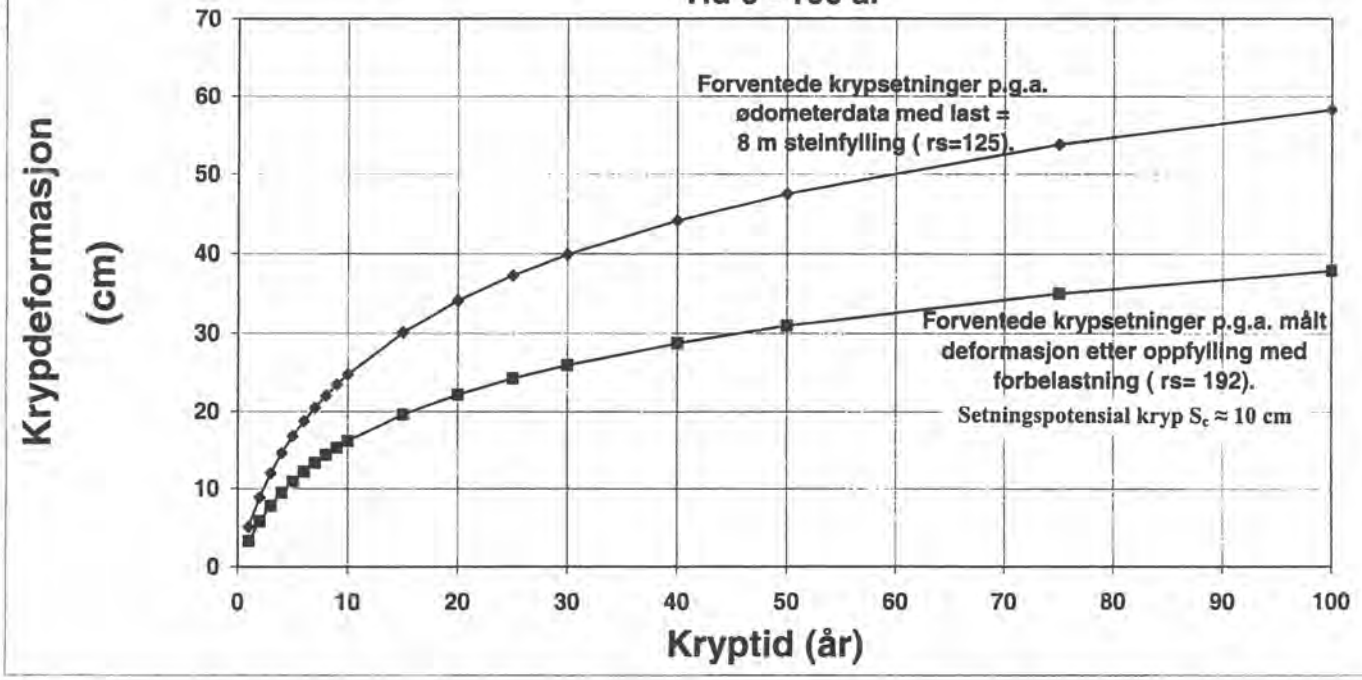
VEDLEGG 16.

Nedeneskrysset. Hovedrampe.

Vertikaldrenering.

Krypdeformasjoner (epsilon tilnærm. = 1/rs* ln (t/tpr)).

Tid 0 - 100 år



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

OPPGRADERING AV SØNDRE AKERSHUSKAI, OSLO

Upgrading of the Southern Akershus quay, Oslo

Siv.ing. Jan Slungaard, Statkraft Grøner AS

SAMMENDRAG

Oslo Havnevesen har gjennomført oppgradering av kaifronten på Søndre Akershuskai i Oslo for å kunne ta imot cruiseskip med forsvarlig fendrings- og fortøyningsmuligheter.

Deler av den gamle kaifronten er skåret bort, og tiltaket omfatter i hovedsak bygging av syv (7) separate betongkonstruksjoner (fortøyningspunkter) som kan ta opp fendrings- og/eller fortøyningskrefter. I tillegg er det etablert en kontinuerlig spuntvegg langs kailinjen (ca. 255 m) som erosjonssikring.

Dette foredraget behandler i hovedsak pele- og spuntarbeidene som er utført i forbindelse med disse oppgraderingsarbeidene.

Fortøyningspunktene er fundamentert på en kombinasjon av stålrørspeler (Ø711 mm) og stålkjernepeler (Ø150 mm) til fjell.

Løsmassedybdene ved Søndre Akershuskai varierer fra 0 til ca. 40 m. Massene består hovedsakelig av ulike typer fyllmasser (og morenemasser?) over antatt leire mot fjell.

Faste lag i grunnen viste seg å gi til dels meget hard ramming både av stålrørspeler og spunt. Det er totalt rammet ca. 1.600 lm med stålrørspeler og boret ca. 1.050 lm med stålkjernepeler. Det er rammet ca. 5.000 m^2 med spunt.

Hard ramming i lange perioder er sannsynligvis årsaken til at man har fått en omlagring av fyllmassene og dermed en mindre bevegelse/setning i deler av arealet bak kaia.

Spunt- og pelearbeidene har medført kraftig støybelastning på omgivelsene, og det har vært nødvendig med dispensasjon fra støyforskriftene i Oslo kommune.

Entreprenørarbeidene ble startet opp i januar 2002 og avsluttet i juli 2002.

SUMMARY

The quay construction on the west side of the Akershus fortress in Oslo has been built in stages over a long period and was completed in 1975. Today it is mainly used for

modern cruise liners and marine vessels and therefore required upgrading of the moorings to be designed for handling larger anchor-loads.

Over the last year, seven concrete moorings have been built. They have been founded on a combination of steel core piles and driven steel tube piles to bedrock. The depth to bedrock varies and the deepest pile is approximately 45 meters under the sea level. A total of 1,050 meters of steel core piles and 1,600 meters of driven steel tube piles have been installed. At the front of the quay a 255 m long sheet pile retaining wall has been installed to combat erosion under the quay. The sheet pile retaining wall has an area of 5,000 m^2.

The ground conditions at the site consist of rock fill and other natural materials. Hard layers in the ground have created difficult conditions for the piling.

The heavy piling activity caused some ground settlement behind the quay near to the fortress, and resulted in cracking of the top layer of asphalt. The piling also resulted in severe noise levels which required a concession from the local authority noise regulations to be given.

The work started in January 2002 and was completed in July 2002.

INNLEDNING

I følge Oslo byleksikon /1/ lå det tidligere en rekke badehus der Akershuskaiene ligger i dag. Strandlinjen og terrenget fra Revierbryggen rundt Vippetangen og til de nåværende Rådhusbryggene tilhørte Akershus festning og ble ved en overenskomst mellom stat og kommune i 1897 overtatt av havnevesenet. Sprengnings- og oppfyllingsarbeidene langs stranden ble påbegynt i 1898. Fra 1899 ble det anlagt vei og forbindelsesbane, den såkalte Havnebanen. Kaiene ble bygd i perioden 1909-1919 (1. utgave).

Nordre Akershuskai er for kystfart, charterbåter og veteranbåter, mens Søndre Akershuskai hovedsakelig er anløpssted for besøkende cruiseskip og marinefartøyer.

Oslo Havnevesen har i løpet av det siste året foretatt oppgradering av kaifronten på Søndre Akershuskai. Kaia er tidligere bygget ut i flere etapper. Siste etappe (i moderne tid) ble ferdigstilt i 1975.

En utvikling med stadig større skipsanløp har gjort det nødvendig å oppgradere fortøyningspunktene slik at disse kan oppta store fortøyningskrefter.

Oppgraderingen har i hovedsak bestått i at det er etablert 7 nye fortøyningspunkter som er fundamentert uavhengig av resten av kaia. I tillegg er det rammet en kontinuerlig spuntvegg langs kaifronten for å hindre propellerosjon under kaia og ivareta en eventuell senere mudring for å øke seilingsdybden. Seilingsdybden er i dag ca. 10 m.

Entreprenørarbeidene startet opp i januar 2002 og ble ferdigstilt i juli 2002.

Foredraget tar i hovedsak for seg fundamenteringsarbeidene av fortøyningspunktene og etableringen av spuntveggen langs kaifronten.

AKTØRER I PROSJEKTET

Følgende aktører har vært involvert i prosjektet:

Tiltakshaver/oppdragsgiver:
Oslo Havnevesen

Rådgiver (bygg og geoteknikk):
Statkraft Grøner AS

Hovedentreprenør:
AF Spesialprosjekt AS

Underentreprenør pele- og spuntarbeider:
Nordenfjeldske Spunt- og Peleservice A/S

FUNDAMENTERING AV EKSISTERENDE KAI

Erfaringsmessig er det en stor utfordring å skulle rive deler av gamle konstruksjoner for å bygge opp nye og tilpasse disse til den opprinnelige. At den gamle konstruksjonen er bygget ut i flere etapper og kanskje utbedret i flere omganger gjør ikke saken noe enklere. Dette var situasjonen for Søndre Akershuskai.

Fremlagte tegninger av den eksisterende kaia viste at denne hovedsakelig var fundamentert på pilarer og vertikale stålrørspeler (Ø500 mm) til fjell. For opptak av horisontalkrefter var det benyttet stangstag til vertikale forankringsvegger i løsmassene i bakkant av kaia.

I tillegg til selve kaikonstruksjonen står det to bygninger på Søndre Akershuskai. Disse inneholder blant annet "Restaurant Solsiden" (skur 34) og "Cruiseterminalen" (skur 35). Skur 35 inneholder også en del kontorarbeidsplasser. I følge tegningene er bygningene fundamentert på peler til fjell.

GRUNNFORHOLD

Som sagt innledningsvis startet sprengnings- og oppfyllingsarbeider langs stranden ved Søndre Akershuskai allerede i 1899.

Det foreligger ingen pålitelig materialbeskrivelse eller registrerte styrkeparametere for løsmassene i det aktuelle området. Tidligere sonderinger har påvist steinholdige masser og delvis sandige, grusige masser (antatt utfylte masser) i øverste del, mens det derunder trolig er leire til stor dybde.

For å få sikre dybder til fjell med tanke på spuntlengder og bestemmelse av pelelengder, ble det utført supplerende fjellkontrollboringer/totalsonderinger langs kaifronten.

Boringene viste at fjelloverflaten lå på kote –8 til kote –35 eller dypere. Totalsonderingene ble primært utført for å skaffe dybder til fjell. Det ble benyttet slag stort sett hele veien og det er således vanskelig å tolke totalsonderingsutskriftene med hensyn til lagdeling. Inntrykket var imidlertid at det var fast lagring og generelt "urene" masser. Bergarten i området er antakelig en gneis.

VALG AV TEKNISK LØSNING

Peler

I forprosjektet /2/ var det vurdert forskjellige tekniske løsninger. Konklusjonen var at man anbefalte pelefundamenterte fortøyningspunkter med 800 mm stålrørspeler til fjell. I de fleste pelene var det planlagt å benytte innvendige spennstag i fjell for opptak av strekk-krefter.

Utfordringen ved optimalisering av løsningen i forprosjektet har vært knyttet til:

- opptak av vekslende laster (støtlaster/vindlaster)
- pelenes trykk-kapasitet
- pelenes strekk-kapasitet
- globale deformasjoner
- geometriske forhold/plassforhold
- rammeforhold
- toleransekrav

Oppgaven har vært å finne en løsning som gir tilfredsstillende svar på alle punkter. Forankringspunktene skulle fungere som separate konstruksjoner og skulle kunne ta opp krefter i nærmest alle retninger, - det vil si både fortøynings- og fenderkrefter. Belastingen på de ulike forankringspunktene var også noe forskjellig.

En løsning basert på stålkjernepeler hadde flere fordeler sammenliknet med stålrørspeler:

- lettere å installere, kan utføres fra kaidekket med flere "små" rigger samtidig
- raskere installasjon
- sikrere installasjon, lite følsomt for vanskelige grunnforhold (blokk, eksisterende konstruksjoner etc.)
- lettere å styre plassering og overholde toleranser
- rimeligere
- tar både strekk og trykk

Ulempen er imidlertid at stålkjernepelene har mindre trykk-kapasitet, er mer knekningsutsatt og gir større deformasjoner enn oppspente stålrørspeler.

Det ble derfor tidlig klart at det var nødvendig med stålrørspeler i de fleste forankringspunktene for å ha tilstrekkelig trykk-kapasitet uten å etablere en "skog" av stålkjernepeler.

Stålrørspelene hadde imidlertid noen ulemper:

- vanskelig å komme til med pelerigg for denne peletypen i noen tilfeller
- usikkerhet med hensyn til rammeforhold
- må stagforankres for å ta strekk
- vanskelig å overholde toleransekrav til plassering
- støy ved peleramming

Fordelen ved å benytte stagforankrede stålrørspeler var at stagene ble kontrollert for oppspenningslasten. Dermed får man en kontroll på at de i hvert fall tar opp denne strekk-kraften. En tilsvarende kontroll får man vanligvis ikke ved bruk av stålkjernepeler fordi strekkprøving av disse er vanskelig å gjennomføre.

I fortøyningspunktene A og G, som var inne på tørt land (peler i jord med sidestøtte), ble det valgt å benytte hovedsakelig stålkjernepeler (Ø150 mm) som ble boret 8 m inn i fjell. I de øvrige punktene (B-F) ble det i utgangspunktet valgt å benytte hovedsakelig stålrørspeler (Ø711 mm) der de fleste av pelene ble oppspent med stag gjennom spissen og ned i fjell.

RIVEAREBEIDER

For å kunne komme til på de nye fortøyningspunktene var det nødvendig å sage ut deler av den eksisterende kaia. I denne forbindelse var det også påkrevet å etablere noen stålkjernepeler for å sikre gjenstående konstruksjon slik at denne var stabil.

Eksisterende stålrørspeler i de utsagede feltene ble fjernet der disse stod i veien for ramming av nye peler i de nye fortøyningspunktene. Støpte pilarer ble også forsøkt fjernet i et par av fortøyningspunktene.

PELEARBEIDER

Orientering

Pelearbeidene i punktene A og G ble utført med borrigger på land. I disse punktene ble det benyttet stålkjernepeler som ble forankret 8 m i fjell.

I fortøyningspunktene B til F, og ved kaiutvidelsen utenfor punkt B, ble det stort sett brukt stålrørspeler (Ø711 mm, t = 12 mm). Hvert av fortøyningspunktene ble fundamentert på ca. 12 peler. Mange av stålrørspelene ble rammet som skråpeler 3:1 for å kunne ta opp horisontalkrefter. Dybdene fra overkant kaidekke til fjell var opptil ca. 45 m.

På grunn av meget store strekk-krefter i pelene, var det nødvendig å forankre stålrørspelene med lisser i fjell. De mest påkjente pelene måtte forankres med opptil 31 lissers (0,6 '') stag. Dette krevde et hull i pelespissen på ca. 300 mm og en diameter på selve spissen på 406 mm.

Beregningsmessig maksimal dimensjonerende trykk i pelen fra ytre laster er ca. 5000 kN. Inkludert oppspenningskraften, som ikke er knekningsdrivende, blir peletverrsnittet og spissen mot fjell utsatt for opptil ca. 10.000 kN.

Rammekriterium
I anbudsbeskrivelsen var det stilt krav om fallodd på minst 10 tonn og virkningsgrad på rammeutstyret på minst 0,9. Ettersom dette var en forholdsvis stor pele- og spuntjobb med kort byggetid, valgte entreprenøren å benytte maskiner med både fallodd og vibrolodd (Junttan PM 20, Junttan PM 25, Liebherr HS 853 HD, Vibro ICE 14 RF). Riggene opererte både fra eksisterende kai og fra 2 flåter/lektere langs kaifronten.

Ved fastsetting av rammekriterium stod vi overfor et dilemma. På den ene siden var det viktig å ha tilstrekkelig slagenergi for å få pelene ned til fjell. På den annen side var det avgjørende å unngå å skade spissene ettersom disse skulle gjenoppbores etter at pelene var rammet til fjell. Ødelagt spiss var i praksis en vrakpel!

På bakgrunn av innledende ramming ble det bestemt å benytte et 9 tonns akselererende fallodd. Rammingen ble avsluttet med 3 prøveslag (fallhøyde 1,2 m) og synkningen for hvert slag skulle ikke være over 3 mm.

PDA-målinger
Ved å måle tøyning og akselerasjon i peletopp under ramming, kan man på grunnlag av bølgelikningen beregne pelens karakteristiske bæreevne under ramming /3/. Et spesielt utstyr for slike målinger benevnes PDA (Pile Driving Analyzer) og er utviklet for at målinger skal kunne utføres enkelt og raskt i felten.

Det ble foretatt PDA-målinger på 3 stålrørspeler /5/. Målingene ble dessverre utført sent i byggeperioden. Ved måling ble det benyttet et Junttan hydraulisk fallodd med loddvekt 9 tonn. De testede pelene (Ø711 mm) hadde en godstykkelse på 12 mm. Pelene var rammet gjennom antatte fyllmasser til fjell ved ca. kote -12.

Ved fallhøyder på 1,2 m ble virkningsgrad målt til ca. 0,70 for peler med liten helning og ca. 0,6 for pelen med helning 3:1. Den lave virkningsgraden skyldtes antakelig at pelene hadde ujevn overflate på peletoppen. Pelene var kappet med brenner. En del av energien gikk dermed med til deformasjon av peletoppen. Ved måling var kapping startet (!) på en av pelene. Sannsynligvis medførte dette dårligere kraftoverføring til spissen og dermed lav dokumentert bæreevne på grunn av redusert tverrsnitt. De testede pelene hadde ingen tegn til brudd.

Dokumentert karakteristisk bæreevne for pelene lå i området 5.410 –7.920 kN. Fjellfestet var da testet for høyere last enn dokumentert bæreevne. I følge Noteby, som utførte PDA-målingene, var rammespenningene ved pelespissen til dels vesentlig høyere enn flytespenningen i stålet. Deres konklusjon var derfor at de frarådet å øke energi og fallhøyde ut over det som var benyttet under de utførte målingene.

Selv om PDA-målingene ikke gir bæreevneverdier som kan benyttes til å dokumentere tilstrekkelig bæreevne på de testede pelene, føler vi oss likevel trygge på at pelene har tilstrekkelig bæreevne. Det er dokumentert at fjellfestet er testet for last opp til 11.400 kN som ligger vesentlig høyere enn de karakteristiske verdiene. Det må også opplyses at de største påkjenningene på kaia er forårsaket av støtlaster som er kortvarige belastninger. I tillegg er pelene gjennomboret i spissen og forankret i fjell slik at vi har

god kontroll på fjellfestet. Som følge av de store pelespissene (292 mm og 406 mm) er ståltverrsnittet i spissen henholdsvis 35 % og 115 % større en ståltverrsnittet i selve stålrørspelen.

Bortsett fra et par peler i den innledende fasen av pelerammingen, er det ikke rapportert om problemer med å bore opp gjennom spissen av stålrørspelene i forbindelse med montering av stag til fjell.

Utførelse/gjennomføring av pelearbeidene
Det viste seg ganske raskt at det i flere av fortøyningspunktene var svært vanskelig å drive pelene ned til fjell. Meget faste lag og mye fyllmasser i grunnen gjorde at pelearbeidene tok lenger tid enn forutsatt. For å forsere arbeidene ble det besluttet å ta inn en stor fundamenteringskran (Liebherr HS 853 HD) fra Kynningsrud som opererte fra egen lekter. Maskinen (90 tonn) var bygget på med peleutstyr. Selv denne riggen fikk problemer med rammingen i de stedvis meget faste massene.

Som det fremgår av peleplanen for punkt E og F står pelene forholdsvis tett. I tillegg er mange av pelene skråstilte 3:1. I punkt E er det fjell på ca. kote –35. Dette betyr at ved ramming av skråpeler treffer pelen fjell langt fra det punktet hvor pelen går gjennom vannflaten.

I følge gamle tegninger skulle den eksisterende kaia være fundamentert på vertikale stålrørspeler til fjell. Det var derfor litt overraskende å bli konfrontert med at en av de gamle pelene "plutselig" stod 0,5 m under betongdrageren den skulle bære! Forklaringen på dette kan være at man hadde hatt en "pelekollisjon" og at den nye skråpelen som man holdt på å ramme hadde trukket den gamle pelen med seg nedover. Det er mulig at den gamle pelen faktisk var en vrakpel eller en pel som ikke hadde oppnådd opprinnelig kriterium. Pelplasseringen i angjeldende akse i kaia viste seg å avvike fra plantegningene.

I forbindelse med hard ramming av to skrå stålrørspeler i punkt E skjedde det et pelebrudd i en sveis og man valgte å erstatte 2 av stålrørspelene med 4 stålkjernepeler.

I punkt F, hvor det var ca. 40 m til fjell, var den lengste stålkjernepelen ca. 51 m. Dette inkluderte 8 m innboring i fjell.

Som knekkavstivning av stålkjernepelene med fri lengde i luft og vann ble det rammet et stålrør til 4 m ned i løsmassene. Massene ble tatt ut og stålrørspelen ble armert og utstøpt.

Strekkforankring av peler
De mest påkjente pelene hadde en dimensjonerende strekkpåkjenning på over 3.000 kN. Vannfylte stålrørspeler ble rammet til stopp mot fjell med utstøpt, hul spiss. Deretter ble det boret ned et foringsrør til ca. 0,5 m under pelespissen. Spissen ble trykksatt med gysemasse slik at oppsprukket fjell ble stabilisert. Stålrørspelene ble deretter armert og utstøpt. Fortøynings- og fendringskonstruksjonen ble forskalet, armert og støpt. Til slutt foretok man oppboring av hull i fjell gjennom foringsrøret i pelene til 8-10 m under pelespissene med tilhørende vanntapsmåling og injeksjon. For stag med inntil 19 lisser

ble det for boring i fjell benyttet Odex 165, mens det for stag med inntil 31 lisser ble benyttet Odex 240. Deretter ble stagene montert og borhullet i fjell ble fylt opp med mørtel. Etter minimum 3-4 døgn ble det foretatt oppspenning av stagene til omtrent 75 % av kablenes flytespenning. Etter at oppspenning var utført, og tøyning kontrollert og godkjent, ble foringsrøret med den frie kabellengden fylt opp og støpt igjen med mørtel.

Det skulle vise seg at vanntapet i fjellet var forholdsvis høyt og at det var nødvendig å utføre injeksjon i 1-2 omganger før vanntapene var nede på det relativt strenge kravet som var stillet (Krav: 1 l/min. for hele borhullet ved 1 bar overtrykk). Akseptkriteriet i generell tekst i Prosesskoden /4/ er: Vanntap < 0,5 l pr. min. og m borhull i fjell ved foreskrevet trykk. For et 8 m langt borhull tilsvarer dette 4 l/min.

Ansvaret for oppspenningsarbeidet hadde underentreprenøren satt bort til Dywidag. Ved å "forspenne" pelen på denne måten fikk man en kontroll på at strekk-kraften tilsvarende oppspenningskraften i hvert fall var til stede.

Når det gjelder stålkjernepelene, var disse stort sett av dimensjon Ø150 mm. Der pelen står fritt i luft og vann er det som sagt foretatt en knekkavstivning ned til 4 m under sjøbunn. Stålkjernepelene er også satt med en forankringslengde i fjell på minst 8 m for å kunne ta opptredende strekk-krefter. For noen peler var det nødvendig å foreskrive full gjennomsveising av peleskjøtene for å få tilstrekkelig strekk-kapasitet.

Det er totalt rammet ca. 1.600 lm stålrørspeler og boret ca. 1.050 lm med stålkjernepeler.

SPUNTARBEIDER

Stabilitetsberegninger, spuntdimensjonering
I forbindelse med stabilitetsberegninger for det aktuelle prosjektet er følgende forutsetninger lagt til grunn:

- Det er benyttet effektivspenningsanalyse hvor man har valgt en midlere friksjonsvinkel mellom 33 og 36 grader, avhengig av om den betraktede skjærflate er vurdert hovedsakelig å gå i fyllmasser eller i leire. Jordens attraksjon er antatt lik 0.

- Det er foretatt beregninger for dagens situasjon henholdsvis med og uten nyttelast (1,6 x 30 = 48 kN/m^2) bak kaia. Med de valgte styrkeparametere får man beregningsmessige sikkerhetsfaktorer (materialfaktorer) av størrelsesorden 1,3 til 1,5 som synes rimelig.

- Det er forutsatt at fremtidig bunn foran kaia skal være på kote –12,3 m og at nødvendig mudringsdybde for å få plass til erosjonsbeskyttelse er ytterligere minst 2,5 m (0,5 m filterlag og 2,0 m steinlag). Det er så stilt som betingelse at den etablerte spuntvegg må oppta et tilstrekkelig jordtrykk slik at dagens beregningsmessige sikkerhet ikke forringes som følge av mudringen. Der hvor dybden til fjell er så liten at spuntveggen ikke får det nødvendige mothold i massene under mudringsnivå, er spuntnålene fordyblet i fjell.

- Beregningsmessig nødvendig fotdybde for spuntveggen er ca. 4 m, og nødvendig motstandsmoment $W_x = 2.250$ cm^3/m (S355). Beregningsmessig utovervirkende horisontallast mellom spunttopp og kai vil i mudringsfasen variere mellom 40 og 70 kN/m langs den aktuelle kaistrekning. Last som må opptas av dybler der spunten kommer ned på fjell, varierer mellom 200 og 240 kN/m.

- I nordre del av kaien vil det antakelig bli nødvendig med noe sprengning av fjell foran spuntfoten. Slik sprengning må gjøres meget forsiktig, og kan nødvendiggjøre spesielle sikringsarbeider i form av bolting og støping av en betongdrager langs spuntfoten.

I prinsippet kunne man begrense mudringsdybde og lengden av spuntnålene på søndre del av kaien ved å velge en erosjonsbeskyttelse bestående av for eksempel en betongfylt dukforskaling med tykkelse 150-200 mm. Det er imidlertid vanskelig å garantere at det ikke kommer til å skje undergraving og brekkasje på en slik konstruksjon, og det vil ikke være mulig senere å mudre tilstrekkelig dypt for plassering av en steinfylling. Med tanke på den generelle usikkerhet som eksisterer når det gjelder propellerosjon, har vi anbefalt den sikrere løsning med et lag av stein som kan kontrolleres og eventuelt oppjusteres etter behov. De maksimale bøyningsmomenter i spuntveggen opptrer på den søndre delen av kaien i selve mudringsperioden. Lengst mot nord hvor det eventuelt skal mudres til fjell, er beregningsmessig bøyningsmoment vesentlig mindre enn valgt dimensjonerende verdi. Tatt i betraktning at beregningsmessig bøyningsmoment over hele strekningen er meget beskjedent i tidevannssonen hvor korrosjonsfaren er størst, betyr dette at man har tatt tilbørlig hensyn til korrosjon.

Mudring for etablering av større seilingsdybde har ikke vært en del av dette prosjektet.

Som vist på spuntoppriss er spuntveggen rammet til kote –19 i det området der fjellet ligger dypere enn dette nivået. Spuntnålene har her en total lengde på 21,3 m. Arbeidet er utført med rigg både på kaia og med rigg på flåte/lekter. Det er benyttet både vibrolodd og fallodd ved spuntrammingen. I likhet med pelerammingen var det gjennomgående meget faste lag i grunnen som gjorde at spuntrammingen ble svært krevende. Vibroloddet ble brukt i innledende ramming av spuntnålene, mens det etter hvert var nødvendig å benytte fallodd for å få nålene ned til endelig nivå. Den harde rammingen gjorde at deler av spunttoppene ble kraftig deformert.

Spuntveggen ble rammet som en kontinuerlig vegg langs hele kaifronten. På hver side av fortøyningspunktene ble det i etterkant skåret ut en sliss i spuntveggen ned til kote –6. Dette var nødvendig fordi fortøyningspunktene ved fullt lastopptak får forskyvninger som ville gitt uønskede krefter i spuntveggen uten slissene.

Tross meget hard ramming er spunten gjennomgående blitt satt til planlagt nivå. Spunttoppen er støpt inn i kaidrageren, og det er ikke benyttet stag ved forankring av spuntveggen. Spuntveggen er fordyblet i fjell der fjelloverflaten ligger høyere enn kote –19.

Det er totalt rammet ca. 5.000 m^2 spunt.

OPPSPREKKING/NEDSYNKNING AV OMRÅDE BAK KAIA

Relativt tidlig i anleggsperioden registrerte man oppsprekking og delvis nedsynkning av et område inn mot veien i bakkant av kaia (Akershusstranda). Det ble umiddelbart satt i gang innmåling av punkter både i kaia og i veien bak kaia for å holde eventuelle bevegelser under oppsikt. I følge de gamle tegningene syntes oppsprekkingen å skje i det området hvor de vertikale ankerplatene for horisontal forankring av kaia var installert. I tillegg ble det registrert brudd på en vannledning samme sted. Skjevstilling på kummene kunne tyde på at det hadde foregått bevegelser i disse massene også i tiden før anleggsarbeidene startet opp.

I følge Havnevesenet har det vært et problem med innsynkning i bakkant av kaia i mange år. Det skal ha vært foretatt årlige justeringer med oppfylling og reasfaltering.

Vi fryktet selvsagt at dette kunne være indikasjon på en eventuell utglidning. Det ble foretatt en mindre avlasting i bakkant av kaia og enkelte av forankringsstagene ble frigravet nær kaia. Stagene syntes å være intakte, men flere av dem virket nokså "slappe" og uten særlig belastning/påkjenning. Det ble også foretatt en oppfylling med lette masser (lettklinker) i det området hvor nedsynkningen hadde vært mest markert.

Det viste seg at man også fikk nedsynkning av fyllmassene i bakkant av kaia ved Cruiseterminalen i forbindelse med peleramming like ved.

Det er grunn til å tro at man som følge av langvarig og hard ramming av forholdsvis store peler har hatt en omlagring og komprimering av massene i en fylling som antakelig er dårlig komprimert og av varierende kvalitet. Dette gir oppsprekking og nedsynkning av deler av arealet bak kaia. Vi kan heller ikke se bort fra at gammelt bolverk og støttekonstruksjoner i bakkant av kaia kan ha blitt påført skader som følge av pelerammingen.

FORANKRING AV KAI

For den eksisterende kaia er det kun rammet vertikale stålrørspeler (Ø500 mm). Disse har liten horisontallastkapasitet. Den horisontale belastningen på den gamle kaia tas opp ved hjelp av de omtalte forankringsveggene med stag til bakkant av kaiplata. Mye tyder på at disse forankringsveggene på enkelte partier ikke fungerer som forutsatt.

De nye fortøyningspunktene skal virke som selvstendige forankringsenheter og er bygget med både vertikale og skråstilte peler til fjell. Rundt betongfundamentene (mot det gamle kaidekket) er det etablert en fuge med bredde 7-8 cm for at fortøyningspunktene skal kunne bevege seg uavhengig av den eksisterende kaia. Det er ikke ønskelig at den eksisterende kaia skal ligge an mot de nye fortøyningspunktene.

Det er etablert nye pollere også på den gamle delen av kaia. For at ikke fortøyning utelukkende i disse punktene skal trekke hele den gamle kaia utover mot sjøen, har vi anbefalt overfor Havnevesenet at det blir foretatt supplerende sikring for å ta opp denne horisontallasten.

KOSTNADER

I forkant av dette prosjektet har Oslo Havnevesen gjennomført oppgradering av deler av de gamle kaikonstruksjonene ved påføring av sprøytebetong på undersiden og etablering av katodisk korrosjonsbeskyttelse.

Gjennomføringen av vårt prosjekt ble etter en åpen forhandlet tilbudskonkurranse tildelt AF Spesialprosjekt AS med en kontraktssum på snaut 20 millioner kroner ekskl. mva. Kostnaden for spuntstål og stålrørspeler er ikke inkludert i dette ettersom Havnevesenet selv tok anskaffelsesansvar for disse materialene.

Som følge av meget harde lag og dermed forsinkelser i fremdriften, ble det behov for å forsere arbeidene og sette inn mer ressurser. Dette har resultert i at prosjektet er blitt betydelig dyrere enn opprinnelig forutsatt.

STØY

Oppgradering av Søndre Akershuskai har vært en "tung" anleggsjobb i et typisk byområde. Arbeidene har i lange perioder utvilsomt vært meget belastende på omgivelsene. Måling av støy under arbeidene viste at det var vanskelig å holde seg innenfor kravene i Forskriftene og at det var nødvendig med dispensasjon fra disse.

For å imøtekomme klager fra naboene har entreprenøren utvist fleksibilitet med hensyn til tidspunkt for utførelse av spunt- og pelearbeider. I en periode var det stopp på disse arbeidene mellom kl. 12 og 15 på formiddagen for å gi dem som hadde sin arbeidsplass i skur 34/35 arbeidsro. Dette gjorde at entreprenøren måtte få anledning til å jobbe noe lenger utover kvelden som kompensasjon for tapet på dagtid.

Til tross for at det er mulig å foreta en viss skjerming rundt maskinene, og få mer støysvake rigger, er det opplagt at det ligger en stor utfordring til bransjen for å få redusert denne støyen ytterligere. Støyen er svært sjenerende og knapt nok akseptabel i et byområde i år 2002.

SLUTTKOMMENTAR

Selv om vanskelighetsgraden og "overraskelsene" under arbeidet antakelig viste seg å være større og flere enn man hadde forventet seg, er det på sin plass å gi honnør til både entreprenør (AF Spesialprosjekt) og byggherre (Oslo Havnevesen) for god gjennomføring av prosjektet. Det har vært en konstruktiv og positiv gjeng som har vært opptatt av å finne fornuftige løsninger og å få arbeidet utført innenfor en meget kort og hektisk byggeperiode.

Den formelle åpningen av "Nye Søndre Akershuskai" ble foretatt av avtroppende havnedirektør Per Mauritz Hanssen i forbindelse med at cruiseskipet Maxim Gorkiy klappet til kai 31. mai 2002 kl. 08.30.

REFERANSER

/1/ Oslo byleksikon, 4. utgave, Kunnskapsforlaget 2000

/2/ Norconsult AS:
Oppgradering av Søndre Akershuskai, Forprosjekt mars 2000

/3/ Peleveiledningen 2. utgave 1991, NBR

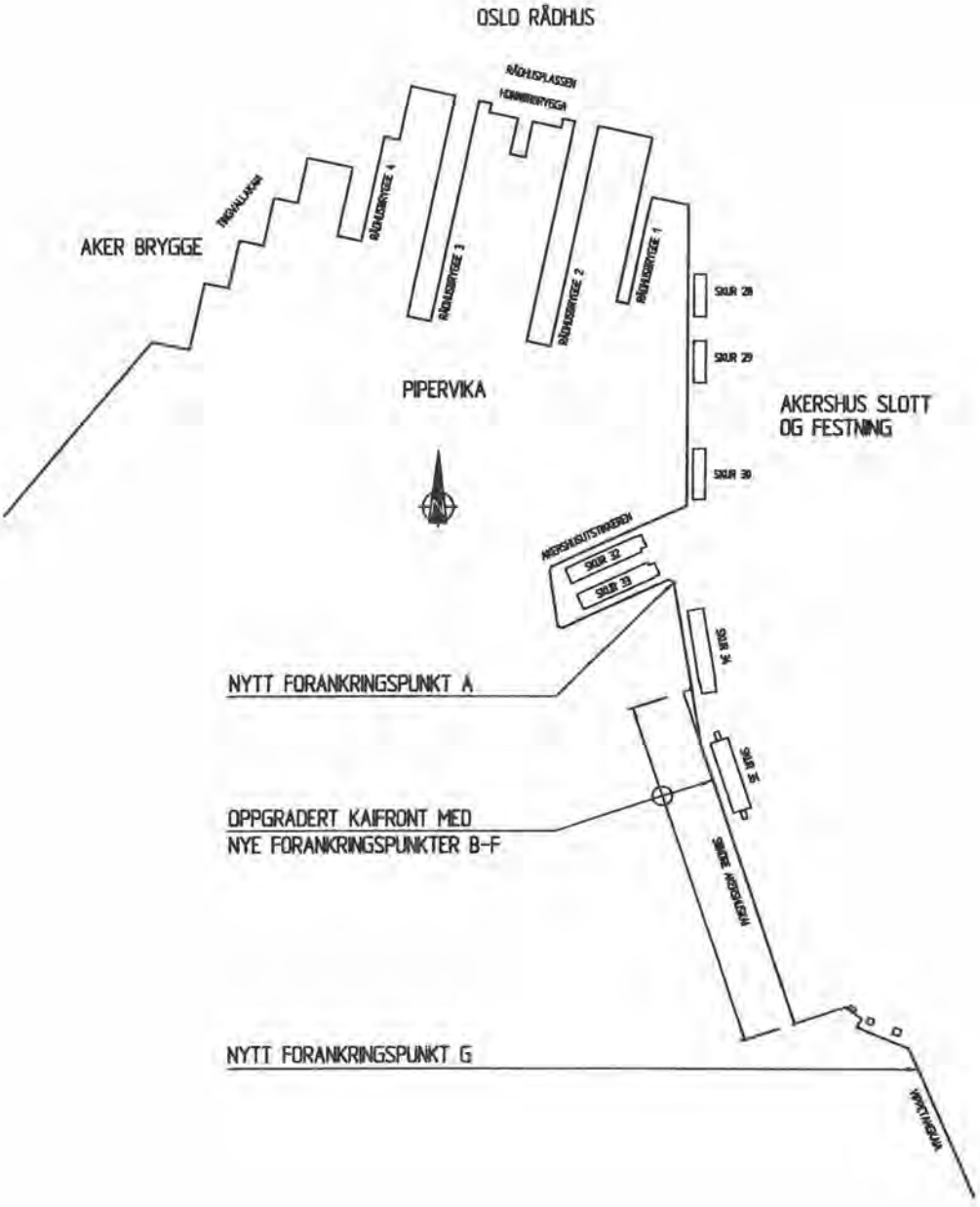
/4/ Statens vegvesen håndbok 026, Prosesskode –2, 1997. Hovedprosess 8

/5/ Noteby AS:
Søndre Akershuskai, PDA-måling den 24.04.2002

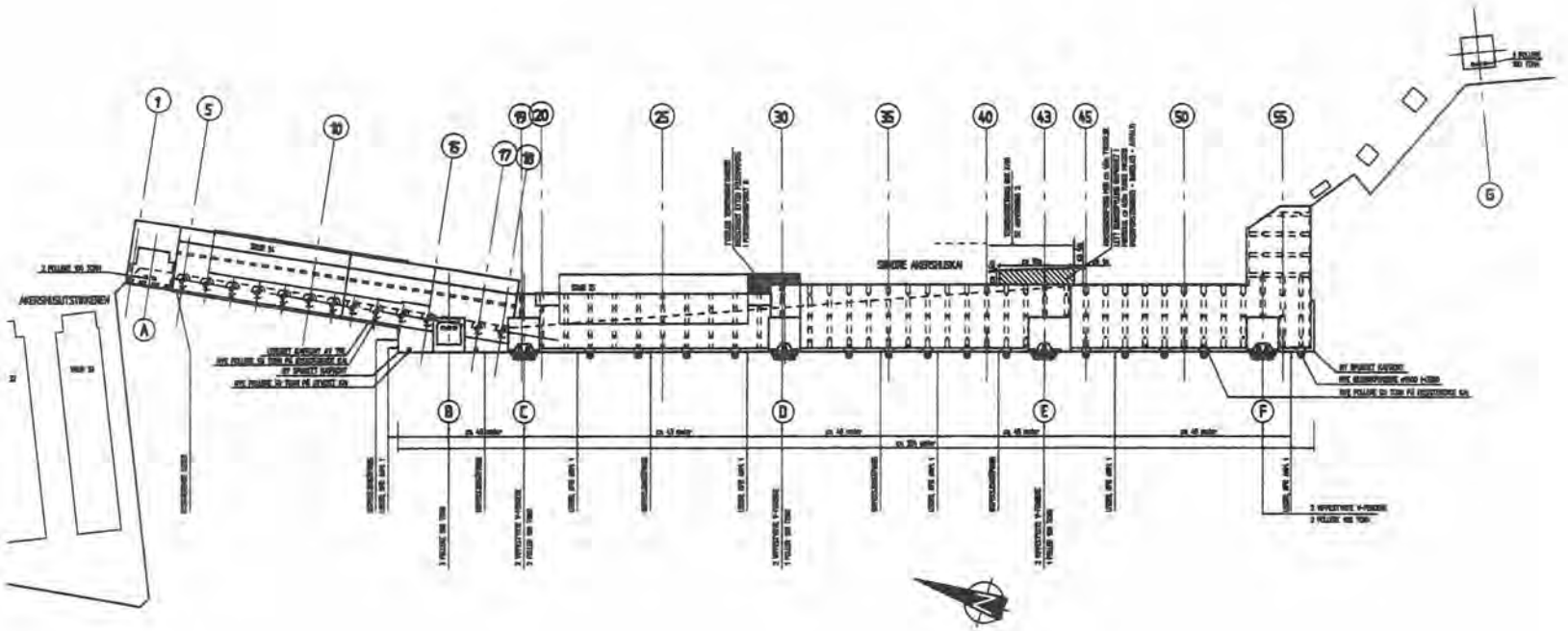
/6/ Samtaler og bidrag fra prosjektkollegaer: Gunnar Aas, Olav Haukvik, Torbjørn Valnes

VEDLEGG

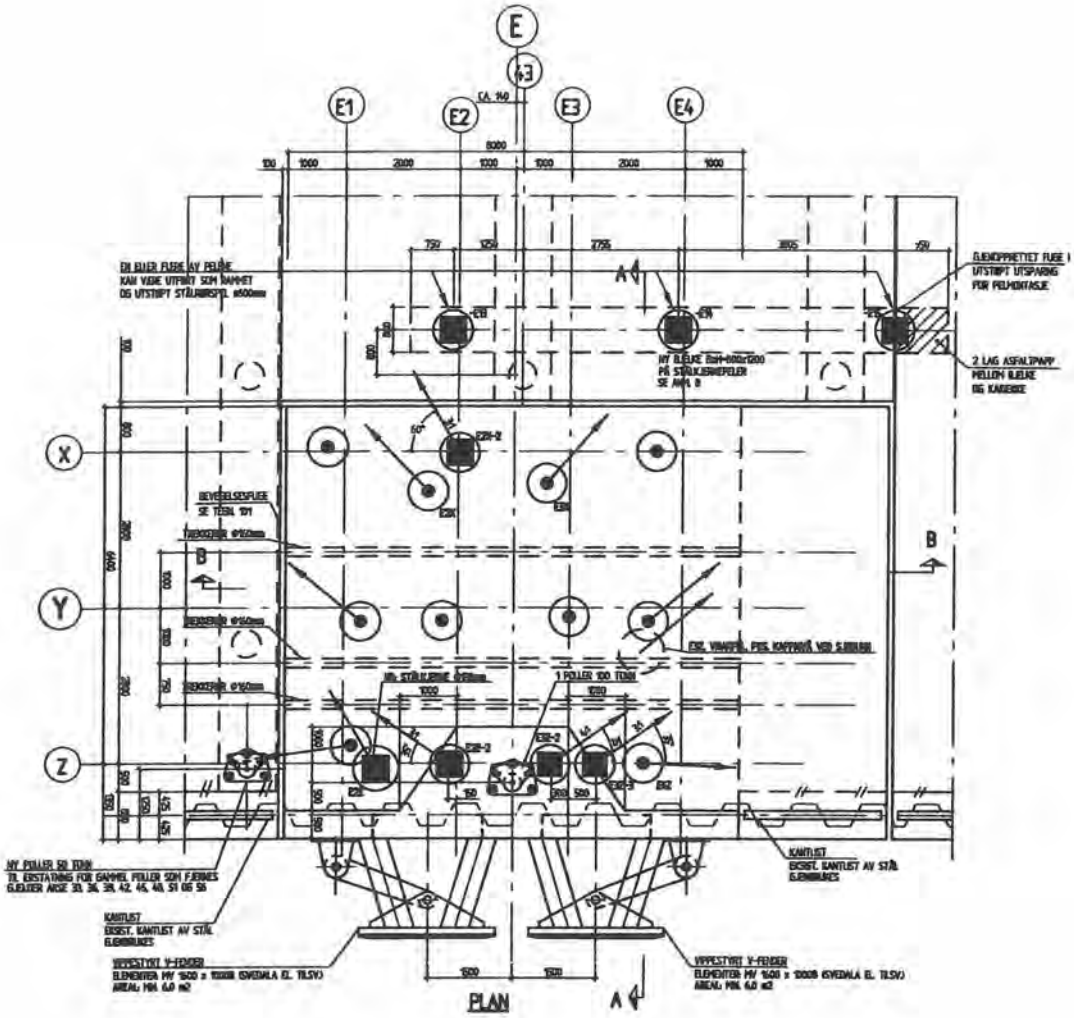
- *Oversiktskart*
- *Situasjonsplan, fortøyningspunkter (A-G)*
- *Fortøyningspunkt E, Plan*
- *Eksisterende kai med forankring, Snitt punkt E*
- *Fortøyningspunkt G, Plan*
- *Detalj pelespiss*
- *Spunt, Plan og oppriss nordre del*
- *Spunt, Plan og oppriss søndre del*

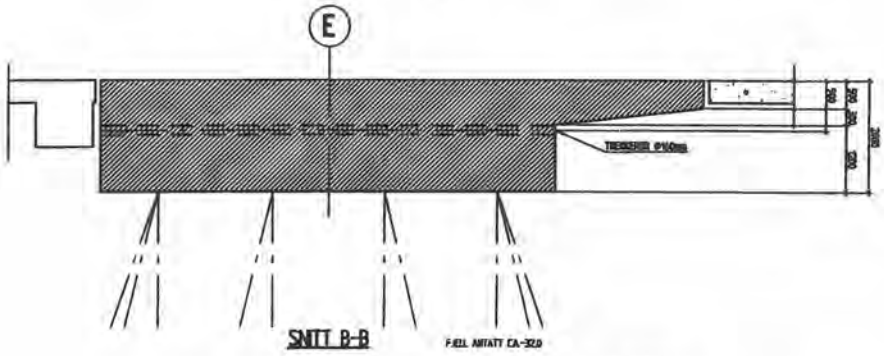


OVERSIKTSKART



SITUASJONSPLAN



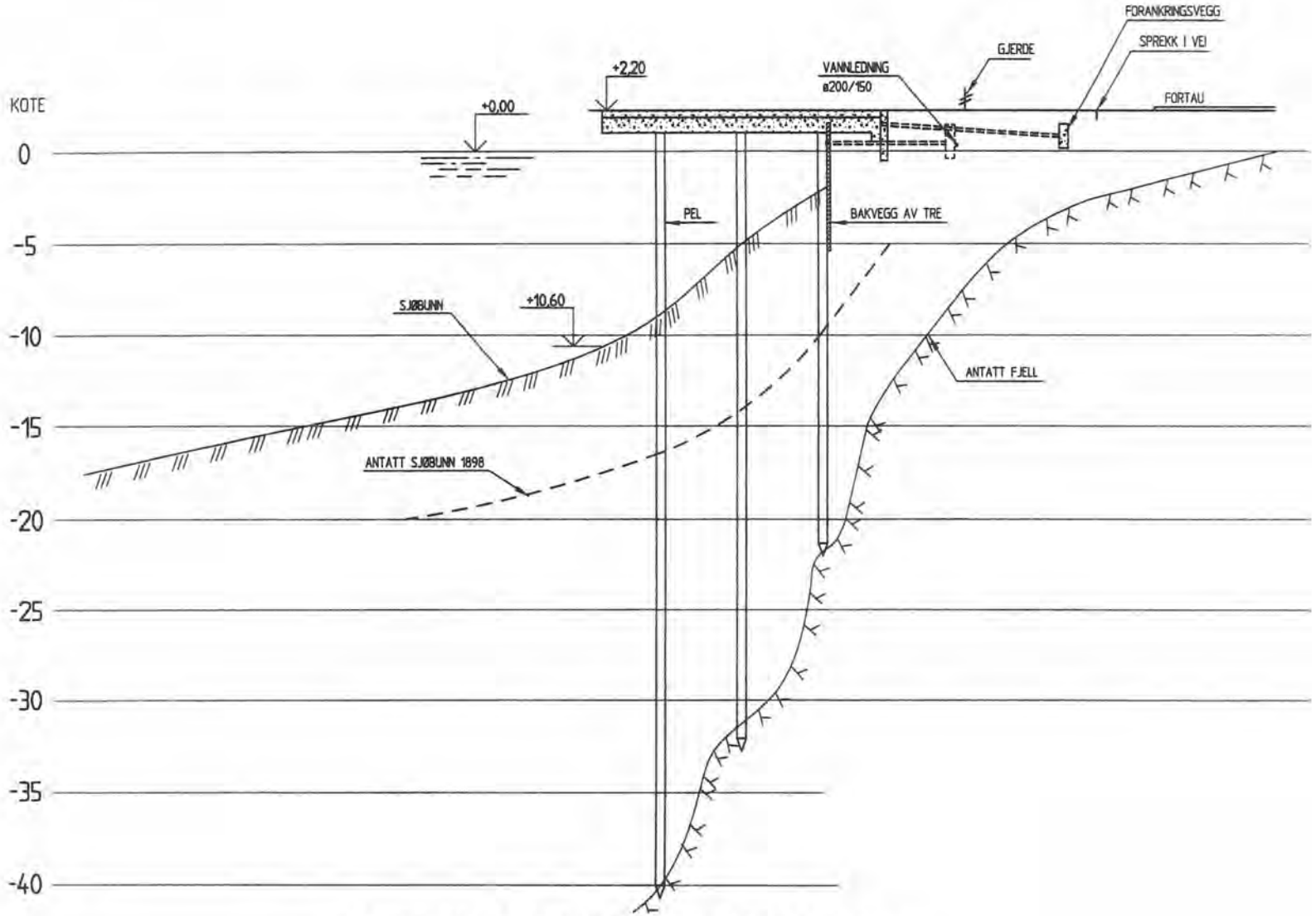


SYMBOLER :

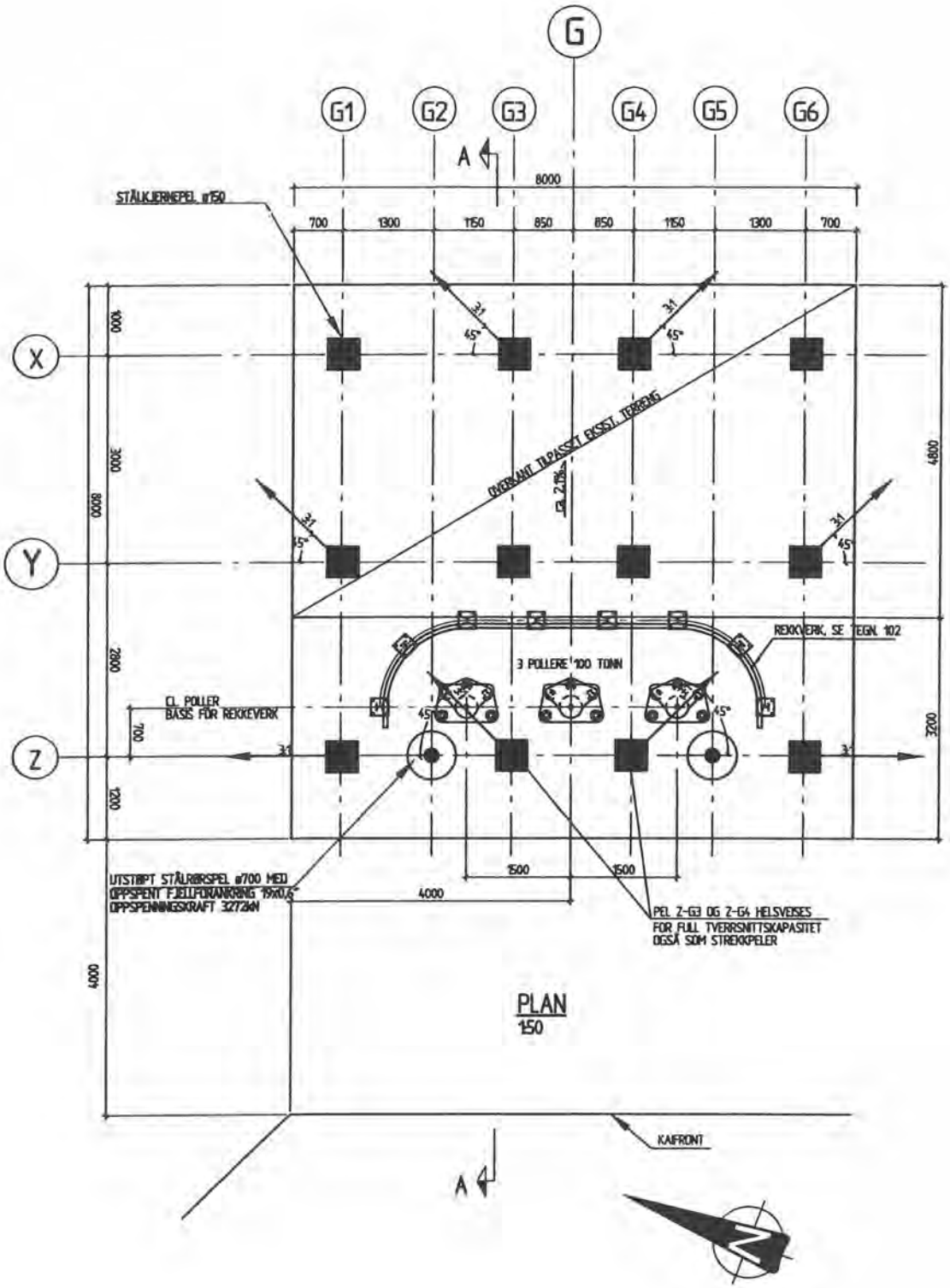
UTSTØPT STÅLRØRSPEL MED OPPSPENT FJELLFORANKRING IHT TABELL

STÅLKJERNEPEL ø150 MED UTSTØPT STÅLRØR ø700 NED TIL 4,0 m UNDER S.BJELKEN

FORTØYNINGSPUNKT E, PLAN

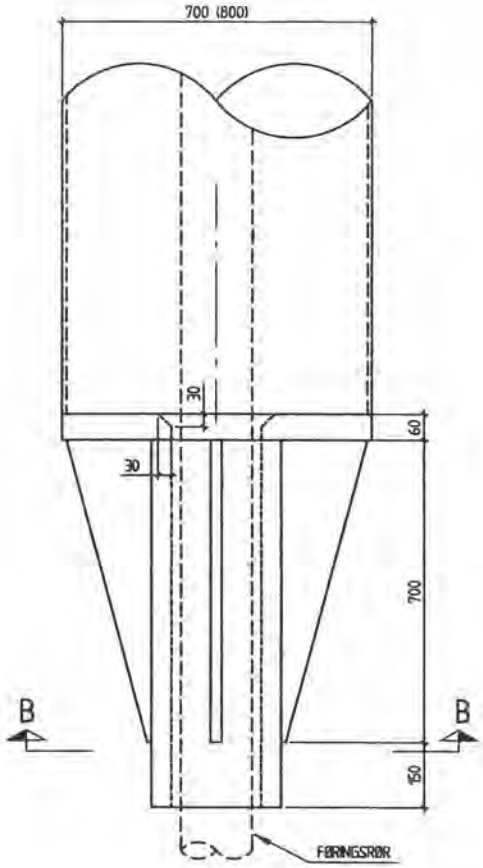


EKSISTERENDE KAI MED FORANKRING
SNITT, PUNKT E

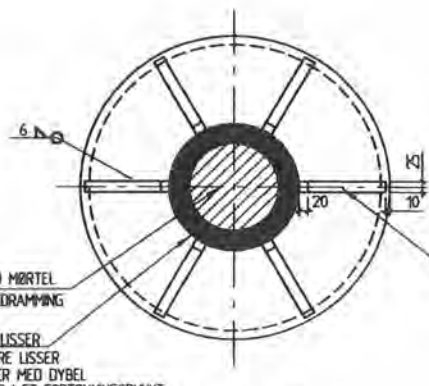


PLAN
150

FORTØYNINGSPUNKT G, PLAN



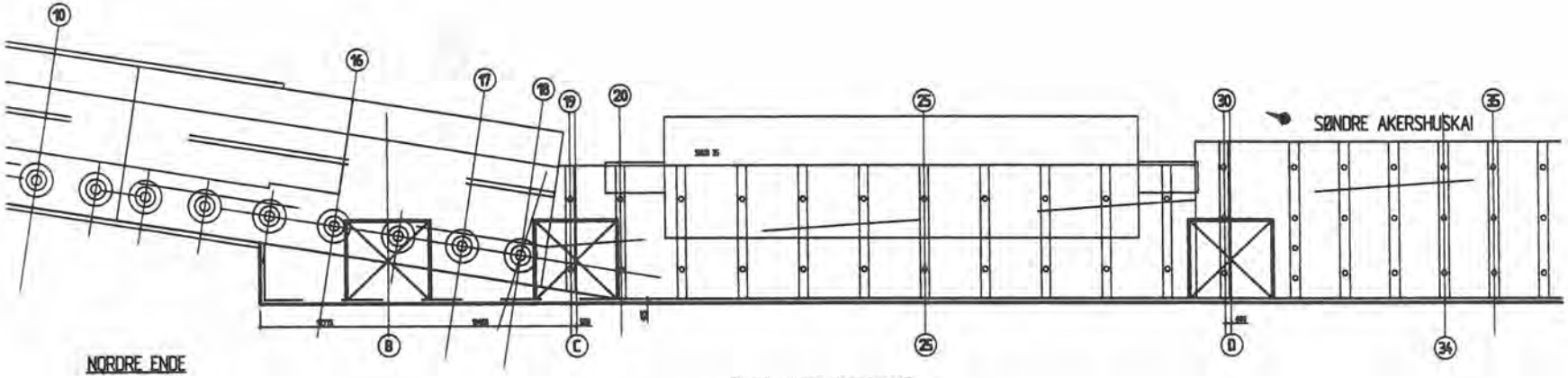
DETALJ PELESPISS FOR STÅLRØRSPELER



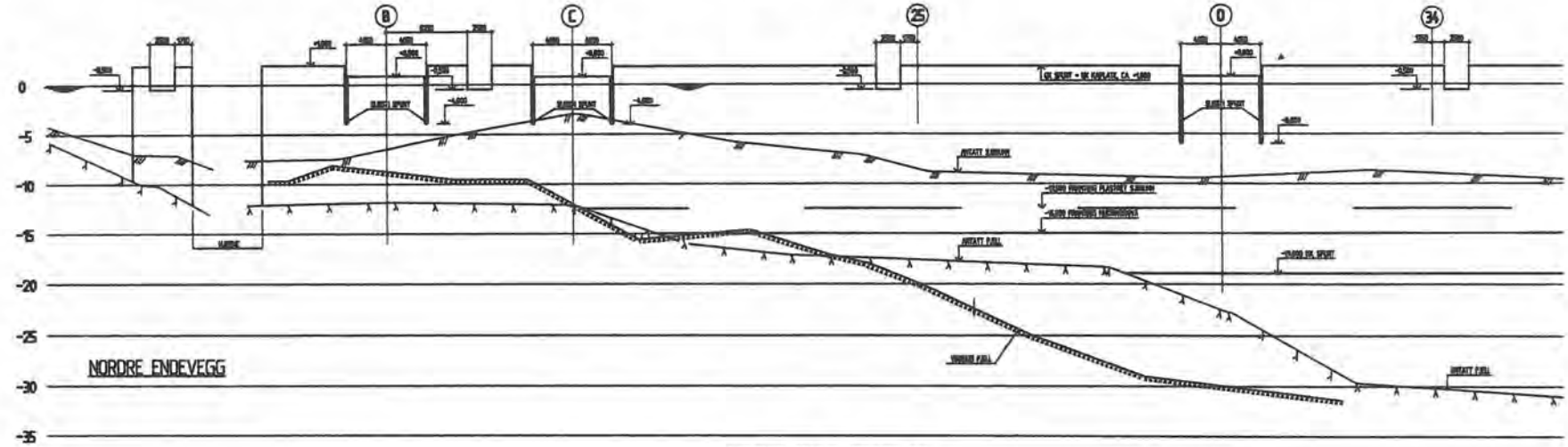
RØR ø292x45 FOR PELER MED 19 ELLER FÆRRE LISSER
RØR ø406,4x50,2 FOR PELER MED 21 ELLER FLERE LISSER
RØR ø194x25 FOR PELER UTEN SPENNSTAG ELLER MED DYBEL
RØR ø160x20 FOR ø700-PELER SOM IKKE INNGÅR I ET FORTØYNINGSPUNKT

SNITT B-B

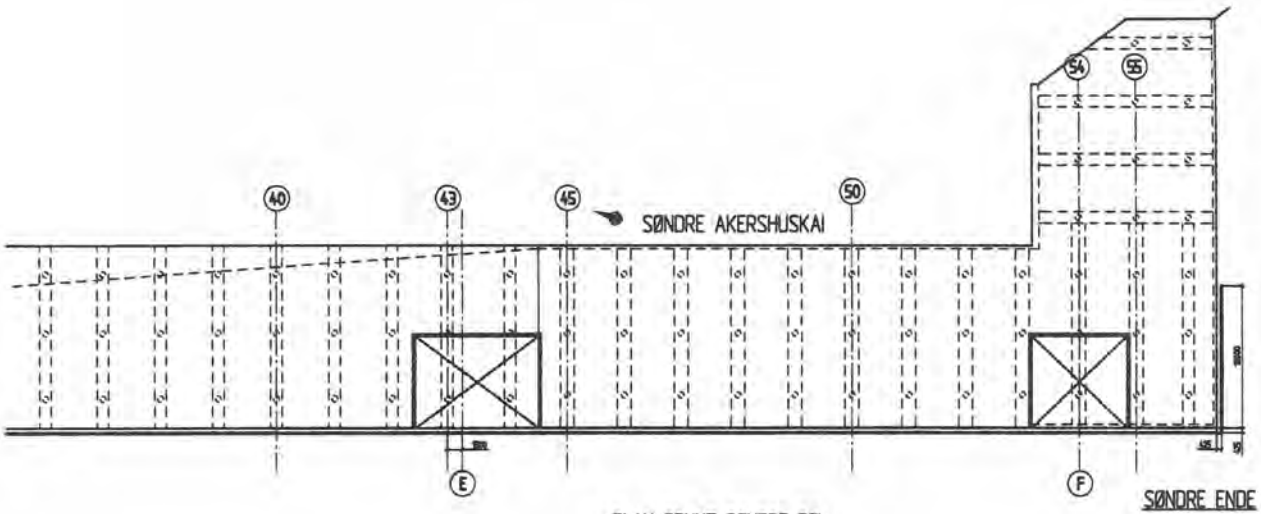
DETALJ PELESPISS



PLAN SPUNT NORDRE DEL
1:200

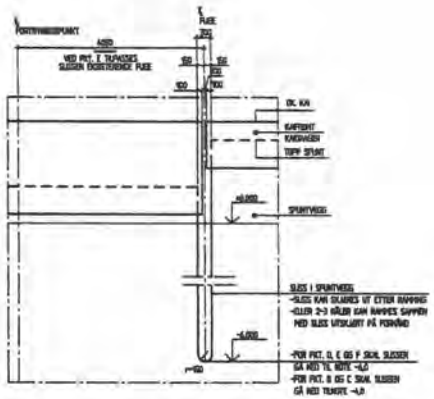


OPPRISS SPUNT NORDRE DEL
1:200

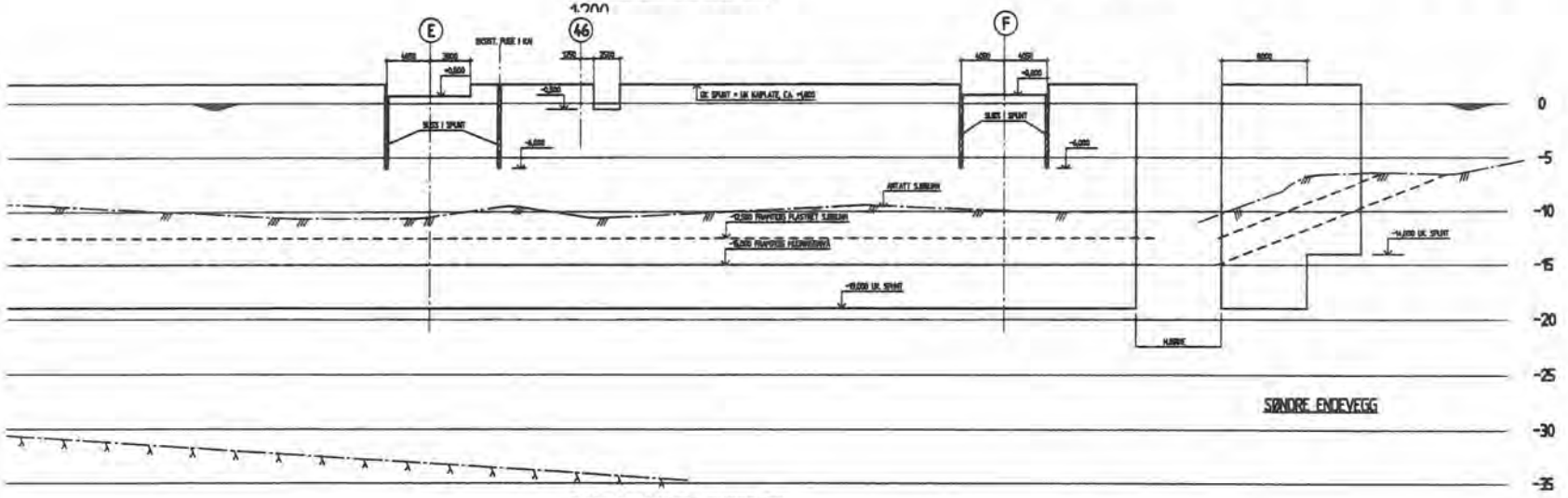


PLAN SPUNT SØNDRE DEL
1:200

SØNDRE ENDE



DETALJ TYPISK SLISS I SPUNT VED FUGE
1:50



SØNDRE ENDEVEGG

OPPRISS SPUNT SØNDRE DEL
1:200

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

GRUNNFORSTERKNING MED KALKSEMENTPELER - ERFARING FRA DE SISTE 10 ÅR

Soil improvement with lime/cement column – Experience from the last 10 years

Sivilingeniør Astri Eggen, NGI

SAMMENDRAG

Kalksementpeler har de siste 10 år blitt brukt en del i forbindelse med samferdselses- og bygg prosjekt. Basert på en grov inndeling med hensyn til anvendelsesområde utgjør stabilitet av skjæringer ca 33 %, stabilitet inn imot eller mellom spuntvegger ca 33 % og annen anvendelse utgjøre ca 34 %. Dette er tall for Norge. I Sverige blir metoden primært brukt for setningsreduksjon.

75 % av prosjektene hvor kalksementpeler er brukt ligger i fylkene rundt Oslofjorden og det er hovedsakelig i bløt leire med vanninnhold ca 40 % metoden blir brukt. I omtrent 67 % av prosjektene blir det brukt et blandingsforhold mellom kalk og sement på 50/50 %, i ca 20 % av tilfellene blir det brukt 25/75 % forhold og andre blandingsforhold i resten. Det er pelediameter 0,6 m som er den mest brukte.

Med hensyn til installasjonsutstyret har utbedringen de senere år primært gått på mer automatisering av installasjonen og bedre dokumentasjon (datalogging) av installasjonen. Det er fortsatt vanlig for den prosjekterende å beskrive installasjonsprosedyren framfor krav til stryke i pelene.

Kvalitetskontroll av homogenitet og styrke i ferdiginstallerte peler gjøres som oftest med omvent pelsondering (FOPS). Trykksondering (CPT) og prøvetaking gjøres også, men i mindre grad.

Med hensyn til kvalitet av pelene er det viktig at det utføres et tilstrekkelig godt innblandingsarbeide. Videre er vertikalitet og toleranser ved ansett viktig med hensyn til godt samvirke mellom pelene i en ribbe.

SUMMARY

Lime/cement columns have for the last 10 years been in use in communications- and building projects. In Norway the method is normally used for stability of cuttings (33 %), stability between sheetpiles (33 %) and other application 34 %. In Sweden this method is mainly used for reduction of settlements.

Seventyfive percent of the project with lime/cement columns are situated around Oslofjorden. Soil conditions normally consist of soft clay with water content of 40 %.

In 67 % of the projects the mixing ratio between lime/cement is 50/50 % and in 20 % the ratio is 25/75 %. The most used pile diameter is 0,6 m.

Mainly the equipment for installation has become more automated and the documentation of the installation has improved. Still it is normal to request a special installation procedure rather than specify sheer strain in the column.

The quality of the column will depend on the amount of mixing. The overall quality of the soil improvement will also depend on ensuring that verticality and tolerances are adequate to ensure joint action between the columns in a wall.

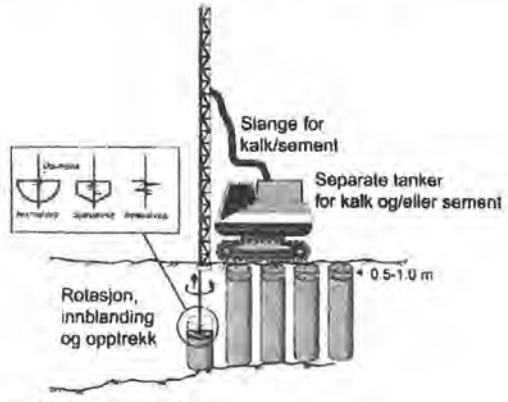
INNLEDNING

Dyp jordstabilisering ved innblanding av kalk i leire med visp og trykkluft, ble utviklet i Sverige på 70-tallet. Metoden har siden den gang blitt forbedret samtidig som den i stadig større grad har blitt tatt i bruk der en ønsker å forsterke relativt bløt grunn. Utviklingen har i det vesentlige bestått i at maskinene som utfører innblandingen har blitt kraftigere, mer automatisert og at en innblandingsmiddelet gjerne er en kombinasjon av kalk og sement (kalksementpeler). I det etterfølgende gjøres det et forsøk på å oppsummere det vesentligste av erfaringer som er gjort de siste 10 år.

Parallelt med den utviklingen som har skjedd i Norden har det også siden begynnelsen av 70-tallet foregått en tilsvarende utvikling av metoden i Japan. Denne artikkelen konsentreres om den utviklingen og bruk som har skjedd i Norden og da primært i Norge.

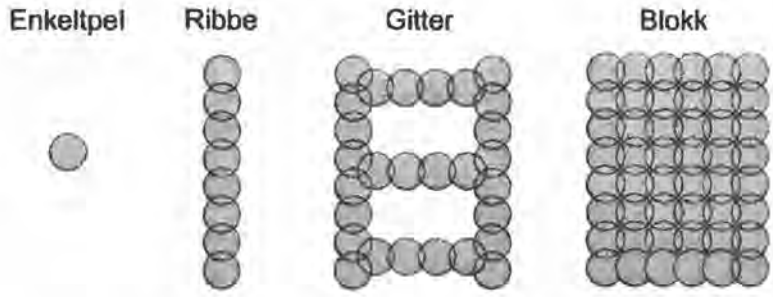
DEFINISJONER

En kalksementpel blir etablert ved at en visp dreies (føres) ned til underkant "pel". Der roteres og heves vispen samtidig som tørr kalk og/eller sement blir blåst ut i grunnen med trykkluft. Pelen avsluttes minimum 0,5-1 m under terrengoverflaten slik at ikke kalksement kommer ut i lufta. En kalksementpel er ingen "konstruksjonspel", men forsterket jord.



Figur 1: Installering av kalksementpeler

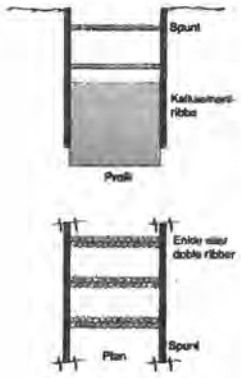
Pelene kan installeres som enkeltpeler (firkant- eller trekantmønster), ribber, gitter eller i blokker. Ved installering i ribbe, gitter eller blokk er det vanlig å installere pelene med 0,1-0,15 m overlapp for å oppnå samvirke.



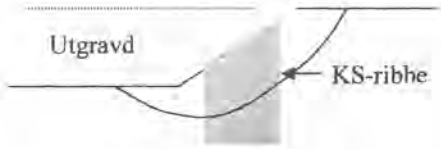
Figur 2: Vanlige installeringsmønster.

ANVENDELSE

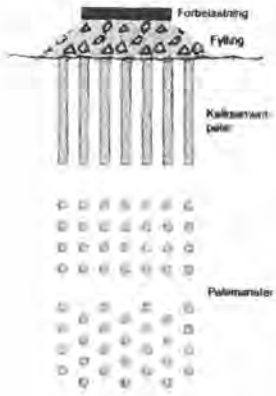
Kalksementpeler kan anvendes blant annet for å bedre stabiliteten, reduserer setninger, avstive jord for bedre side støtte eller som fundament, redusere vibrasjoner, fundament for anleggsveger, avstivning mot spuntvegger, grøfte stabilisering og utbedring etter ras. Ulike behov, erfaringer og tradisjoner har ført til at kalksementpeler blir brukt forskjellig i Norge, Sverige og Finland. I Norge er det mer vanlig å bruke kalksementribber for stabilitet av åpne skjæringer og ribber mellom spunt (avstivning og bunnopp pressing) enn i Sverige der kalksementpeler primært brukes som setningsreduserende tiltak. Finland ligger et sted mellom Norge og Sverige i områder de anvender metoden på.



Figur 3: Stabilisering mellom spuntvegger



Figur 4: Stabilisering for skjæring



Figur 5: Kalksementpeler for setningsreduksjon

Videre er kalksementpeler en metode som ofte er egnet når det har skjedd en utglidning i en byggegrop og en ønsker rask utbedring av skaden.

Metoden er primært egnet for stabilisering av bløt leire, men den kan også brukes i silt og i myr under forutsetning av at en tilpasser innblandingsarbeidet og innblandingsmaterialet. For silt er det viktig at en utfører tilstrekkelig innblandingarbeid og for myr anbefales sement framfor kalk.

Erfaringer fra ulik anvendelse

Ribber i byggegroper inn mot spunt. Dette er en anvendelse som er relativt mye brukt i Norge, men i Sverige er det noe skepsis til slik bruk. Pelene settes vanligvis i dobble ribber med overlapp på 0,1 m og det brukes oftest pelediameter på 0,6 m. En har hovedsakelig gode erfaringer med denne anvendelsen. Men der det er store krav til setninger av omgivelsene skal en være forsiktig med å forutsette at pelene virker helt inn til spunten. Det bør derfor forutsettes noe deformasjon i leire før ribbene begynner å

ta last. En kan bedre kontakten og kraftoverføringen med å sette noen ekstra peler mot spunten.

Hvis det er langt fra der maskinene står ved etablering av pelene og overkant stabiliseringsnivå (10m) er det eksempler på at pelene i ribbene spriker og ikke har overlapp. Dette er uheldig da det forutsettes at de skal virke som en ribbe. Bedre vertikalitet enn helningsavvik på 1:50 har vist seg vanskelig å oppnå ved vanlig produksjon. Det innebærer 0,2 m avvik på 10 m dybde. Eventuelle mottiltak er å øke overlappen, føre ekstra kontroll med installasjonen og prosjektere robuste løsninger.

Problemer med poretrykksoppbygging har vært en del diskutert i forbindelse med etablering av ribber i en byggegrop. Selve installeringsmetoden ved innblåsing av kalksement med trykkluft samtidig som en omrører jorda kan lett føre til økt poretrykk. Utførte målinger av poretrykk inntil ribber og i områder hvor det installeres mange kalksementpeler viser ulike resultater med hensyn til hvor mye poretrykk en kan forvente og hvor fort poretrykket jevner seg ut. Utførte målinger er ikke tilstrekkelig mange og ikke tilstrekkelig dokumentert til at en kan trekke helt klare konklusjoner. Men det er indikasjoner på at faren for poretrykk i bakken over tid er større der en ikke fører kalksementpelen helt opp til terreng, men avslutter den 3-5 m under terreng (blindboring). Måling av poretrykk ved ribber der en setter ribbene helt opp viser poretrykksoppbygging 1- 2 m fra ribba, og denne ser ut til å utjevne seg innen 1 til 3 uker etter installasjon. Erfaringene så langt er at en skal være oppmerksom på faren for poretrykksoppbygging. To tiltak som kan gjøres i forbindelse med installasjonen er å kjøre med så lite trykk som mulig ved installering, samt at en flytter seg litt rundt i byggegropen slik at poretrykket får tid til å jevne seg noe ut langs en ribbe før naboribben blir installert.

Skråningsstabilisering av skjæring er relativt mye brukt i Norge ved etablering av vei og jernbanetraseer, men lite brukt hos våre naboer i vest. Stabiliseringen skjer gjerne på relativt flatt terreng slik at pelene får tilstrekkelig tid til å herde før selve utgravningen skjer, likeledes at et eventuelt poreovertrykk får tid til å jevne seg ut. Erfaringene er hovedsakelig gode, men det er også eksempel på at stabiliseringen ikke har fungert etter forutsetningene.

Rent stabilitetsmessig får en oftest best nytte av kalksementribbene hvis de settes i aktiv sone. Men i en del prosjekter ønsker en å kombinere ribbene med stabilisering av trauet. Det innebærer at vesentlig deler av ribbene blir liggende i direkte eller passiv sone. Det er her viktig at en ikke glemmer å tenke geoteknisk, kalksementribber er ikke annet enn forsterket jord.

Det har også blitt framsagt teorier om at kalksementpeler fungerer som sylindriske skiver som ligger oppå hverandre (kronestykke stabel) og derfor har liten direkte skjærfasthet. Det er eksempel på skivedannelser i pelene, men det er mange flere eksempel på gode relativt homogene peler. Horisontal skivedannelse kan lettere oppstå i plastisk leire og silt der en bander jorda dårlig (høy stigning) enn i siltig kvikkleire eller ved god innblanding (lav stigning og visp med mange vinger). Med andre ord er det svært viktig at det gjøres et tilstrekkelig innblandingsarbeide. På dette området har det nok blitt gjort noen feil som til en viss grad har ført metoden noe i vannry.

Stabilitet av og setningsreduksjon under fylling. Det var under fyllinger svenskene primært begynte å bruke kalksementpeler. For setningsreduksjon settes vesentlig enkeltpeler, men ut i kanten av fyllingen kan det også brukes noe ribber av hensyn til stabiliteten. Denne anvendelsen har også vært en del i bruk i Norge, men i mindre grad enn de to anvendelsene som er nevnt ovenfor. Erfaringene fra denne bruken er vesentlig gode.

Stabilitet av naturlige skråninger. En skal generelt være svært forsiktig med å bedre stabiliteten av naturlige skråninger, som står med lav sikkerhet, ved hjelp av kalksementpeler. Hvis sikkerheten er lav kan poretrykksøkning ved installering være utløsende årsak til et ras. En skal være klar over at en får en svekking før en får en forbedring. Et annet forhold som også ofte viser seg å være tilfelle ved naturlige skråninger er at behovet for stabilisering ofte ligger så dypt at dagens utstyr har problemer med å nå dypt nok. Vanlig dybde for maskiner i dag er 15-20 m. Metoden kan brukes hvis en for eksempel midlertidig bedrer stabiliteten med motfylling under installasjonen. Eller at en går svært forsiktig fram ved stabiliseringen, måler poretrykk og flytter seg rundt slik at en ikke omrører store partier av gangen.

Stabilisering for grøfter. Kalksementstabilisering i grøftetrasser alene eller i kombinasjon med grøftekasser kan viser seg konkurransedyktig med hensyn til kostander sammenlignet med spunt. En oppnår stabilitet av grøftesidene og en stabil grøftebunn hvis en blokk stabiliserer. Men heller ikke her skal en glemme at det er forbedret jord en har med hensyn til sikring av folk med grøftekasse hvis grøftedyp og helning på graveskråningene/veggene skulle tilsi det.

Kalksementpeler brukt for reduksjon av vibrasjoner. Metoden er relativt lite brukt for å redusere vibrasjoner, men målinger utført både i Norge og Sverige viser at kalksementstabilisering kan bidra til å redusere vibrasjonene i grunnen. Pelene kan enten settes under jernbanen eller i gitter mellom sporet og eventuelle hus. Effekten er trolig størst hvis det grunnforsterkes under banelegeme framfor ved siden av. Dessverre har det vært problemer med å få utbyggere til å bekoste målinger som kan dokumentere effektene.

Forsterkning rundt og/eller under fundament. Blokkstabilisering rundt og under fundament har i relativt liten grad blitt bruk, men der det har blitt brukt har det hovedsakelig vært vellykket. Som eksempel kan nevnes avstiving rundt brufundament for å ta opp vindlaster i byggefasen.

Anleggsveier. En anvendelse som ofte er bruk i byggegroper eller trasere med bløt leire, er kalksementpeler som fundament for anleggsveier. Pelene etableres og over dem legges en jordarmering/duk og deretter et lag med stein. Dette har vist seg å fungere bra. Det som er viktig er at pelen er tilstrekkelig lange og at de ikke belastes som enkeltpeler. Det er eksempler på at området med peler har blitt belastet før etablering av vei eller før herdeprosessen er unnagjort noe som har ført til problemer ved videre arbeider.

Nødhjelp ved utglidninger. Dessverre har en eksempler på utglidninger i byggegroper med kvikkleire. Kalksementpeler har da vist seg som en god metode for å begrense skadene og relativt raskt tilbakeføre byggegrunnen til en stabil masse. En må være

forsiktig så en ikke forverrer stabiliteten ved at poretrykket økes. Rent praktisk har de største problemene ved slikt tilfeller vært tilgjengeligheten på borerigger.

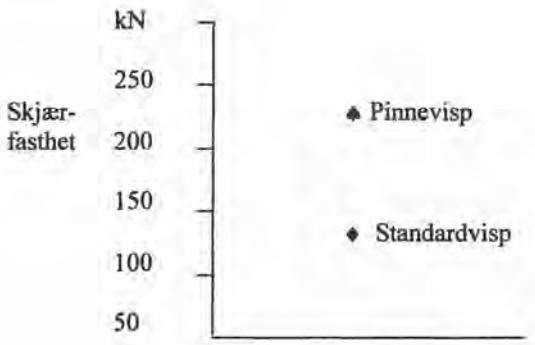
Generelt

Det som mer generelt kan sies om bruken av kalksementpeler i Norge er at metoden oftest anvendes for midlertidig tiltak eller at midlertidig (byggesituasjon) er den som er dimensjonerende. Dette gjelder spesielt for stabilitet, bunnopp pressing og støtte mot spunt. Der metoden brukes for vibrasjonsdemping og for setningsreduksjon er tiltakene ofte mer permanente.

ERFARINGER - STABILISERINGEN OG PELEMATERIALET

At en oppnår forventet kvalitet på kalksementpelstabiliseringen er svært viktig med hensyn til en sikker prosjektering og bygging. Hvilke erfaringer er gjort og hva bør en være spesielt oppmerksom på med hensyn til installasjon og kvalitet på pelematerialet?

Jevnhet av pelematerialet. Det er svært viktig at innblanding av kalksement blir gjort tilfredsstillende slik at en oppnår en relativt homogen pel. De forhold som er viktig for at en skal oppnå det er at kalksement blir blandet jevnt inn i pelen og at det blir gjort et tilstrekkelig innblandingsarbeide. Rent praktisk betyr det bruk av riktig installasjonsprosedyre. Det innebærer valg av visptype, omrøring ved nedføring av visp, rotasjon og stigning i forbindelse med innblanding av kalksementen, og jevn innsprøyting av kalksementen. Med hensyn til visptype har alle entreprenørene noe som ligner på "standardvispen". Denne vispen har tilnærmet vært den samme i 30 år og egner seg for en del grunnforhold, men den er ikke alltid tilstrekkelig. Eller sagt med andre ord, så lønner det seg svært ofte å bruke en visp som blander inn kalksementen bedre enn det standardvispen gjør. Forsøk gjort med ulike visper viser stor forskjell på oppnådd fasthet under ellers like forhold. Etterfølgende figur viser et eksempel på oppnådd skjærfasthet ved bruk at to ulike visptyper (pinnevisp og standardvisp). Alle andre forhold var de samme.



Figur 6: Standardvisp og pinnevisp. (Rotasjon 130 omdr/min, kalksement 105 kg/m^3).

Problemet med hensyn til visper er at alle entreprenørene har forskjellige visper, noe som gjør det vanskelig med hensyn til valg av visp og krav til denne. Selv om standardvispen kom dårligst ut i eksempelet ovenfor gjør den ikke alltid det.

Med hensyn til rotasjon har vi basert på forsøk kommet til at en rotasjon på 150 – 175 omdr/min ser ut til å være relativt optimalt. Det er basert på noen få forsøk der rotasjonen har blitt variert og oppnådd stryke har blitt målt, samt en god del bruk at denne rotasjonen i prosjekter hvor resultatene har blitt tilfredsstillende. Svenskene anbefaler noe mindre 100- 120 omdr/min i sin veiledning.

Stigning av vispen per omdreining er også svært viktig med hensyn til innblandingsarbeidet. Det har dessverre vært noen tilfeller der denne har blitt hevet, med argumentasjon av at vispen er bedre enn standardvispen og derved kan stigningen heves. Dessverre har dette vist seg at en i en del tilfeller har oppnådd dårlig kvalitet ved å gjøre det på denne måten. Med hensyn til stigning bør den ikke være over 25 mm/omdr. Vanligvis bør den ligge mellom 15 – 20 mm/omdr. for kalksementpeler. Der en har svært plastisk leire eller mye silt bør det vurderes om den ikke bør senkes ned til 10 mm/omdr. dette for å oppnå tilstrekkelig innblanding. En bør være svært forsiktig med å øke stigningen basert på annen visptype. En eventuelt bedre visp bør heller tas ut i bedre kvalitet på pelematerialet.

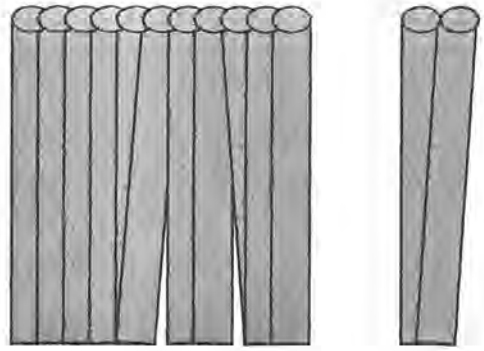
Foruten at selve innblandingen skal gjøres jevnt er det viktig at også kalksementen kommer jevnt inn og i riktig blandingsforhold. Her er det fortsatt noe forskjell mellom de ulike maskinene. De antatt beste maskinene har egen vekt for hvert innblandingsmiddel slik at en har kontroll på blandingsforholdet. Videre er det kontroll med trykkluft. Boreprotokollen viser oftest innblandingsmengde pr 10 cm.

Tradisjonelt har det vært lagt liten vekt på hvordan vispen føres ned i bakken til underkant pel. I forbindelse med nedføring av vispen bør en vurdere om det er hensiktsmessig å benytte sjansen til omrøring av jorda slik at en kan oppnå en bedre innblanding på vei opp. Effekten er trolig størst i lite sensitivt og relativt fast jord.

Fasthetsøkning. Det er også indikasjoner på at en må over en viss innblandingsmengde for at en skal oppnå fasthetsøkning. En skal være forsiktig med å blande inn mindre enn 80 kg/m^3 med innblandingsmiddel (kalk/sement) og normalt bør en ligge på ikke mindre ca 100 kg/m^3. Dette avhenger selvfølgelig av hva en ønsker å oppnå.

Vertikalitet og plasseringstolleranse. Der pelene skal stå i ribber, gitter eller i blokk er en avhengig av et godt samvirke mellom de ulike pelene. Normalt settes det krav til en overlapp på 10 cm og en maksimal helning på 1:50. Det er utført måling med inklinometer inne i vispen på enkeltpel og målingen viste helning på 1:65. Rent praktisk antas at bedre resultat enn det er vanskelig å oppnå for enkeltpeler. Når peler settes med overlapp så har en sett tendenser til at vispen trekkes mot den allerede omrørte sonen. Det vil si at pelene går mer inn i hverandre dypere ned en kommer. Praktisk konsekvens av det er at dobble ribber kan bli enkel ribber med dobbel innblanding på 15 m dyp. Dette er observert i skjæringer og ved setting av forsøkspeler inntil hverandre. Helningskravet på 1:50 blir neppe holdt i slike tilfeller.
På bakgrunn av dette bør en vurdere å sette enkle ribber med halv avstand isteden for dobble ribber der en skal bedre skråningsstabiliteten fordi en oftest har behov for styrkeøkning et stykke ned i bakken. Mellom spunter kan det fortsatt være

hensiktsmessig å sette pelene som dobble ribber da det er øverst en har mest behov for styrke og bredde.



Figur 7: Vertikalitet av pelene viktig for at en skal få et godt samvirke.

Grunnforholdenes betydning. Steiner i grunnen har ført til brekkasje og stor slitasje på boreutstyr. Vanlige geotekniske grunnundersøkelser kan ha vanskelig for å avsløre steinet grunn da det skal mye til at sonderinger treffer på enkeltsteiner. Hvis de gjør det avmerkes det sjelden på borekort. De stedene en har kommet borti mye stein i leirgrunn er gjerne i nærheten av raet. En bør derfor være spesielt oppmerksom på dette hvis geologien tilsier at det kan være stein i grunnen.

Videre er det viktig å ta hensyn til variasjon i grunnforhold innen et området. Det er mulig å tilpasse innblandingsmengde og innblandingsarbeide etter grunnforholdene til ulike områder. Hvis det er variasjon i lagene vertikalt må en for de fleste maskiner stabilisere etter det laget som behøver mest stabilisering. Entreprenørene holder på med å utbedre maskinene slik at det skal bli mulig å blande inne forskjellig mengde materiale for ulike jordlag, men en kan ennå ikke forutsette at det er mulig.

Skaftets fasong. Det er noen maskiner som har sirkulert skaft og andre har firkantet skaft. Med hensyn til oppbygging av poretrykk er det framsatt teorier om at det er fordel med firkantet skaft for da blir det en luftspalte som trykklufta kan komme ut langs. Dette høres fornuftig ut, men dokumentasjon for dette mangler.

Blindboring. I noe tilfeller der en ikke har behov for styrkeøkningen helt opp til terreng gjøres ofte blindboring, det vil si at en avslutter innblanding av kalksement et vist nivå under terreng. Det innebærer at jorda blir omrørt, men en får ingen kjemisk strykeøkning. En skal være oppmerksom på at dette jordlaget da er svekket både med hensyn til bæreevne for maskiner og setnings/stabilitetsegenskaper.

PROSJEKTERING

I forbindelse med prosjektering av kalksementpeler er det viktig å ta med seg de erfaringer som er gjort.

Grunnforhold. I forbindelse med prosjektering er det viktig at grunnforholdene blir tilstrekkelig kartlagt med hensyn til jordartsegenskaper, jordlag, fjellnivå (helning) og poretrykk. Det er også viktig at forandring i jordegenskaper langs en vei eller jernbanestrekning også blir tatt med i vurderingene. Det er eksempel på at testpeler har blitt satt ett sted og installasjonsprosedyre har blitt valgt på grunnlag av det. Men så har det vist seg at grunnforholdene varierte så mye over strekningen at en burde ha justert installasjonen noe mer etter grunnforholdene.

Dokumentasjon av virkning ved innblanding. I forbindelse med prosjekteringen bør en alltid dokumentere at en ved innblanding med kalksement får en betydelig fasthetsøkning. Det er ytterst sjelden at en ikke oppnår en betydelig fasthetsøkning, men det bør likevel sjekkes.

Geoteknisk tankegang. I forbindelse med prosjekteringen er det viktig at en fortsatt har en geoteknisk tankegang der en tar hensyn til at kalksementpeler er forsterket jord og at denne skal samvirke med omliggende jord og eventuelt konstruksjon. Det er viktig at en prøver å oppnå ønsket skjærfasthet. Det er ikke alltid at det er hensiktsmessig med høyest mulig fasthet. Det kan for eksempel være at noe lavere fasthet og bedre samvirke kan være det optimale.

Kontrollprogram. I forbindelse med prosjekteringen og utarbeidelse av teknisk beskrivelse bør det også utarbeides et program for kontroll av pelene. Denne kontrollen bør gå både på installasjon og etterprøving av pelene.

KVALITETSKONTROLL AV PELENE

Kontroll av kvalitet på kalk og sement

For at en skal oppnå et godt resultat er det viktig at kalk og sement som brukes er av riktig kvalitet og at den er tørr. Det kan også brukes andre innblandingsmiddel, men det er ikke vanlig.

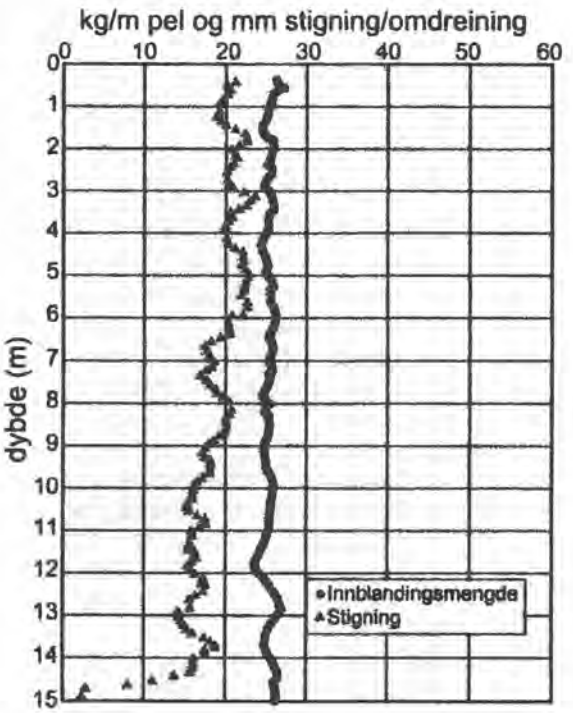
Vanlige krav til innblandingsmiddelet er:

Kalk:	Brent kalk	Sement:	Standard Portland
	Kornstørrelse 0-0,2 mm		Kornstørrelse 0-0,2 mm
	CaO-a innhold >80 %		Flytbarhet >40
	Flytbarhet >70		

Flytbarhet er et mål på hvor godt pulveret flyter gjennom rør og munnstyrker. (Det bestemmes ut ifra hvor stor del av kalk/sementen som passerer en sikt med maskevidde 0,5 mm etter et fast antall ristinger).

Kontroll av installasjon

I forbindelse med selve installasjonen er de viktig at peleplassering og vertikalitet kontrolleres. Andre installasjonsdata er innblandingsmende (kg/m pel), rotasjonshastighet (omdr./min), stigning (mm/omdr.) og lufttrykk. Eventuelt også data fra nedføring av vispen. Det er viktig å sjekke at det ikke er systematiske feil som dårlig innblanding i visse lag eller lignende. En avvik innen 10 % på innblandet kalksement er vanlig. De fleste entreprenører har i dag et relativt godt automatisk dokumentasjonssystem for de ulike parameterne. Det kan variere litt hva de normalt legger ved en peleprotokoll, så det kan være behov for å spesielt spesifisere det en ønsker.



Figur 8: Eksempel på diagram som viser innblandingsmengde og stigning for en kalksemenpel

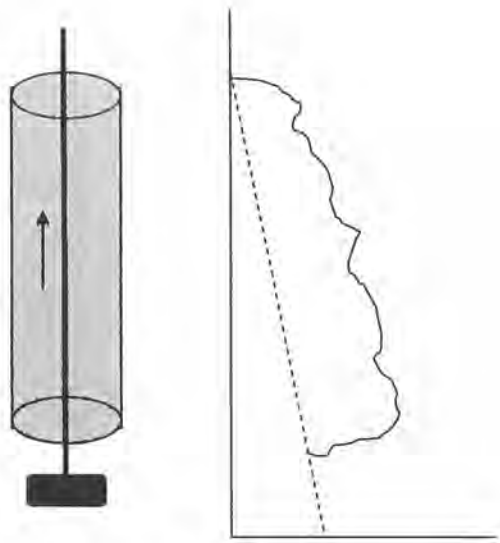
Kontroll av ferdig installert pel

Det anbefales normalt å kontrollere 1-2 % av ferdig installerte peler med hensyn til jevnhet og skjærfasthet. Den mest vanlige kontrollformen er ved forinstallert omvendt pelsondering (FOPS). Prinsippet for dette er vist i figur 9. En vinge trekkes gjennom

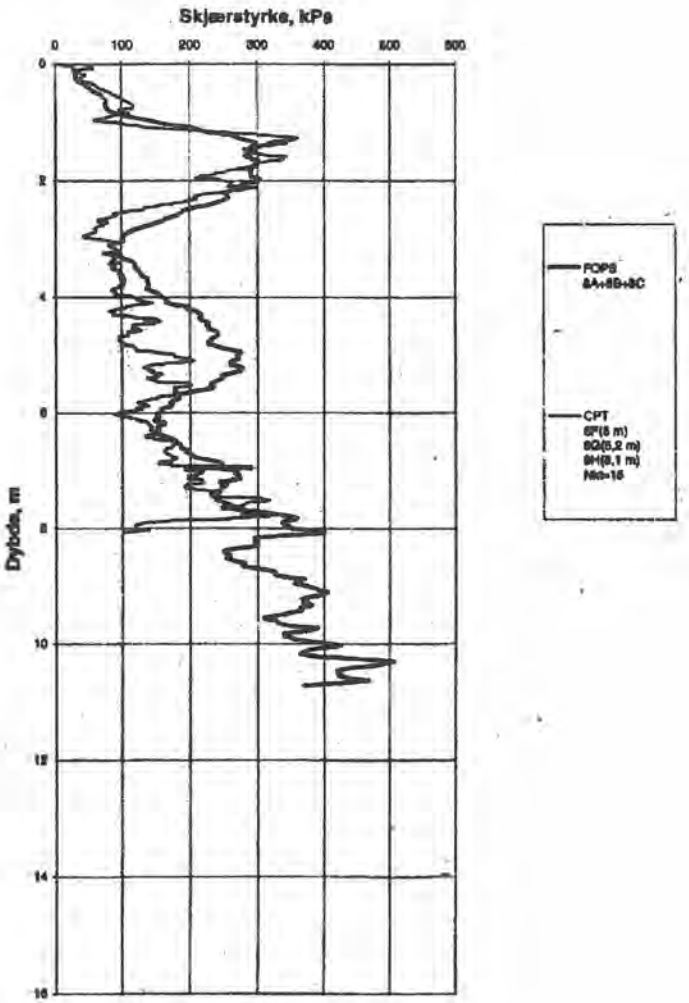
pelen og motstanden måles. Ved denne metoden kan en relativt greit kontrollere om fasthetsøkningen er relativt jevn i pelene og omtrent hvilken fasthet som er oppnådd. Svakheten med metoden er at sonden installeres i forbindelse med etablering av pelen, noe som gjør at entreprenøren vet hvilke peler som skal kontrolleres, samt at en ikke har mulighet til å øke prøveantallet etter installasjon. Videre er det en begrensing på hvor faste peler denne sonen lar seg trekke gjennom. Skjærfasthet over 250 kPa kan være vanskelig å dra gjennom, samt at det er indikasjoner på at ved høye fastheter gir FOPSen for høye fastheter.

Av andre metoder er trykksondering (CPT) i pelen. Ved enkeltpeler med liten diameter kan sonden gå ut av pelen, eller ved svært faste peler kan det være vanskelig å sondere. Fordelen med denne metoden er at den er rask (eventuelt kan en kjøre flere sonderinger hvis sonden går ut av pelen) og en kan velge hvilke peler som skal kontrolleres i ettertid. I forbindelse med tolking av CPT har vi brukt $N_{kt} = 15$. Det er kanskje litt konservativt. $N_{kt} = 13 - 14$ er kanskje riktigere, men vi har ennå ikke nok data til at vi tar sjansen på det i praktisk bruk.

Da fasthetsøkningen i pelene kan bli meget god, er det ofte lurt å trekke noen FOPSer og kjøre CPT kun etter noen få dager. En får da ikke 28 døgns fastheten, men en får en god indikasjon på jevnhet i materialet og en indikasjon på fasthetsutviklingen.



Figur 9 : Prinsipp av omvent kalkpelsonde som trekkes opp gjennom pelen. Til høyere skjærfasthetskurve i pelematerialet (stiplet skrek for leire).



Figur 10: Sammenligning av FOPS og CPT sonderinger i kalksementpeler. Det er her brukt N_{kt} = 15 for CPT. Det er gjennomsnittet for tre FOPSer og tre CPTer i peler som er satt med sammen for sammenligning.

Pelene kan også kontrolleres ved prøvetaking. Men på grunn av at pelematerialet er litt i fasteste lagtet for geotekniske prøvetakere og litt for bløtt for betong eller fjellprøvetakere, har det vist seg noe vanskelig å få gode prøver. Er pelene gode får en fine prøver med "fjellprøvetaker" (eventuelt modifisert, tre vegger) med spyling. Det er også gjort forsøk med å ta prøver med 54 mm prøvetaker like etter at pelene er satt og deretter la prøvene herde inne i sylinderne.

KOSTNADER

Kostnadene for kalksementpeler variere litt ut i fra størrelsen på prosjektet. men generelt har prisene holdt seg relativt lave. Det innebærer at metoden svært ofte er konkurransedyktig sammenlignet med alternative metoder.

Anslagsvis koster det 220 – 300 kr/m^3 leire å stabilisere med kalksementpeler. Kostnadene for kalk og sement utgjør omtrent halve prisen.

NY EUROPISK STAND FOR INSTALLASJON AV KALKSEMENTPELER

Det er under utarbeidelse en ny europeisk standard for installasjon av kalksementpeler (Deep mixing). Utkastet er ferdig og den er nå i en høringsfase. Denne standaren tar for seg både tørr innblanding og våt innblanding i jord. Standaren setter krav til planer og dokumentasjon i forbindelse med installasjon av kalksementpeler. Den vil forhåpentlig bidra til en høyrer kvalitet på produktet.

FRAMTID

Med hensyn til framtidig utvikling er det viktig at en nyttegjør seg av forbedringer som gjøres og at de krav en setter for kontroll blir gjennomført. Det har dessverre vært litt for mange eksempler på at billigste entreprenør har blitt valgt selv om vedkommende ikke har hatt tilstrekkelig med utstyr og kompetanse til å tilfredsstille de krav som er satt i beskrivelsen.

Det har hittil ikke vært vanlig å sette pelene i sjøen. Ved en del prosjekter har dette blitt vurdert, men så vidt vi kjenner til er dette ikke gjort i Norge ennå. Det skal ha vært gjort i Sverige på meget grunt vann.

Stabilisering av forurenset grunn på land eller på sjøbunnen er kanskje også noe for framtiden.

Stabilisering med sementslurry isteden for tørrstoff kan også bli mer aktuelt. Dette er prøvd i Finland.

REFERANSER

/1/: Kalk-och kalksementpelare. Vägledning för projektering, utförande och kontroll. Svenska Geotekniska föreningen.

/2/: Work shop, Tokyo 15-16 oktober 2002.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

CFA-PELER BRUKT SOM STØTTEMUR
PROSJEKTEKSEMPEL FRA ALNAFOSSEN KONTORPARK, BRYNSENG

Sivilingeniør Andreas Berger / Sivilingeniør Arne S. Simonsen
NOTEBY AS

Sammendrag

CFA-peler (Continuous Flight Auger – piles) er en type borede pilarer som er mye brukt i utlandet, men som tidligere ikke er benyttet i Norge.

CFA-pelene etableres ved at man "skrur" en hul auger ned til ønsket dybde. Samtidig som augeren trekkes opp, fylles hullet med betong gjennom den hule augeren og under trykk og slik at man ikke i noen fase får et hulrom i jorda. Etter at augeren er trukket opp presses en armeringskurv ned i pelen, og man får en armert betongpilar.

Metoden er best egnet i steinfrie faste jordarter. Store steiner vil medføre problemer med boringen ved at pelen vil forskyve seg ut av posisjon, eller at boringen stopper. Steiner med størrelse inntil ca. 1/3-del av pelediameteren kan imidlertid aksepteres selv om disse også kan gi avvik i retthet. I bløt leire vil det være usikkerheter knyttet til hvordan pelen blir. Leire kan blandes inn i betongen, eller betongen kan fortrenge leire også utenfor det augrede hullet og skape problemer for en senere etablering av nabopeler.

CFA-pelene benyttes som fundamentering til vertikalbæring, eller som en pilarvegg slik som for prosjektet Alnafossen kontorpark, Brynseng.

Summary

CFA-piles (Continuous Flight Auger – Piles) is a pile type widely used abroad, but never before in Norway.

CFA-piles are establised by drilling a continuous flight auger to the required depth. Concrete under pressure is pumped down the hollow stem whilst the auger is steadily withdrawn. This procedure prevents voids in the soil during installation. A reinforcement cage is inserted immediately after withdrawal of the auger.

The method is suitable in firm soils without stones. Large cobbles or boulders may cause problems during drilling the auger. Refusal may be met or the pile pushed out of position. Cobbles/boulders up to 1/3 third of the pile diameter can normally be accepted. However even such stones may cause deviation from theoretical position of the pile. There are uncertainties with respect to the quality of CFA-piles installed in soft clay. Clay may be mixed with concrete. Concrete can also displace the clay outside the uncased hole, causing problems with the neighbouring piles installed later.

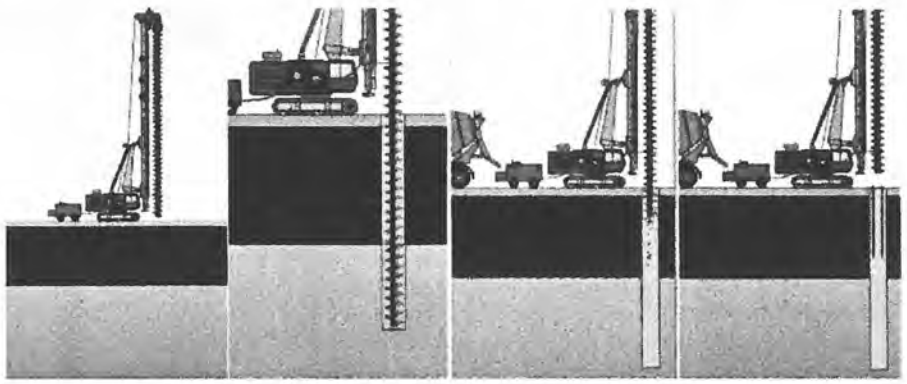
CFA-piles are used as foundation piles for axial loading or as a pile wall. An example is the supporting wall for the Alnafossen Office Park project in Oslo.

CFA-peler

CFA-peler (Continuous Flight Auger – piles) er en type borede pilarer som er mye brukt i utlandet, men som tidligere ikke er benyttet i Norge.

CFA-peler

CFA-pelene etableres ved at man "skrur" en hul auger ned til ønsket dybde. Samtidig som augeren trekkes opp, fylles hullet med betong gjennom den hule augeren og under trykk og slik at man ikke i noen fase får et hulrom i jorda. Etter at augeren er trukket opp presses en armeringskurv ned i pelen, og man får en armert betongpilar. For å sikre riktig overdekning blir det montert avstandsholdere på armeringen. Betongsammensetningen er også viktig for å kunne presse ned armeringskurven.



CFA-peler kan etableres med diametre varierende fra ca. 0.3 m til ca. 1.2 m. Største dybde er normalt ca. 20 m, men det finnes også utstyr som kan bore ned til ca. 30 m. Lange og store peler krever imidlertid store maskiner med kraftig dreiemoment.

Under boring/opptrekk av augeren registreres bl.a. boret dybde, helning, penetrasjonshastighet, "vrimoment" og betongvolum. Boringen gir imidlertid lite informasjon om grunnforholdene.

Metoden er best egnet i steinfrie faste jordarter. Store steiner vil medføre problemer med boringen ved at pelen vil forskyve seg ut av posisjon, eller at boringen stopper. Steiner med størrelse inntil ca. 1/3-del av pelediameteren kan imidlertid aksepteres selv om disse også kan gi avvik i retthet.

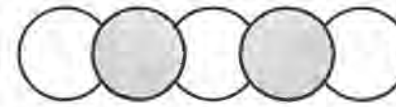
I bløt leire vil det være usikkerheter knyttet til hvordan pelen blir. Leire kan blandes inn i betongen, eller betongen kan fortrenge leire også utenfor det augrede hullet og skape problemer for en senere etablering av nabopeler.

CFA-pelene benyttes som fundamentering til vertikalbæring, eller som en pilarvegg slik som for prosjektet Alnafossen kontorpark.

Pelene ikke egnet ved fundamentering til fjell ved norske forhold, da man ikke kan bore pelen inn i fjellet og derfor ikke får full kontroll med fjellfoten. Et alternativ kan imidlertid være å etablere korte jetpeler under CFA-pelen for sikker fjellkontakt.

Ved bruk av CFA-pelene som en støttevegg, kan pelene enten utføres som tangentpeler hvor pelene settes inntil hverandre, evt. med en liten glippe mellom, eller som sekantpeler hvor pelene bores inn i hverandre.

TANGENTPELER



SEKANTPELER

En mur av tangentpeler, slik som for prosjektet Alnafossen kontorpark, Brynseng, krever imidlertid at løsmassene er såpass faste at massene ikke raser ut mellom pelene. Ved bruk av tangentpeler i en permanent vegg kreves at det utføres tiltak som for eksempel påføring av sprøytebetong for å tette mellom pelene slik at vannstrøm, fryse/tine-prosesser e.l. ikke gjør at massene med tiden raser ut mellom pelene.

Sekantpeler etableres ved at de faste "han-pelene" bores inn i de mellomliggende myke "hun-pelene". "Han-pelene" vil da stå for veggens styrke, mens "hun-pelene" bare er en tetting. Pilarveggen kan etableres som "hard-soft", "hard-dense" og "hard-hard" hvor "hun-pelen har varierende fasthet. Ved bruk av en "hard-hard" løsning kreves bruk av foringsrør for å få boret "han-pelene" (boret pilar).

Etablering av CFA-peler gir lite vibrasjoner og støy og er godt egnet i tettbygde strøk. Metoden krever imidlertid en stor og kraftig borerigg, noe som gjør at man må ha et stabilt og flatt området der pelene skal installeres.

Generelle krav til utførelse er spesifisert i NS-EN 1536 – Utførelse av spesielle geotekniske arbeider: Borede pilarer.

I det etterfølgende er det gitt en kort oppsummering av metodens fordeler og ulemper:

Fordeler
- Liten påvirkning på miljøet.
- Ingen vibrasjoner og relativt lite støy
- Ingen massefortrengning
- Rask. Normal dagsproduksjon på Alnafossen var ca. 100 – 130 lm

Ulemper
- Ikke utstyr i Norge
- Ikke egnet i masser med mye stein eller i bløt leire
- Utstyret krever stor plass.
- Usikkerheter knytet til utstøping og armering
- Liten informasjon om løsmassene ved boring
- Toppen av pilarene må føres opp til terreng

Prosjekteksempel:
Alnafossen kontorpark, Brynseng

Alnafossen kontorpark, Brynseng er et kontorkompleks med planlagt størrelse på totalt ca. 50 000 m^2 hvorav ca. 36 000 m^2 utføres i 1. byggetrinn. Største leietaker vil være Vegdirektoratet. I tillegg skal det bygges en ny adkomstvei som også skal betjene naboeiendommen Etterstadkroken 9. Adkomstveien føres fra Nils Hansens vei i øst, under eksisterende Østensjøvei og T-bane og videre mellom nybygget og T-banen.

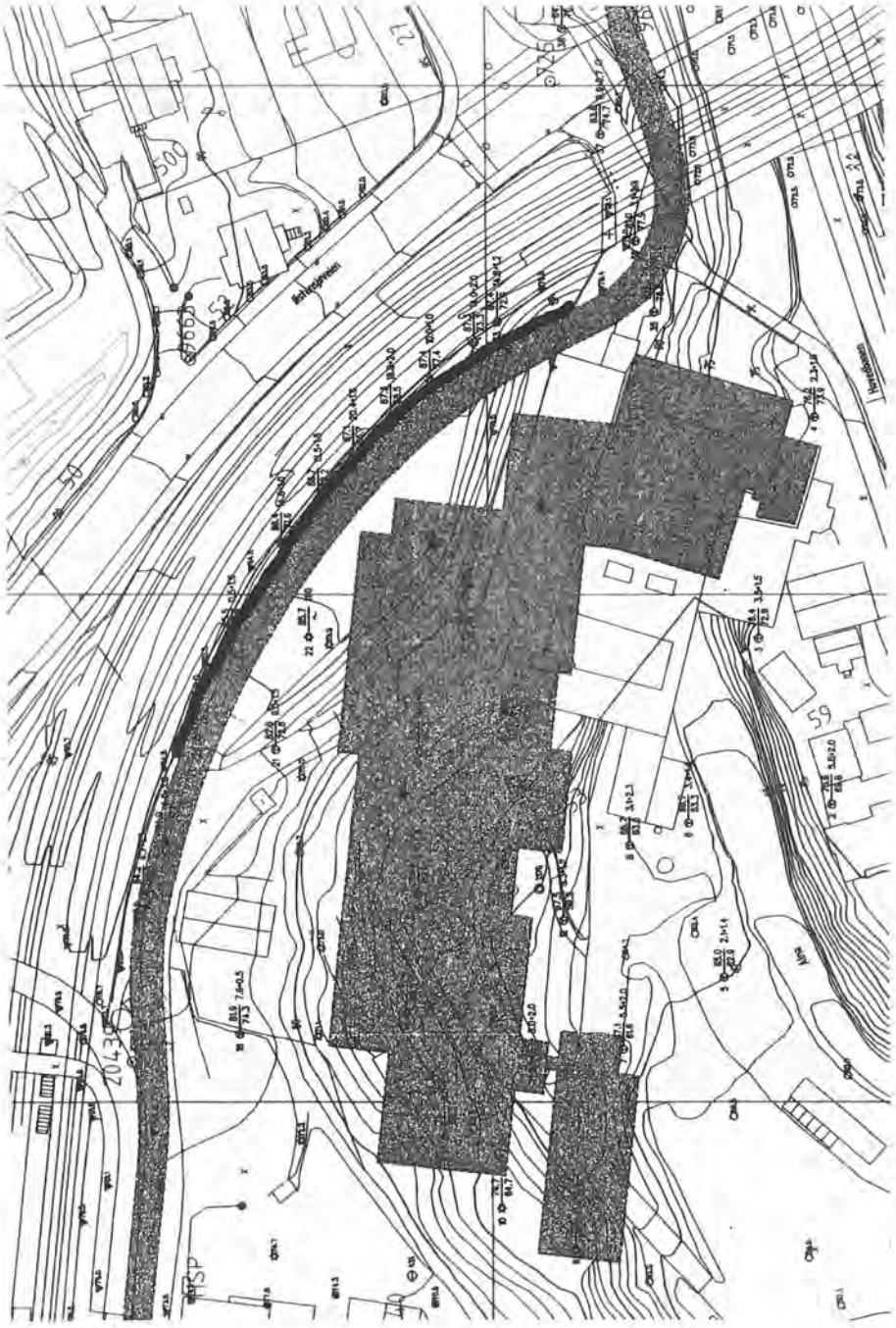
De største geotekniske utfordringene knyttet seg til etableringen av adkomstveien langs T-banen. Adkomstveien er lagt helt inn og ca. 8 – 9 m lavere enn sporområdet. I tillegg skulle det graves ytterligere ca. 7 – 8 m ned for bygget. Dette innebærer en midlertidig høydeforskjell på 16 – 17 m og en permanent høydeforskjell på ca. 8 m som må opptas av en sikringskonstruksjon.

Utbygger er Entra Eiendom AS og Optimo Prosjekt AS står for prosjektledelsen.
Rådgivere for prosjektet er en prosjekteringsgruppe bestående av Interconsult ASA og Lunde & Løvseth Arkitekter AS med underkonsulentene Berg & Dyring AS som landskapsarkitekter og NOTEBY AS som geotekniske rådgivere.

Byggingen utføres som en samarbeidsentreprise med BundeBygg AS som hovedentreprenør og med Strøm Gundersen AS som underentreprenør for adkomstveien. (Adkomstveien er senere skilt ut som egen entreprise med NCC Anlegg som utførende entreprenør.)

Utførende entreprenør for støttekonstruksjonen mot T-banen var Jetgrunn 2000 AS / Bachy Soletanche Ltd. (England).

Oversiktsbilde



Oversiktsplan

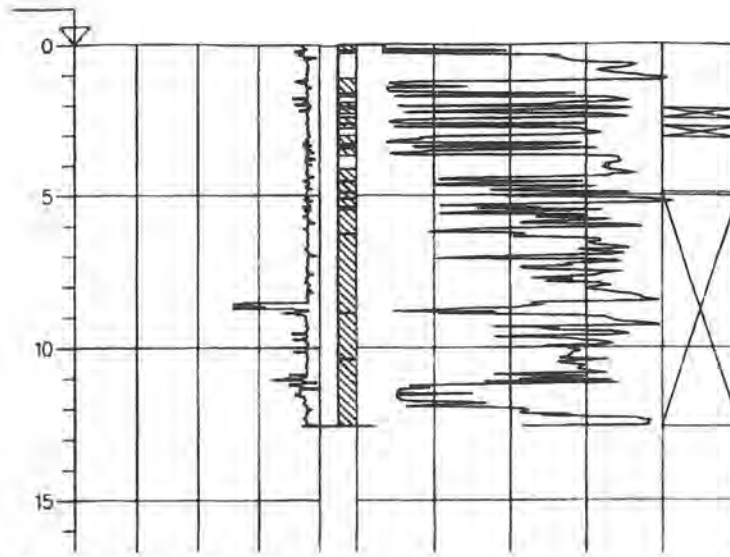
Grunnforhold

Grunnforholdene i området består dels av middels fast til fast leire og dels av faste morenenmasser. I området hvor sikringskonstruksjonen mot T-banen kommer er det fast leire i vest og morene mot øst. Øverst var det stedvis fyllmasser og noe bygningsrester. Se også vedlagte totalsonderingsprofil.

Dybder til fjell i det aktuelle området varierte fra ca. 10 m til ca. 20 m.

Grunnvannstanden ble målt til å ligge ca. 10 – 11 m under terreng, dvs. under den delen av pilarveggen som ville bli frigravd.

Gardermobanen går rett under prosjektet, noe man måtte ta hensyn til ved bl.a. boring av fjellstag.



Typisk Totalsonderingsprofil, morene

Valg av løsninger

Adkomstveien er lagt helt inn til T-banesporene, og dette gjorde at man hadde svært begrenset plass til en sikringskontruksjon.

I utgangspunktet var det forutsatt sikringskonstruksjonen mot T-banen skulle bestå av en permanent spuntvegg. Grunnundersøkelser for bl.a. å bestemme dybder til fjell i spuntlinjen avdekket imidlertid så faste masser at vi stilte spørsmål om det i det hele tatt ville gå å ramme spunt. Det ble derfor besluttet å utføre en prøvespunting.

Prøvespuntingen ble utført høsten 2000 av Kynningsrud Fundamentering AS. Det ble benyttet spuntnåler av type Az 36, og som rammeutstyr ble det benyttet både hydraulisk fallodd og vibrolodd. Selv med forgraving til stor dybde lot det seg ikke

gjøre å få ned spuntnålene mer enn et par meter. Resultatene av prøvespuntingen viste at det vanskelig ville la seg gjøre å ramme spunt, og vi måtte derfor se på andre løsninger.

Flere ulike løsninger ble vurdert før det ble valgt å utarbeide et tilbudsgrunnlag for en "Berliner-vegg" bestående av borede rør med mellomliggende paneler av armert betong. I tillegg ble det vurdert andre løsninger og bl.a. Jetgrunn 2000 AS ble kontaktet for å se om en vegg av jetpeler ville være konkurransedyktig.

Som vanlig i dagens byggemarked er det knappe tidsfrister, og en rask byggemetode ville være av stor betydning for valg av løsning. Byggegropa er trang, og støttekonstruksjonen mot T-banen måtte ferdigstilles på deler før arbeidene med kontorbygget kunne starte. En vegg av borede pilarer (jetpeler e.l.) ble derfor foretrukket fremfor en løsning med en "Berliner-vegg", da metoden så ut til å gi en god del kortere byggetid for støttekonstruksjonen, og dermed mulighet for en tidligere oppstart av grunnarbeidene for bygget.

Da man begynte å detaljere ut løsningen med jetpeler, ble også Bachy Soletanche Ltd. (som eier Jetgrunn 2000 AS) involvert i prosjektet. Bachy Soletanche mente at CFA-peler ville være like godt eller bedre egnet enn jetpeler på deler av strekningen. For bl.a. å vise frem metoden i Norge, ble derfor CFA-peler foreslått benyttet på deler av strekningen, og tilbudt til samme betingelser som jetpeler selv om utstyret måtte hentes fra England.

Vi var imidlertid noe skeptiske til metodens egnethet i fast morene, og det ble utført supplerende totalsonderinger for ca. hver 3. m langs den aktuelle strekningen. Boringene avdekket noe stein i de øvre lag og som kunne skape problemer, men basert på disse boringene ble det allikevel besluttet å gå videre med en støttevegg av CFA-peler på deler av strekningen.

Sikringskonstruksjon mot T-banen

Som sikringskonstruksjon mot T-banen ble det valgt å benytte en pilarvegg avstivet med permanente stag til fjell. For å sikre utgravingen for bygget ble det på deler også etablert en nedre provisorisk stagrad. Pilarveggen skal forblendes med murt granitt.

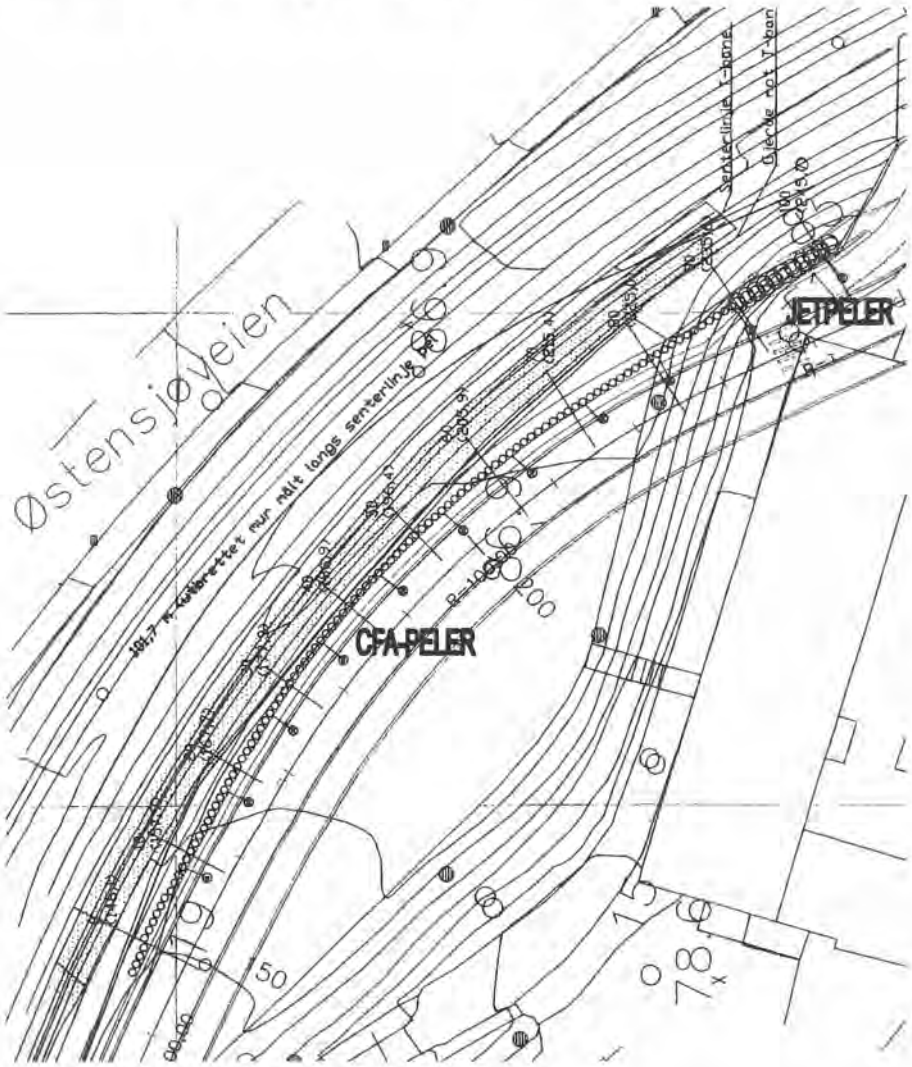
Det ble valgt å benytte CFA-peler i den vestre delen av pilarveggen, mens det mot eksisterende støttemur i øst ble benyttet jetpeler da det her var svær bratt og vanskelig å komme til med borriggen for CFA-pelen.

Pilarveggen er ca. 100 m lang og det ble etablert totalt 105 CFA-peler og 11-jetpeler. Det ble benyttet CFA-peler med diameter 0.75 m satt med senteravstand 0.90 m. Pilarlengdene varierte fra ca. 8 m til ca. 16 m, og totalt ble det installert ca. 1200 m med CFA-peler.

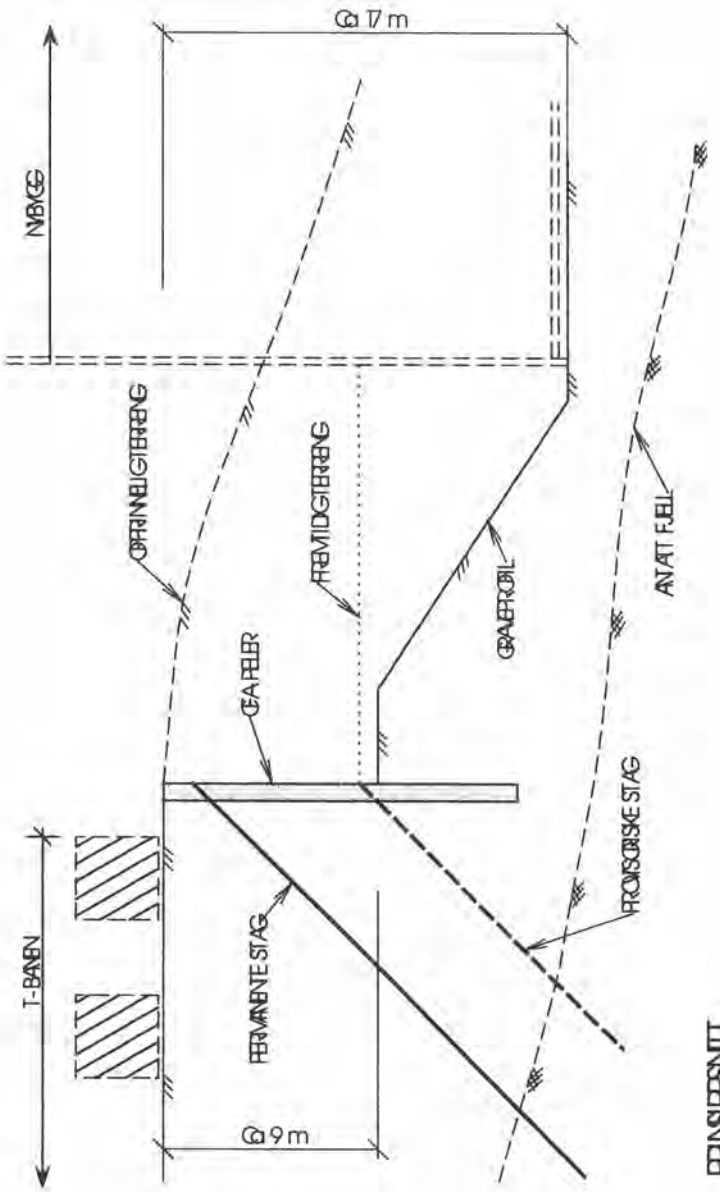
Det ble benyttet betongkvalitet C45, og det gikk med opp mot 7 m^3 betong i hver pel. Største lengde på armeringen var 13.5 m og på det meste ble det benyttet 13 stk. ϕ 32 mm kamstål i lengderetningen.

Slik pelene ble satt ble det i gjennomsnitt ca. 15 cm glippe mellom pelene. For å sikre mot utrasing av masser mellom pelene ble veggen påført sprøytebetong. I områder hvor det som følge av stein eller blokk i grunnen ble store glipper, ble åpningen på ett sted tettet ved at det ble etablert en armert betongvegg i takt med utgravingen. På et annet sted ble åpningen tettet med jetpeler som ble boret gjennom hindringen i grunnen.

Pilarveggen ble dimensjonert av Jetgrunn 2000 AS (med bistand fra Bachy Soletanche Ltd og Gunnar Aas) og kontrollert av NOTEBY, mens totalstabiliteten av området i sin helhet ble beregnet av NOTEBY.



Plan med CFA-peler og Jetpeler



Prinsippsnitt

Erfaringer

Det ble foretatt jevnlige setningsmålinger langs skinnegangen. Selv med utgraving til totalt ca. 17 m dybde ble det registrert maksimalt ca. 1 cm setning på skinnene, noe som må betegnes som meget bra.

Enkelte steder ble det registrert til dels store avvik i forhold til teoretisk plassering. Dette skyldes nok i stor grad at det ble påtruffet store steiner som førte til at pelene dro seg, men et par steder vil vi anta at pelene ble plassert feil (stikningsfeil ??).

Store steiner skaper problemer med å komme ned til riktig dybde.

Kombinasjon av CFA-peler og jetpeler er gunstig På partier hvor det ikke er mulig å etablere CFA-peler på grunn av stein eller blokk, kan man i ettertid gå inn med jetpeler og tette hullet.

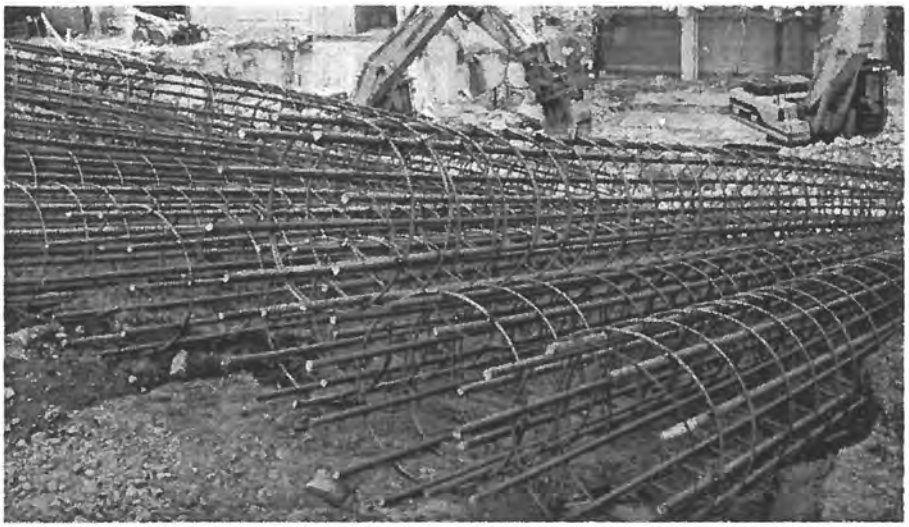
Boringen av CFA-peler gir lite informasjon om grunnforholdene. Det bør på forhånd utføres omfattende grunnundersøkelser både som grunnlag for dimensjoneringen, og for å vurdere om metoden er egnet, eller om det på partier er store steiner / blokker som vil skape problemer med boringen. Ved usikre grunnforhold bør det utføres prøvepeling.

Det knytter seg noe usikkerhet til hvordan foten av pelene blir. Dersom CFA-pelene skal benyttes til vertikalbæring, bør det derfor foretas prøvebelastningsforsøk for kontroll.

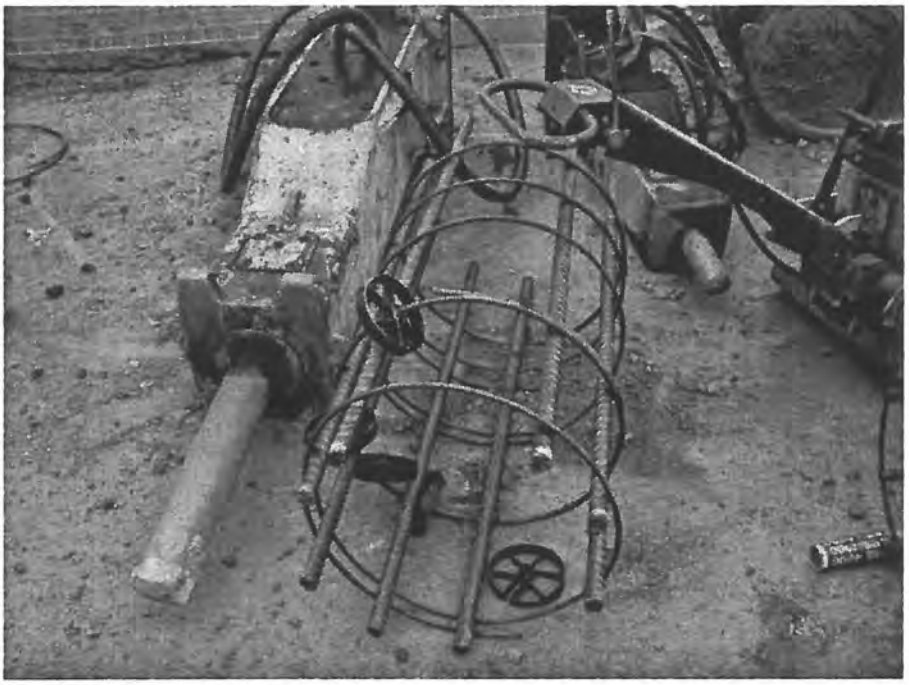
Bilder

Rigg for boring av CFA-peler

Ulike augere

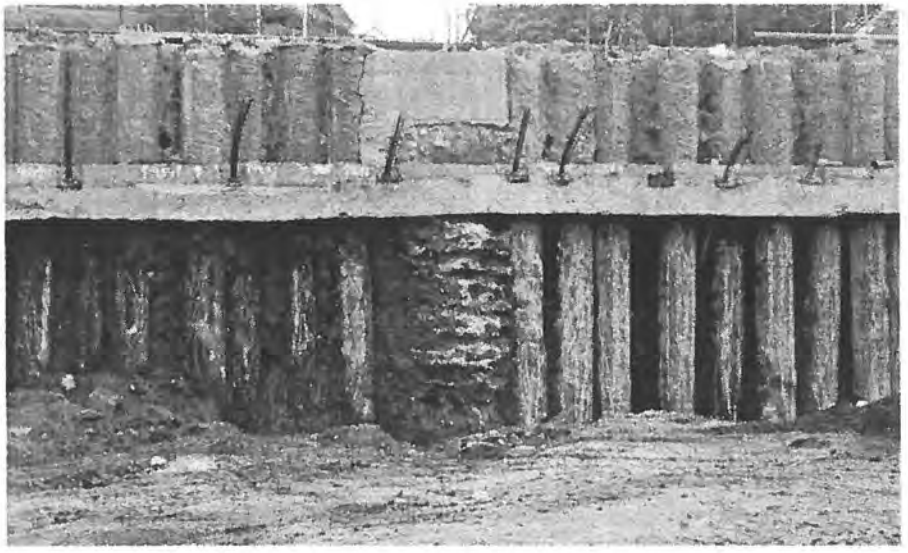


Armering



Armering m/ avstandsholdere

Avvik som følge av stein i grunnen



Utbedring m/ Jetpeler

DYP UTGRAVING VED BRUK AV REDUSERT SIKKERHETSFAKTOR OG ØKT KONTROLL AV ARBEIDENE

Deep excavation by reducing the factor of safety and increasing control of the excavation works

Siv.ing Arne Vik, Jernbaneverket Banepartner
Siv.ing Frank Fredriksen, Geovita AS
Siv.ing. Guro Brendbekken, Optimal Geoteknikk AS

Sammendrag
Jernbaneverket Utbygging bygger en betongtunnel i løsmasse i 11,5 – 13,5 m dybde. Løsmassene består av normalkonsolidert kvikk leire. Spunten er bakforankret til fjell og stabilisert med k/s-ribber i de dypeste partiene.

Den opprinnelige utførelsen fra anbudet viser 3 og 4 stagrader i de dypeste områdene. Jernbaneverket Utbygging ønsket en omprosjektering for å kunne fjerne en stagrad.

Sikkerhetsnivå og -filosofi i omprosjekteringen er basert på utvidet kontroll og oppfølging i henhold til NS 3480. Stagene forspennes vesentlig lavere enn opprinnelig prosjektert. Spunten får større deformasjoner og vil i større grad utvikle aktivt trykk.

Instrumentering kontrollerer at konstruksjonen oppfører seg som forutsatt. Geoteknisk prosjekterende holdes løpende orientert om resultatene for å gjøre fortløpende vurderinger. Det ble satt opp en liste med tiltak som kan settes i verk.

Samvirkeberegningene viser behov for større total stagkapasitet enn ved beregning med klassisk teori. Dette korresponderte med målingene.

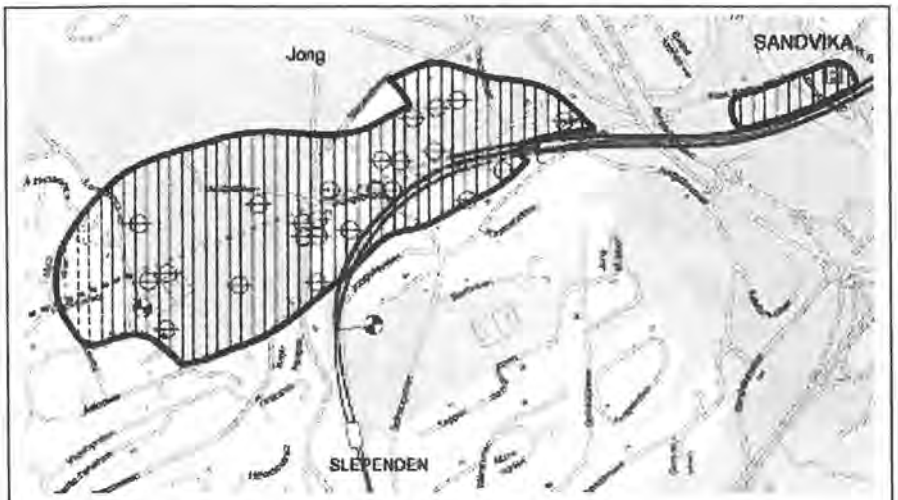
Summary
Jernbaneverket Utbygging is building a concrete tunnel with a depth of 11,5 – 13,5 m in a normally consolidated quick clay deposit. The excavation is made within sheet pile walls anchored in rock and stabilised by lime-cement-columns in the deeper areas.

The original solution shows 3 and 4 anchor levels. Jernbaneverket Utbygging wanted a reevaluation to reduce this by one level. The reevaluation was made with a reduced safety level, and is based on extended control according to NS3480. The anchors are locked with a low tension and the sheet pile wall is allowed to deflect to insure an active earth tension situation behind the wall.

The control and the recalculation is based on deformations and stiffnesses of the collaborating system. The results of both showed that anchor capacities are easily underestimated if calculated only by classical theories.

1. Kort orientering om prosjektet

Jernbaneverket Utbygging har under bygging nytt dobbeltspor på strekningen Sandvika - Asker. Utbyggingen er en del av prosjektet Skøyen - Asker, som i hht. NTP skal stå ferdig i løpet av 2011. Sandvika - Asker skal stå ferdig i 2005. Den første entreprisen ble påbegynt våren 2001 og den siste grunnarbeidsentreprisen, Asker stasjon, er under oppstart. Strekningen Sandvika - Asker bygges først fordi dette gir størst umiddelbar kapasitetsgevinst og lønnsomhet. Prosjektet er totalt kostnadsberegnet til 6.5 milliarder kroner, og Sandvika - Asker har en kostnadsramme på 3.3 milliarder kroner.



Figur 32.1 Oversikt over prosjekt Sandvika - Jong

Prosjektet innebærer en utvidelse fra to til fire spor. Gjennom Sandvika sentrum skal det eksisterende dobbeltsporet utvides med et nytt spor på hver side over en strekning på ca 1 km. Deretter går det nye dobbeltsporet i tunneler fram til Asker stasjon, med unntak av en kort dagsone på 600 m ved Solstad i Asker. De første 700 m av østre tunnel er løsmassetunnel i til dels meget bløt leire. Fjelltunnelene Jong-Solstad og Solstad - Hønsveien er hhv. 2.7 km og 3.5 km lange. På Asker stasjon skal det utføres betydelige ombyggingsarbeider.

Planlegging og prosjektering av både detaljplan/reguleringsplan og byggeplan med anbudsutarbeidelse, er for strekningen gjennom Sandvika og fram til fjelltunnelen ved Jong, utført av Aas-Jakobsen i samarbeid med GeoVita AS. Asker stasjon og fjelltunnelene er planlagt og prosjektert av Norconsult AS. Det vises forøvrig til foredrag nr. 16 av Magne Paulsen, hvor en mer inngående presentasjon av prosjektet finnes. Foredrag nr. 27, "Boring av stålkjernepeler og stag i tettbygd strøk", omhandler også data fra grunnarbeidene på parsellene i Sandvika.

2. Presentasjon av utgravingen over Jongsjordet

Den delen av byggegropa vi skal omtale, har en lengde på 400 m og har benevnelsen element K91. K91 er byggegrop for dobbeltsporet betongtunnel i løsmasse for det nye

hurtigtogsporet til Asker. Elementet ligger inn mot påhugget for fjelltunnelen lengst vest i parsellen.

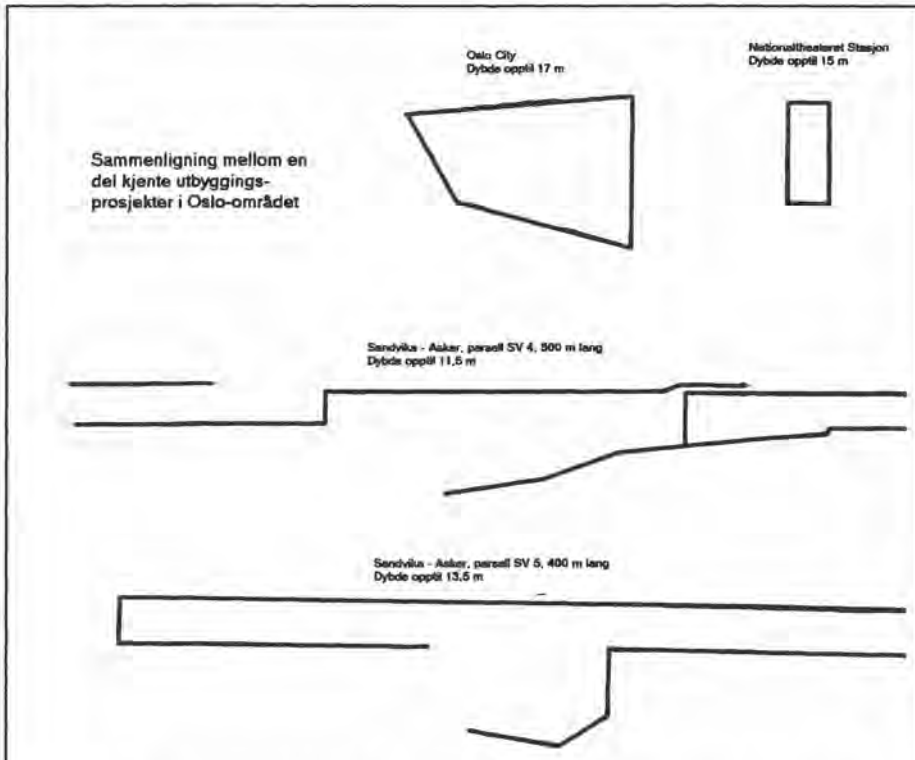
2.1. Grunnforhold og naboforhold rundt byggegropa

Terrenget på Jongsjordet er svakt stigende fra kote +25 ved Slependveien til kote +28 ved tunnelpåhugget ved Lars Jongsveg. En stor og to mindre dyprenner krysser på skrått tvers over traséen. Fjellnivåene varierer fra fjell i dagen og til dybder på opp til 35 m.

Løsmassene over fjell består av en tørrskorpe på 1 – 2 m tykkelse over leire / siltig leire over et morenelag. Tykkelsen på morenelaget varierer lokalt. Leira er i hovedsak meget sensitiv (kvikk) og den beskrives som normalkonsolidert. Skjærstyrken ligger i området 10 kPa i de bløteste lagene.

Grunnvann står i eller like under eksisterende terrengnivå. Det er i enkelte områder registrert et svakt poreovertrykk over fjell i forhold til hydrostatisk trykk fra terreng.

Det er ingen naboer eller installasjoner nærmere byggegropa enn 50 -100 m. Området skal etter den foreliggende planen reetableres som jordbruksareal.

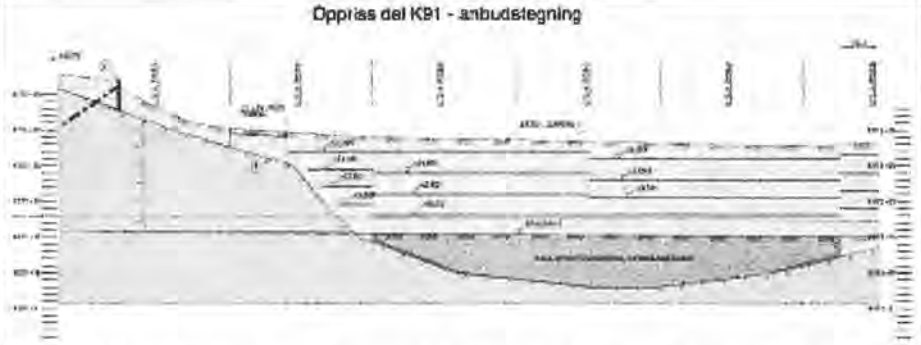


Figur 32.2 Størrelsesforhold for Sandvika-Jong utbyggingen i forhold til et par andre store prosjekter

2.2. Presentasjon av geometri av byggegropa og valgt konsept for utgravingen

Fjellnivåene varierer langs traseen slik at traubunn stedvis ligger på utsprengt fjell og stedvis på løsmasser med dybder til fjell under planum opp til 25 m. Det er gravet ut til fjell eller til en dybde som varierer fra 11,5 – 13,5 m under eks. terreng. Se lengde-profilet under.

Byggegropa for løsmassetunnelen er utført med spunt til fjell eller med styltespunt, bakforankret med midlertidige stag til fjell. Det er etablert i størrelsesorden 700 stag i opptil 4 nivåer.



Figur 32.3 Oppriss gjennom vestre del (ca. 100 m lengde) av byggegropa for K91

Spunten er i tillegg stabilisert med kalksement-peler i ribber mellom spuntveggene i de dypeste delene av gropa.

Ved utgraving var det satt restriksjoner på gravehøydene internt i gropa til maks 2 m og med terrasser på minst 12 m mellom gravenivåene. Dette gjaldt også i de områdene der det var utført ks-stabilisering.

2.3. Presentasjon av endret konsept

Den opprinnelige utførelsen fra anbudet vises 3 og 4 stagrader i de kalk-sement stabiliserte områdene. Jerbaneverket Utbygging ønsket en omprosjektering av spunten i k/s-områdene for å få vurdert en løsning der de øvre stagnivåene senkes til laveste forsvarlige nivå slik at det nedre nivået kan sløyfes.

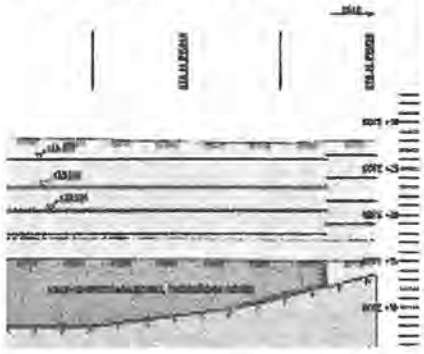
I det reviderte konseptet la vi opp et program for instrumentering som kontrollerer at samvirkekonstruksjonen (løsmasser, spunt og stag) oppfører seg som forutsatt under utgravingen. Denne kontrollen gir oss anledning til å senke det beregningsmessige sikkerhetsnivået, og vi kan dermed gå ned på materialkoeffisienter for løsmassene, stag og spunt. Sikkerheten er allikevel ivaretatt ved øket kontroll. I tillegg må det utarbeides tiltak som kan settes i verk dersom man beveger seg utenfor det nye sikkerhetsnivået som er forutsatt.

Leiren på utsiden av spuntveggene er svært sensitiv (kvikk) med skjærstyrke ned i 10 kPa. KS-peler i ribber gir et materiale inne i gropa som ikke er sensitivt i samme grad. Dette totalbildet medfører at et brudd ikke ville opptre som et sprøbrudd selv om

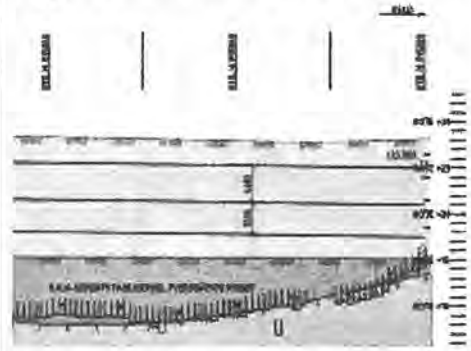
massene opprinnelig var kvikke innenfor angitte gravedybder. En mer nøytral bruddmekanisme gir bedre muligheter til å senke sikkerhetsnivået.

Videre gjør det faktum at man ikke har naboer inntil byggegropa det mulig å tillate større deformasjoner av spunten under utgraving av gropa. Vi kan dermed utnytte jordas egen skjærstyrke i større grad enn det som er vanlig inne i tettbygde strøk.

Endringen gir oss muligheten til å fjerne en stagrad samt å begrense lengden på ks-pelene der vi har svevespunt. Antall stag totalt vil reduseres, og entreprenøren slipper med en gravefase mindre i de bløte massene.



Figur 32.4a Opprinnelig utførelse



Figur 32.4b Endret utførelse

De praktiske konsekvensene kan oppsummeres i det følgende:

- Det settes opp et kontrollprogram og materialfaktorer for bruddgrense-beregningene senkes.
- Det settes opp et sett med tiltak som kan iverksettes dersom forutsetningene ikke holder stikk.

Vi fjerner en stagrad. Stagene forspennes til 30% av flytespenningen mot tidligere 50%, noe som er vesentlig lavere enn opprinnelig prosjektert. Spunten tillates dermed å få større deformasjoner inn i byggegropa og vil i større grad utvikle aktivt trykk bak spunten og passivt mothold foran foten.

Det utføres nye beregninger i spuntA3 med endrede forutsetninger. Beregningene gir deformasjoner og krefter som skal kontrolleres mot den målte utviklingen i spunt-deformasjoner og staglaster.

Vi måler følgende:

- Inklinometerkanaler som måler spuntdeformasjoner ned til fjell. Det ble montert totalt 7 inklinometerkanaler over om lag 240 lm spuntvegg.
- Staglastmålere som gir stagets totale belastning direkte avlest med manometer. Det ble montert totalt 3 lastmålere i hvert gravenivå i hvert stabilisert område. Totalt ble det montert lastmålere på 15 stag.

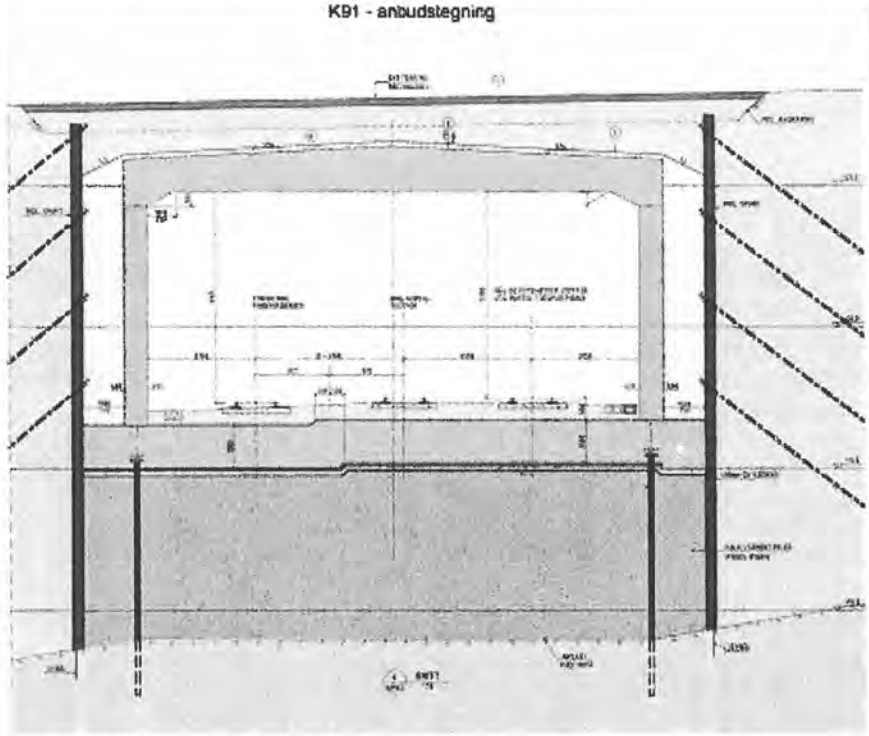
- Elektriske poretrykksmålere i 2 nivåer, 7 m og 15 m under terreng, 4 m på utsiden av spuntveggen som måler poretrykksendringer i løsmassene under utgraving. Det ble bare montert poretrykksmålere i området mot Lars Jongsveg, dvs. mot fjellpåhugget.

Alle elementene måles før og etter oppspenning og utgraving.

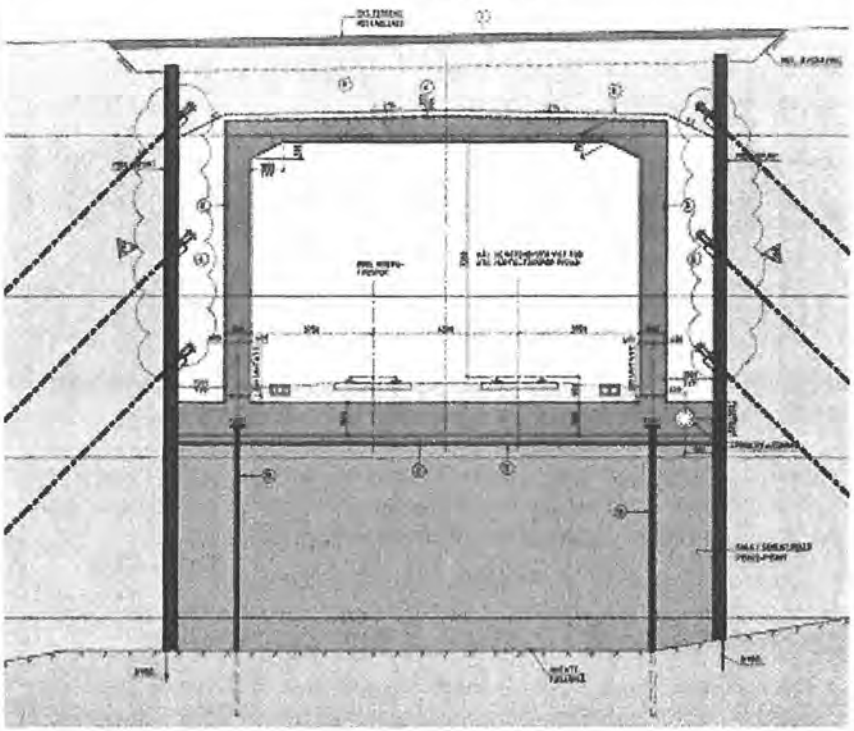
For hvert nivå kontrolleres deformasjoner og staglaster mot beregningene i bruksgrense-tilstanden. Dersom de målte verdiene avviker sterkt fra de beregnede, settes det i verk tiltak for å opprettholde nødvendig sikkerhet for konstruksjonen.

Aktuelle tiltak er avlasting bak spunten, seksjonsvis avgraving, kortere avstand mellom stagradene, støping av avstivende betongplate på planum eventuelt kombinert med seksjonsvis avgraving og utstøping.

Under vises et snitt slik løsningen var skissert i anbudet. Snittet viser 3 spor. Det tredje sporet som var for Ringeriksbanen, ble fjernet etter anbudsinngåelse. Det hadde ingen konsekvenser for utførelse av spunt og stag, men gravemengdene ble redusert. Figur 32.6 viser den nye utførelsen.



Figur 32.5 Opprinnelig utførelse fra anbudet, snitt.



Figur 32.6 Endret utførelse, snitt

3. Presentasjon av beregninger for anbud og etter omprosjektering

Jernbaneverket Utbygging ønsket en omprosjektering av spunt i kalk/sement-områdene for element K91 for å få vurdert en løsning der de øvre stagnivåene senkes til laveste forsvarlige nivå slik at det nedre nivået kan sløyfes og i stedet eventuelt erstattes av en avstivningsplate i betong som også kan etableres ved seksjonsvis graving dersom det er nødvendig.

Tidligere prosjektering baserer seg på at K/S-pelene avsluttes på kote +2,0 nær Slependveien. Omprosjekteringen omfatter også muligheter for å avslutte K/S-pelene på et høyere nivå.

3.1. Sikkerhetsfilosofi

Både sikkerhetsnivå og sikkerhetsfilosofi i omprosjekteringen er basert på at området vil bli underlagt utvidet kontroll og oppfølging i henhold til NS 3480. Det understrekes derfor at slik kontroll og oppfølging må gjennomføres dersom resultatene av omprosjekteringen tas til følge.

Beregninger er utført både ved bruk av SPUNT-A3 (samvirkeprogram) og SPUNTDIM (klassiske jordtrykks-beregninger).

Spuntberegningene er utført både ved bruk av karakteristiske og dimensjonerende styrkeparametre for jorda. Ved bruk av karakteristiske styrkeparametre blir krefter og momenter multiplisert med en ekvivalent lastfaktor (γ_e).

Følgende verdier for γ_e er lagt til grunn:

Spuntlengde	$\gamma_e = 1,2$
Stagkrefter	$\gamma_e = 1,4$
Fotbolter	$\gamma_e = 1,4$
Momenter	$\gamma_e = 1,3$

Ved beregning med dimensjonerende parametre er det ved omprosjektering benyttet en materialfaktor på $\gamma_m = 1,3$ mot tidligere $\gamma_m = 1,4$.

Det ble generelt lagt vekt på å opprettholde sikkerhetsnivået for stag og fotbolter, mens nivået for beregning av momenter og bunnoppressing ble senket. Spunten var allerede rammet i en tidligere entreprise og ga dermed ingen frihetsgrader.

3.2. Resultater av beregningene

Under følger resultater for omprosjekteringen. Resultatene er delt etter de 2 områdene som er vurdert. I området nær Slependvegen er gravedybden opp til 11,5 m mens fjelldybden er opp til 35 m. I området nær Lars Jongsveg (ved fjellpåhugget) er gravedybden opp til 13,5 m mens fjelldybden er opp til 21 m.

3.2.1. Nivå for avslutning av K/S-peler i sonen nær Slependveien

I tidligere prosjektering er det innsparking av spuntfoten (svevespunt) som bestemmer nivå for avslutning av K/S-pelene. Tidligere var dette nivå på kote + 2, eller i dybde ca. 23 m. De endrede forutsetningene tilsier at K/S-pelene kan avsluttes på kote + 4, dvs. 2 m kortere enn tidligere.

3.2.2. Avstivning av spuntvegger i K/S-sonen nær Slependveien

Antall tidligere prosjekterte stagnivåer er tre i dette området. Det reduserte sikkerhetsnivået gjør at antall stagnivåer kan reduseres til to uten at avstivningsplate i betong blir nødvendig. Seksjonsvis utgraving er heller ikke nødvendig.

Øverste stagnivå monteres ca. 3 meter under tidligere terrengnivå. Avstanden mellom avstivningsnivåene er 4 meter. Gravedybden på denne strekningen er ca. 11,5 meter i forhold til opprinnelig terreng, dvs. at dybden fra 2. stagrad og ned til traubunnivå blir ca. 4,5 meter. Det er tatt hensyn til at terrenget bak spunten kan bli belastet med en dimensjonerende flatelast på 16 kN/m2.

Oppspenningen av stagene er redusert i forhold til tidligere. Det spennes til 30% av flyte-kapasiteten til stagene mot tidligere 50%.

Beregningene viser at:

- Allerede rammet spunt har tilstrekkelig momentkapasitet.
- Allerede monterte dybler Ø 70 mm med dokumentert flytespenning f_y=622 MPa har tilstrekkelig kapasitet selv der det er grunnest til fjell. Glippene mellom fjell og underkant spunt er generelt små i dette området.
- Dybde til underkant K/S-sone kan reduseres fra 23 til 21 meter (kote +4,0).
- Største beregningsmessige horisontaldeformasjon av spunten ved endelig gravenivå er 8-10 cm. Største beregningsmessige horisontaldeformasjon av spunttopp er 6-8 cm.
- Avstivning; 2 stagrader i stedet for 3. Avstivningsplate i betong er ikke nødvendig. Seksjonsvis graving er heller ikke nødvendig.

	Nå	**Tidligere**	
	Begge vegger	**Sørvegg**	**Nordvegg**
1. stagrad	10 lisser c/c 2,52 meter 2UNP 350	9 lisser c/c 3,0 meter 2UNP 350	9 lisser c/c 3,0 meter 2UNP 350
2. stagrad	14 lisser c/c 1,89 meter 2UNP 380	9 lisser c/c 3,0 meter 2UNP 350	9 lisser c/c 3,0 meter 2UNP 350
3. stagrad	- - -	12 lisser c/c 2,3 meter 2UNP 400	12 lisser c/c 2,5 meter 2UNP 380

Ved bruk av senteravstander på 2,52 meter treffer alle stag sentrisk i spuntbuken. Ved bruk av senteravstander på 1,89 meter treffer annet hvert stag sentrisk i spuntbuken.

På grunn av de bløte leiremassene var det et sterkt ønske om å plassere alle stag på spuntryggene for å unngå for dype grøfter ved montering av stagene.

3.2.3. Avstivning av spuntvegger i K/S-sonen nær Lars Jongs vei

Antall tidligere prosjekterte stagnivåer er fire i dette området. Det reduserte sikkerhetsnivået gjør at antall stagnivåer kan reduseres til tre uten at avstivningsplate i betong blir nødvendig. Seksjonsvis utgraving er heller ikke nødvendig.

Øverste stagnivå monteres ca. 3 meter under tidligere terrengnivå. Avstanden mellom første og andre nivå er 4 meter, og mellom andre og tredje nivå 3,5 meter. Det er tatt hensyn til at terrenget bak spunten kan bli belastet med en dimensjonerende flatelast på 16 kN/m^2.

Oppspenningen av stagene er redusert i forhold til tidligere. Det spennes til 30% av flyte-kapasiteten til staget mot tidligere 50%.

Beregningene viser at:

- Allerede rammet spunt har tilstrekkelig momentkapasitet.
- Allerede monterte dybler Ø 70 mm med dokumentert flytespenning fy=616 MPa har tilstrekkelig kapasitet selv der det er grunnest til fjell. Ved kontroll av dybelkapasiteten har vi lagt til grunn glippene mellom fjell og underkant spunt som er dokumentert av Entreprenørservice A/S med et tillegg på 3 cm for toleranseavvik.
- Dybde til underkant K/S-sone er fjellnivå som tidligere.
- Største beregningsmessige horisontaldeformasjon av spunten er 5-9 cm, størst der det er dypest til fjell. Største beregningsmessige horisontaldeformasjon av spunttopp er 5 cm, som vil oppstå rett før montering av øvre stagnivå.
- Avstivning; 3 stagrader i stedet for 4. Avstivningsplate i betong er ikke nødvendig. Seksjonsvis graving er heller ikke nødvendig.

	Nå	**Tidligere**
	Begge vegger	**Begge vegger**
1. stagrad	11 lisser c/c 2,52 meter 2UNP 350	9 lisser c/c 3,0 meter 2UNP 350
2. stagrad	15 lisser c/c 2,52 meter 2UNP 400	9 lisser c/c 3,0 meter 2UNP 350
3. stagrad	15 lisser c/c 2,00 meter 2UNP 380	12 lisser c/c 3 meter 2UNP 400
4. stagrad	utgår	12 lisser c/c 2,5 meter 2UNP 380

3.2.4. Oversikt over detaljerte beregningsforutsetninger for området nær Lars Jongsveg

Spuntberegninger til anbud (Spuntdim):

- Terrenglast q_γ = 16 kPa (1,6 x 10) gjeldende fra dybde D = 0 m til D = 5m.
- Beregninger utføres i bruddgrensetilstanden med γ_m = 1,4.
- Hviletrykk med K_0' = 0.58, pluss hydrostatisk vanntrykk fra terrengnivå, på aktiv side over gravenivå for aktuell gravefase, minimum 20 kPa nærmest terreng. Ikke bruk av materialfaktor.
- Nettotrykk under gravenivå etter klassisk jordtrykksteori, B/D-korrigeringer av jordtrykkene i hht. dybde til fjell, evt. i hht. avstanden mellom spuntveggene. Beregninger utføres i bruddgrensetilstanden med γ_m = 1,4.
- Gravenivåer til teoretisk stagnivå (neglisjerer virkningen av grøften for stagmontering).
- Stag, puter og fotbolter dimensjoneres ved bruk av SPUNTDIM.

Spuntberegninger for omprosjektering, før bygging (Spunt-A3):

Oppspenningen av stagene er redusert i forhold til tidligere. Først ble det prosjektert med at alle nivåer skulle spennes opp til 30% av flytekapasiteten til staget - mot tidligere 50%. Entreprenøren oppdaget imidlertid ikke denne endringen på de reviderte tegningene. En del av de øvre stagene ble derfor strammet opp til 50% før dette ble oppdaget. For ikke å miste tid ble det derfor besluttet at en fortsatte å låse øvre stagrad på 50% mens 2. og 3. stagrad låses på 30% som opprinnelig tenkt.

- Terrenglast q_γ = 16 kPa (1,6 x 10) gjeldende fra D = 1 m til D = 5m. Påført som vertikal tilleggsspenning (skulle egentlig vært 10 ettersom vi regner med karakteristisk jordstyrke. Har imidlertid liten betydning).
- Fordelt horisontallast tilsvarende vanntrykk mellom D = 1 m til D = 2m
- Beregninger utføres med karakteristisk jordstyrke. Mobiliserte jordtrykk avhengig av tøyningsnivå, maks. verdi er grensejordtrykk etter klassisk jordtrykksteori. Benyttes også over gravenivå på aktiv side. Ingen D/B-korrigering av grense-jordtrykkene.
- Spuntstivhet i hht. AZ 26
- Oppspenning (låsekraft) av stagene:
  - Nivå 1: 11 lisser c/c 2.52m. Oppspenning til 0,5 · $S_{0,2}$-kapasiteten (510 kN/m)
  - Nivå 2: 15 lisser c/c 2.52m. Oppspenning til 0,3 · $S_{0,2}$-kapasiteten (415 kN/m)
  - Nivå 3: 15 lisser c/c 2.00m. Oppspenning til 0,3 · $S_{0,2}$-kapasiteten (525 kN/m)
- Benytter dybde til fjell i spuntlinjen ved beregning av staglengde (stagstivhet). Dvs. vi tar ikke hensyn til fjellets helning ved beregning av staglengde.
- Dimensjonerende verdier fåes ved å multiplisere med en ekvivalent lastfaktor:
  - stagkrefter: $\gamma_e = 1,4$
  - fotbolter: $\gamma_e = 1,4$
  - momenter: $\gamma_e = 1,3$
- Beregninger utføres også som beskrevet under " *Spuntberegninger anbud (Spuntdim)* " , men da med $\gamma_m = 1,3$. De største av verdiene (momenter, stagkrefter og dybelkrefter) som framkommer fra de to beregningsmåtene, legges til grunn ved dimensjonering (se vedlagte tabell).
- Gravenivåer til nivå uk grøft for stagmontering, antatt 0,5 meter under teoretisk stagnivå. Generelt gravenivå antas i nivå med teoretisk stagnivå. Terrenglast tilsvarende 0,5 meter jord legges derfor på (manipuleres inn i D_p i manuell totalspenningsmodell). Dette gjøres også for endelig gravenivå for å ta hensyn til ekstra graving for OV-ledning.
- Stag, puter og fotbolter dimensjoneres ved bruk av SPUNTDIM.

3.3. Diskusjon av beregningsresultatene

Prinsipper for spunt og stagberegninger for anbudet var klassisk beregning av jordtrykk med en forutsetning om aktivt trykk bak spunten og passivt foran. Programmet som ble benyttet tar ikke hensyn til deformasjoner og stivheter av spunt, stag og jordmaterialet.

I den reviderte beregningen ble det benyttet et beregningsprogram (Spunt A3) som tar hensyn til stivheter og deformasjoner under utgravingen. Dette var nødvendig for å kunne kontrollere at konstruksjonen oppførte seg som forutsatt under utgravingen og for

at nødvendige tiltak kunne settes i verk dersom man beveget under det sikkerhetsnivået vi hadde forutsatt å holde.

Til tross for at vi har spent opp stagene vesentlig mindre enn opprinnelig forutsatt i anbudet, har de nye beregningene vist at vi har behov for større total stagkapasitet når vi tar deformasjoner av stagene med i betraktning. Dette viste seg senere å korrespondere godt med de målte verdiene.

Låselasten ble redusert for å tillate jorda å komme i en aktiv tilstand, men allikevel kom vi ikke helt ned i aktivt grensetrykk for jorda. Dette viser at stagkreftene generelt blir større enn forventet ut fra klassisk teori. Forskjellen blir større jo større forspenning vi låser stagene på. Dette medfører at vi kan pådra oss alvorlige sikkerhetsproblemer ved å forspenne høyt. En viktig foranstaltingen mot dette er å benytte samvirkeprogramvare som tar hensyn til disse forholdene slik at vi kan justere stagkapasiteten i henhold til ønsket deformasjon av spunten og et mer sannsynlig reelt horisontaltrykk mot spunten.

3.4. Sluttkommentar

Det er viktig at geoteknisk prosjekterende holdes løpende orientert om resultatene fra kontroll og oppfølging og gis mulighet til å gjøre fortløpende vurderinger.

Viktigst i forbindelse med oppfølgingen er måling av spuntens horisontaldeformasjoner. Dersom målingene avviker mye i forhold til beregnede verdier kan det bli nødvendig å gjøre justeringer. I utgangspunktet hadde vi imidlertid stor tro på at utførelsen kunne utføres slik som foreslått etter omprosjekteringen uten at justeringer ble nødvendig.

4. Presentasjon av kontrollprogrammet med resultater

Oppfølging av målingene er utført av Guro Brendbekken med bistand av Arne Vik. Målinge av inklinometerkanalene og opptegning av resultatene er utført av Vegdirektoratet ved Tor Helge Johansen. Poretrykksmålingene og staglastmålingene er stort sett utført og systematisert av Arne Vik

Målinger er utført i begge de to stabiliserte områdene. Vi har imidlertid ikke presentert data fra mer enn området nær Lars Jongsveg. I dette området var det god sammenheng mellom de beregnede og de målte resultatene.

I området nær Slependvegen hadde vi ikke så godt sammenfallende verdier. Det var om lag dobbelt så store horisontaldeformasjoner som beregnet, og vi måtte gå inn med tiltak. Det ble utført avgarving av terreng bak spunten på begge sider av spuntgropa. Det var her svært gunstig å ha staglastmålere da de ga oss et umiddelbart svar på hvilke spenninger stagene hadde. Tiltakene ble satt inn som et direkte resultat av lastmålingene og hvilket sikkerhetsnivå dette impliserte mhp stagenes restkapasitet.

Ved utgraving til planum nær Slependvegen kunne vi se at vi ikke hadde sammenhengende ks-ribber i motsetning til området nær Lars Jongsveg der ribbene var sammenhengende helt ned. Dette var sannsynligvis en hovedårsak til at vi fikk økte deformasjoner. Videre var det også en del andre uheldige hendelser i forbindelse med

stagboringen. Vi fikk innpressing av store mengder bløt leire under og etter stagboring ved etableringen av byggegropa som forstyrret bildet. Dette medførte sannsynligvis delvis omrøring av massene bak spunten med tilhørende økning i horisontaltrykket bak spunten.

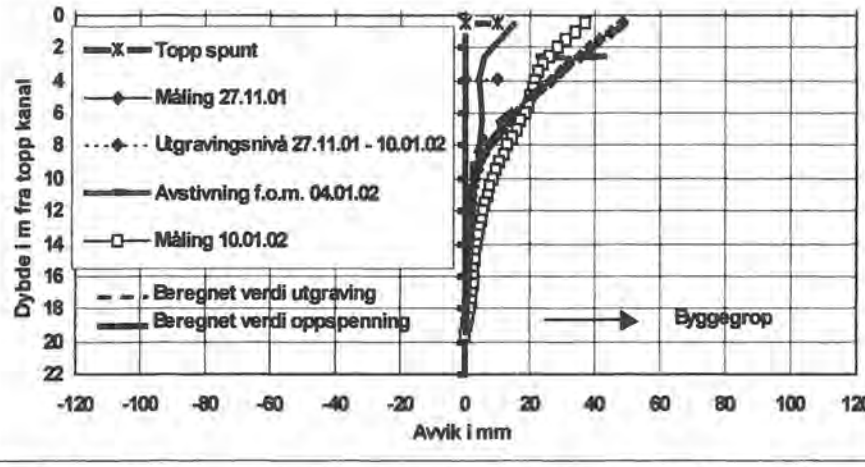
4.1. Presentasjon av resultater

I det følgende har vi tegnet opp diagrammer som viser sammenlignende verdier for beregnede og målte verdier.

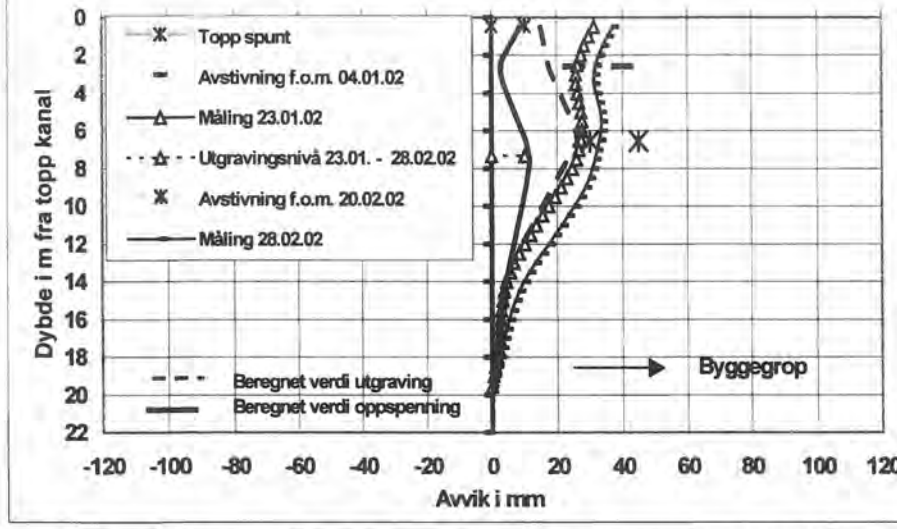
4.1.1. Inklinometermålinger for spunt mot Lars Jongsveg

Generelt er det vanskelig å måle de endelige deformasjonene i hver fase helt riktig. Det er sannsynlig at dette skyldes krypeffekter som medfører en treghet i hver fase. Dette medfører at hver fase burde stått i 2 - 3 måneder for å gi den deformasjonssituasjonen som beregningsverktøyet viser.

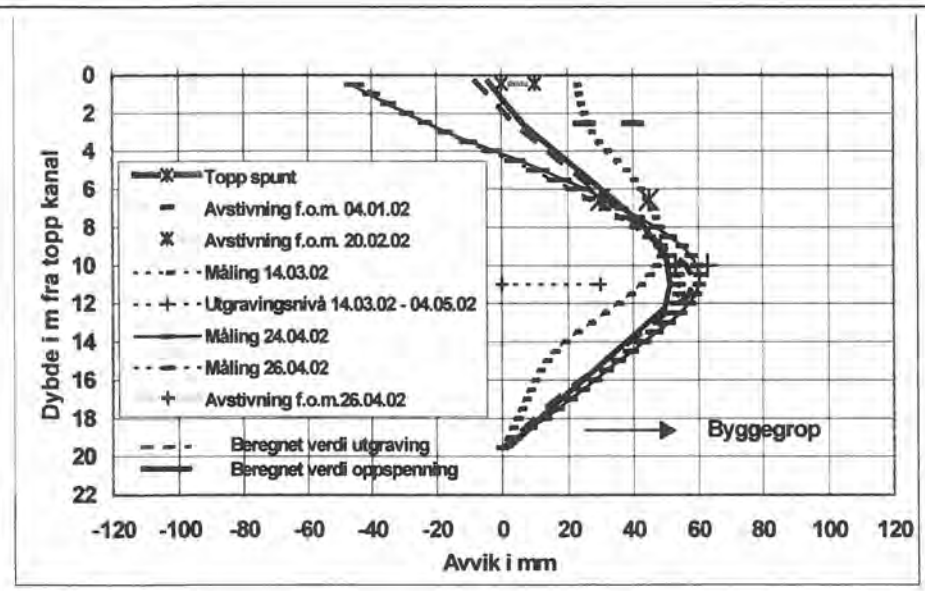
Denne effekten gir seg størst utslag i oppspenningssituasjonen som er den fasen som står i den korteste periode før neste fase inntrer. Dette gjenspeiler seg også i måle-resultatene. Vi ser at vi får mindre innpressing på målingene enn beregningene viser i de fleste faser.



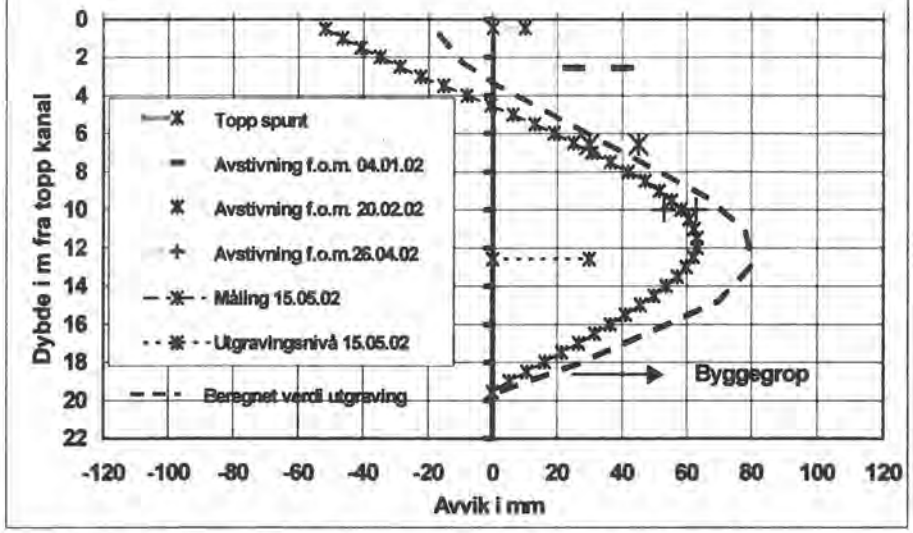
Figur 32.7 Inklinometer Lars Jongsveg, utgraving og oppspenning første nivå



Figur 32.8 Inklinometer Lars Jongsveg, utgraving og oppspenning andre nivå



Figur 32.9 Inklinometer Lars Jongsveg, utgraving og oppspenning tredje nivå



Figur 32.10 Inklinometer Lars Jongsveg, utgraving fjerde og siste nivå

4.1.2. Staglaster for spunt mot Lars Jongsveg

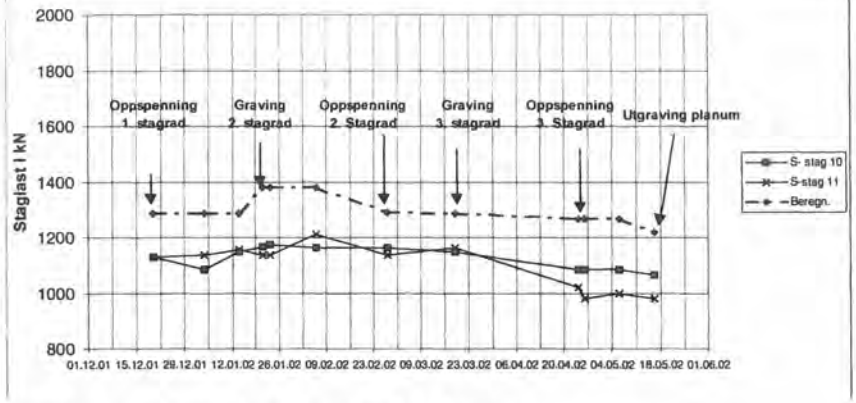
Staglastene var beheftet med en del større usikkerhet enn de øvrige målingene. Dette gjaldt både jekken som ble benyttet ved oppspenning og lastcellene på stagene.

I tillegg hadde vi det forhold at man har en endring i reelt oppspenningsnivå totalt på veggen i forhold til det spenningsnivået som påføres hvert stag. Det viste seg at ved suksessiv oppspenning sank lastnivået i nabostaget med 10 – 20% i forhold til det nominelle som staget ble spent til. Dette skyldes i hovedsak at når det neste staget spennes opp vil man få deformasjoner som sprer seg til nabostaget og dermed avlaster dette. I tillegg vil man over tid også her ha en krypeffekt som ikke blir helt korrekt modellert i beregningsprogrammene.

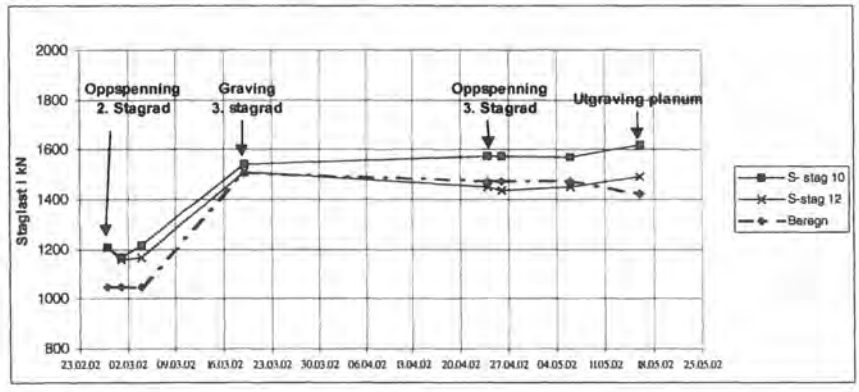
Generelt viser målingene at staglastene gjenspeiler grave- og spennefasene rimelig godt. Oppspenningsnivåene er stort sett noe høyere enn angitt på tegninger og i beregninger.

Det viser seg at de forskjellige stagsystemene entreprenørene benytter har forskjellige friheter på hvor lav last man kan låse stagene på. Dette medførte bl.a. at stagene ble låst noe høyere enn forutsatt i beregningene. Stagene ble låst på om lag 35% av låselasten mot 30 % som det var forutsatt i de nye beregningene. Dette ble ansett for å være akseptabelt.

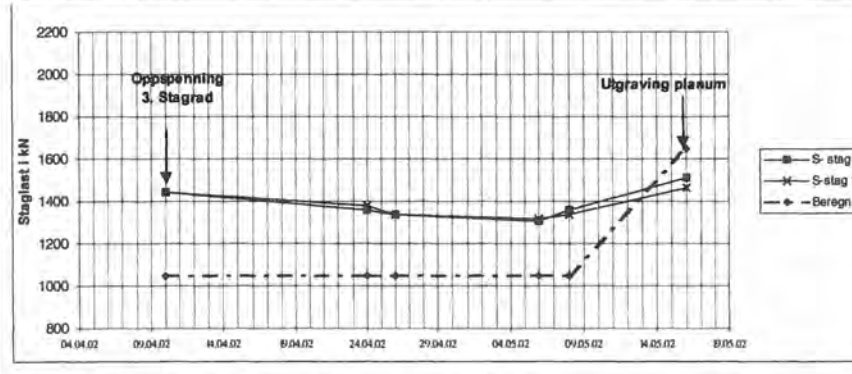
Unntaket fra dette er første stagrad der entreprenøren ikke utførte oppspenning av stagene i henhold til de reviderte tegningene, men i henhold til de opprinnelige anbudstegningene.



Figur 32.11 Staglaster rad 1, mot Lars Jongsveg



Figur 32.12 Staglaster rad 2, mot Lars Jongsveg

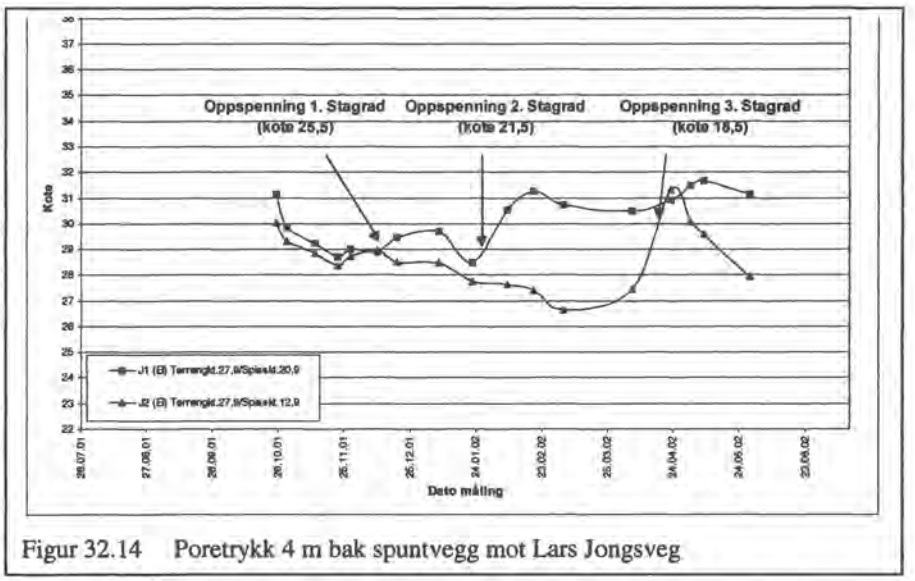


Figur 32.13 Staglaster rad 3, mot Lars Jongsveg

4.1.3. Måling av poretrykk bak spunt

Poretrykksmålingene ble utført for å kontrollere effekten av utgraving og oppspenning av stag under etablering av byggegropa.

Vi var ikke sikre på hvor stor innvirkning disse forholdene hadde på løsmassene bak spunten, men resultatene viser at selv den moderate oppspenningen vi foretok hadde effekt. Vi målte opp til ca. 4 m poretrykksøkning lokalt bak spunten under oppspenning.



Figur 32.14 Poretrykk 4 m bak spuntvegg mot Lars Jongsveg

5. Besparelser på grunn av endret konsept

En utførelse med utvidet kontroll kan med hell vurderes i flere tilfeller, og vurderingen bør komme i en så tidlig fase at man kan bake inn kontrollen og prisene på dette i anbudsgrunnlaget på en bedre måte enn hva vi fikk til ved å gjøre det i etterkant.

Det er også klart at vi ikke fikk full uttelling for alle de muligheter vi kunne ha med en slik modell. Blant annet kunne vi ha spart en del m^2 spunt i tillegg til at vi kunne ha benyttet det samme konseptet med mulige besparelser over større deler av byggegropa.

Under har vi listet opp de besparelsene vi har direkte målbare tall på i tabeller:

Reduksjon i antall løpemeter kalk/sement-peler:

Reduksjonen i antall løpemeter K/S-peler	1.000 m

Reduksjon i lm. puter:

	Før	Etter
Type	**løpemeter**	**løpemeter**
2 UNP 350	470	235
2 UNP 380	187	199
2 UNP 400	179	166
Totalt ant.lm	836	600
Besparelse	**236 lm puter**	

Reduksjon i stagarbeider:

	Før	Etter	Før	Etter	Før	Etter
Stagtype [kN]	**Antall stag [stk]**		**Staglengder (jord + fjell) [m]**		**Total stag-kapasitet [kN]**	
2050	158		5.228		323.900	
2330		41		1.570		95.530
2560		52		1.550		133.120
2750	139		3.396		382.250	
3450		168		4.428		579.600
Totale mengder	297	261	8.624	7.548	706.150 kN	808.250 kN
Besparelse	**36 stk**		**1.076 m**		**-102.100 kN**	

Vi ser av tallene at vi har en økning i total stagkapasitet på 15 % til tross for at sikkerhetsnivået er holdt konstant for stagene og materialfaktoren for jordarten er senket. I tillegg har vi spent opp stagenes vesentlig lavere enn opprinnelig forutsatt.

Antall stag er senket med 36 stk. Grovt sett kan en regne en pris pr. stag på kr 30.000,- inkl. puter og alle arbeider med etablering, oppspenning og fjerning. Dvs en besparelse på rundt 1,1 million kroner. Videre har vi spart om lag kr 70.000,- på ks-peler, og i tillegg fikk vi en grave- og oppspenningsfase mindre slik at framdriften ble forbedret.

Kontrollen har også hatt en pris. Prislappen er ikke helt kjent ennå, men det ser ut til at den kontrollen som er utført for ks-områdene alene vil ligge under kr. 350.000,-. I tillegg ble det også utført kontroll av andre deler av utgravingen av andre årsaker.

Effekten kontrollen har hatt for de tilstøtende områdene er at vi har fått en generell kvalitetskontroll på hvor godt vi har modellert løsmassene og vi har dermed fått en generell økning i sikkerheten for hele byggegropa.

Sivilingeniør Leif-Rune Gausereide, Norconsult AS
Leder i Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

AVFALLSDEPONERING I FJELLHALLER, OUTOKUMPU NORZINK AS

WASTE DISPOSAL IN ROCK CAVERNS; OUTOKUMPU NORZINK AS

Sivilingeniør Frode S. Arnesen, NOTEBY AS, Bergen
Sivilingeniør Jann Atle Jensen, NOTEBY AS, Bergen

SAMMENDRAG

Outokumpu Norzink AS vurderer utvidelse av eksisterede deponering i bergrom fra 70 000 tonn/år til 250 000 tonn/år. Det deponeres et samresidue som pumpes slemmet i vann og sedimenteres i bergrom. Dagens metode for deponering har vært vellykket i haller med bredde 17 m, høyde 27 m og lengde 200 og 400m. Det er utført en studie av løsninger for videre drift. De foreslåtte dimensjoner på nye bergrom er bredde 25m, høyde 70 m, lengde 200m, i alt 16 stk for 25 års produksjon.
Bergarten i området er en prekambrisk gneis med enakset trykkfasthet 100 - 150 MPa. Den vanligst opptredende bergkvalitet er Q= 30-40. De målte bergspenninger viser gravitativt induserte spenninger med k= 0,5 - 0,8. Beregning av forventede tangentialspenninger viser akseptable forhold med overdekning mellom 400 og 800m. Bredden på pilarene er valgt lik bredden på bergrom pluss utlastingstunnel. Anlegget er plassert nord for eksisterende med bunn på kote -45 og topp på kote +25. Sprengstein fra anlegget skal knuses, transporteres ut på bånd og deponeres med lekter eller sendes videre med skip. Det er forutsatt 2 alternative metoder for sprengning av bergrom med boring av parallelle hull, og med vifteboring. Hengen er forutsatt sikret men bunnen lastes ut med assistanse av fjernstyrt lasting. Det er lagt vekt på fleksibilitet og verifikasjon av utforming under veis. Det er økonomisk interessant å strekke bergrømmenes utstrekning i høyden. Høye bergrom er funnet økonomisk fordelaktig. Erfaringene vil bli nyttet videre. Det oppmuntres til videre forsking og utvikling for deponering i bergrom, spesielt i kystnære områder. Det pekes på at vi nå har en viss usikkerhet for videre muligheter for deponering i forbindelse med at det er satt i kraft ny deponiforskrift der deponering i bergrom ikke er omtalt.

SUMMARY

Outokumpu Norzink AS is evaluating expansion of existing depositing from currently 70 000 m^3 to 250 000 m^3 per year. The material deposited is residue with silty character suspended i water brought to sedimentation in the caverns. The deposition has worked successfully in caverns of width 17m, height 27 m and length 200 and 400m. A feasibility study for future deposition has been carried, evaluating the location and shape of future depositing caverns. The proposed caverns have a width of 25 m , height 70 m, and length 200m. The rock in the area is precambrian gneiss with UCS 100 - 150 MPa. The most frequent rock quality have Q-value = 30 - 40. The measured in situ stress have stress level induced by gravity and k= 0,5 - 0,8. Estimation of the tangential stress levels indicates acceptable levels for overburden between 400 and 800m. The width of the pillars between caverns is equal to the cavern span plu access tunnels in the pillar. The cavern system is located north of existing tunnels from 45m below sea level up to 25 m above sea level. Rock excavated from the caverns is crushed before transportation by conveyor to a loading cavern into barges or ships for disposal or

export. 2 alternative methods of excavation by sub level benching are proposed, one with drilling of parallel holes and one with drilling i fan shaped pattern.
The upper arch will be stabilised, but the lower part will remain unsupported and excavated assisted by remote controlled loaders. The design is allowing flexibility in the dimensions of the caverns. Verification as the work progresses is foreseen. It is found economically beneficial to increase the cavern height. The experiences from this project will be exploited further. Future research and development for excavation and depositing i rock caverns, based on existing knowledge is encouraged, particularly along the Norwegian coast. The new EU-directive for depositing recently enforced i Norway have created some uncertainty with regard to future depositing, as depositing in rock cavern s are not mentioned.

1. INNLEDNING

Outokumpu Norzink AS utvikler endringer i prosessen og økning av produksjon av sinkmetall i Odda
Fra dagens Produksjon med 70 000 m3 deponert masse pr år er det vurdert økning opp til 250 000 m3 pr. år.

Den deponerte massen består av et samresidue av jarositt , bergartsrester , svovel og gips som kan karakteriseres som finsand/grovsilt med bulk tyngdetetthet 17 kN /m^3 og permeabilitet - 1 -10 $^{-8}$ m s^{-1}.
Massen blandes med vann og pumpes inn som slurry, og sedimenteres i bergrommene.
Massen skal lagres under vannspeil.

Denne deponeringsmetoden er benyttet over ca 20 år og er tidligere beskrevet i Jan K.G.Rohde 1999, og en har til nå sprengt u 12 bergrom for lagring.

Bergrommene har en bredde på 17 m og en høyde på 27 m. lengden er på 200 m og 400 m.

Outokumpu Norzink AS har meget god erfaring med fjelldeponi og har gjennomført flere studier der man har sett på videreføring av lagringsmetoden, både med hensyn på sikkerhet mot uønskede utslipp og minimering av deponeringskostnad.

De tidligere utførte, studier og verifikasjoner med kartlegging, boringer, bergtrykksmålinger og numeriske beregninger utført av Grøner , Sintef og NGI er benytte ved vurderingene.

NOTEBY AS har bidratt med gjennomføring av arbeider med Fana Stein og Gjenvinning AS's prosjekt underjords pukkverk i Stendafjellet, der pukk tas ut i bergrom med spennvidde 25m og høyde 50 m, og utlasting utføres med fjernstyrt last - og bær maskin, Arnesen, 1999.

Andre erfaringer som er tatt i bruk er metoder for injeksjon av berg og og bygging av tette betongplugger fra vannkraft tunneler, tunneler for ilandføring av olje- og gassrør og undersjøiske vegtunneler.

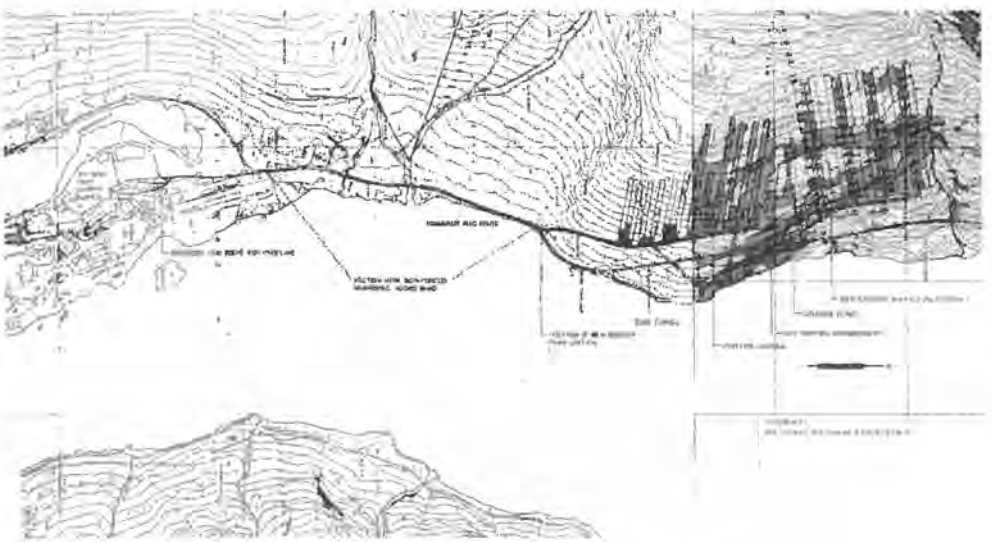
2. UTFØRTE ARBEIDER

Det forslag til utforming som forstudien har resultert i er et resultat av et arbeid hvor det er tatt hensyn til:

- Miljømessig akseptabel plassering av sprengstein i Sørfjorden
- Teknisk - økonomisk vurdering av alternative utforminger av bergrom og aktuelle drivemetoder
- Plassering av anlegget med hensyn på minimering av utslipp.
- Analyse av 5 forskjellige plasseringer av anlegget
- Utforming av system for rørtransport av slurry og returvann.
- Vurdering av størrelse på bergrom og fremdrift.

Første del av studien ble utført i 2000 , arbeidet ble avsluttet i september 2002.
Nå pågår tilpassing av prosjektet til Outokumpu Norzinks planer for videre utvikling.

De foreslåtte dimensjoner på bergrom er bredde 25m, høyde 70 m, lengde 200m.



Figur 1 Generell oversikt med nye fjellhaller til høyre

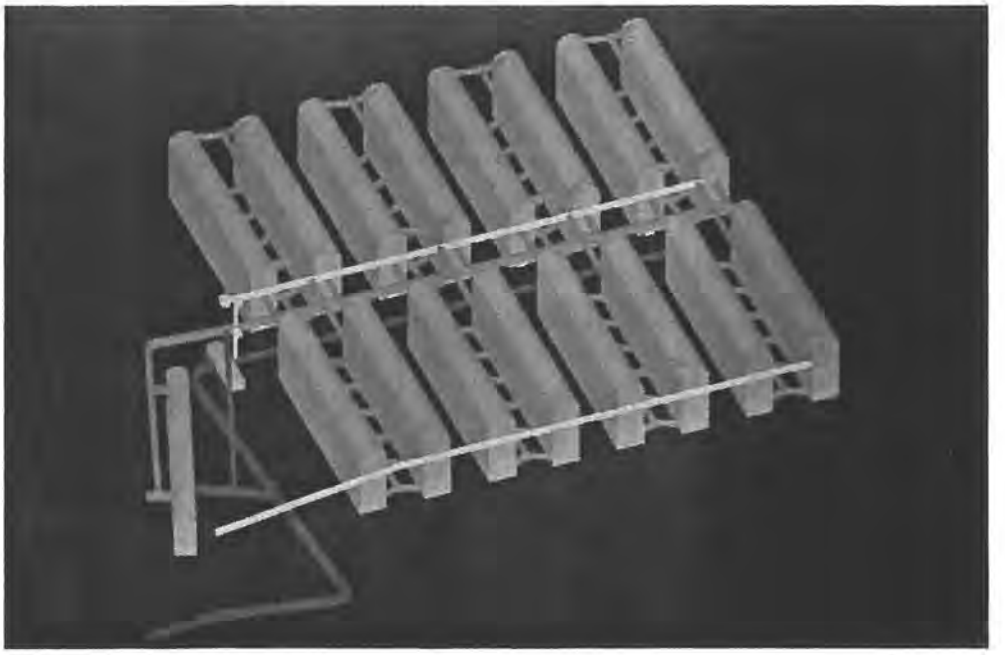
3. INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD

Bergarten på stedet er en lys feltspatrik gneis med noe innhold av glimmer. De geologiske forholde er beskrevet i Jan G Rohde, 1999:

"Bergarten er av prekambrisk alder og består hovedsakelig av en massiv stedvis foliert grovkornet kvarts- og bilotittrik granittisk gneis. Bergarten er gjennomsatt av enkelte pegmatittganger og ganger av middelskornig granittsom begge er fast sammenvokst med gneisgranitten. Foliasjonsretningen er NV- lig med fall mot NØ. Sprekker langs foliasjonen er de mest utbredte, mens steile sprekker med strøkretning NØ opptrer i en viss grad."

Oppsprekkingsgraden avtar mot nord og vest etter som en går lengre inn i bergmassivet. Rapport fra nr 991042 fra NGI oppgir en gjennomsnittlig Q- verdi mellom 16 og 75 i hall nr 10, og for hele anlegget en variasjon i Q-verdi fra 0,3 til 150. Den mest opptredende bergkvalitet tilsier en Q- verdi mellom 30 og 40. For Q- verdi se Ref /1/, side 146.

Den valgte nye retningen på hallene er svingt noe mer øst- vest. Det er normalt på kotene og gir en antatt gunstigere retning i forhold til de målte hovedspenningsretningene.
I tillegg viser den geologiske kartleggingen en endring i de opptredende sprekkeretningene, og orienteringen er valgt for å gi bedre stabilitet i veggene.



Figur 2 3D - oversikt deponirom

4. BERGMEKANIKK

Spenningsmålinger utført av SINTEF i 1985 og viser at man i de ytre deler av anlegget stort sett har gravitativt induserte spenninger. Boringen lengst inn i anlegget har noe forhøyede horisontalspenninger. Retningen på hovedspenningen er influert av orientering og geomtri på dalsiden og fjellformen Mulen
De mekaniske egenskapene målt ligger innefor normalområdet for norske gneiser med noe lavere styrkeparametre for grovkornet enn for finkornet gneis.
Erfaringer fra drift av Folgefonntunnelen er innhentet ved inrevju med Statens Vegvesen , og deres erfaringer viser at høye spenninger og bergslag fra stuffen bare opptrådte sporadisk og i spesielt massive bergpartier.
I de eksisterende hallene har det vært lite bergslagsytringer og behov for sikring mot bergslag, Men det har vært enkelte partier i indre deler av anlegget der nedfall under drift har forekommet.

Det nye anlegget er lagt noe lengre inn i bergmassivet og en venter der også innslag av tektoniske spenninger som vi venter gir større horisontalspenninger i nord - sør retning.

Analyse av ventet spenningsnivå i bergrommets heng og vegger er utført etter metoden angitt av Hoek and Brown referert i NBG handbook No 2, 2000, kapittel 5.2.4.

Beregning av tangentialspenninger med varierende overdekning og innflytelse fra overdekning 400m og k = 0,5- 0,8.

VERTIKAL OVERDEKNING M	TANG. SPENNING HENG $\sigma_{\theta R}$,	TANG. SPENNING VEGG $\sigma_{\theta W}$,
200	-2,06 MPa	6,2 MPa
400	14,75 MPa	9,71MPa
600	21,99 MPa	13,71 MPa
800	28,96 MPa	18,72 MPa
1500	17,32 MPa	46,29 MPa

Beregningene viser at det er dårlig innspenning i hengen ved lav overdekning. Den overdekning som er aktuell for anlegget vil gi tangentiell spenning i hengen i størrelsesorden 10 - 30 MPa . Den enaksielle trykkstyrke målt i laboratoriet er 100 - 150 MPa. I områder nær knusningssoner med svakere berg må en vente økt sikring på grunn av bergtrykk.

I veggene antas større berslagsytringer å kunne oppstå når overdekningen kommer opp i 1000 - 1200m.

Dersom en har høye horisontale bertrykk med k= 2 - 3, som er registrert i sentral Norge, vil en få bergslag i hengen og et strekk på mellom 7 og 31 MPa i veggene. Et slikt strekk i vil gi mindre innspenning av stabbene mellom hallene. Et idealisert tilfelle viser at vertikalspenningen i veggen ikke bør bli mindre enn 1,5 MPa, og at forholdet mellom horisontal - og vertikalspenning, regionelt bør være mindre enn k = 1,3 - 1,4 for at denne effekten kan neglisjeres. Utførte målinger som er gjort i anlegget gir k = 0,57 - 0,83.

Konklusjonen fra berspeningsanalysen tilsier at spenningene i bergrommet vil være akseptable for stabiliteten når bergommet legges i områder med mellom 400 og 800 m overdekning.

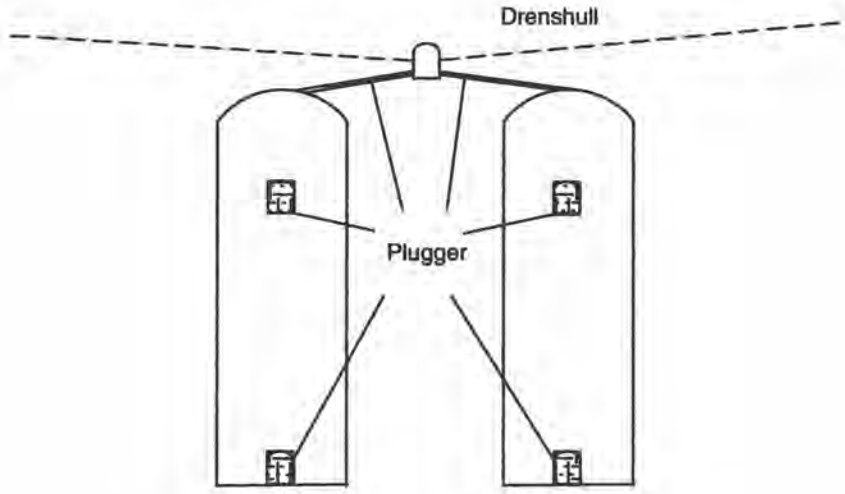
Bredden på pilarene er valgt lik spennvidden pluss bredden av den mellomliggende utlastingstunnelen. Siden dette ikke er en avgjørende økonomisk parameter er det valgt en bredde der man er sikker på at man kan injisere berget tett samtidig som man ikke får indusert for store vertikale spenninger.

5. LEKKASJER OG UTSLIPP

Modeller av grunnvannstrøm og data om hgeohodrologiske forhold er tidligere presentert av Rohde 1999.
Anlegget har tidliger plassert som"liggende flasker" mellom ca kote - 3 og kote + 25. De målte og restrerte lekkasjer fra anlegget viser at utslippet fra bergrommet bare er et par prosent av Norzinks utslippstillatelse til sjø.

Den foreslåtte plasseringen av anlegget er en tilpassing av drivekostnader, deponikostnader og minimering av utslipp. Anlegget er plassert med ytterste bergrom ca 50 m lenger inn i berget.

Høyden er lagt med topp slik at man beholder selvfall ut anlegget på innpumpingsnivå. Bunnen av anlegget er lagt 70m lavere.
I driftsfasen skal anlegget dreneres ned til nivå -45 . Etter at anlegget er fylt opp er skal bergrommene blokkeres, men på øvre nivå skal det bores drenshull for avlasting av vbannrykk og leding av vann utenom de oppfylte rommene. anlegget fylles opp.

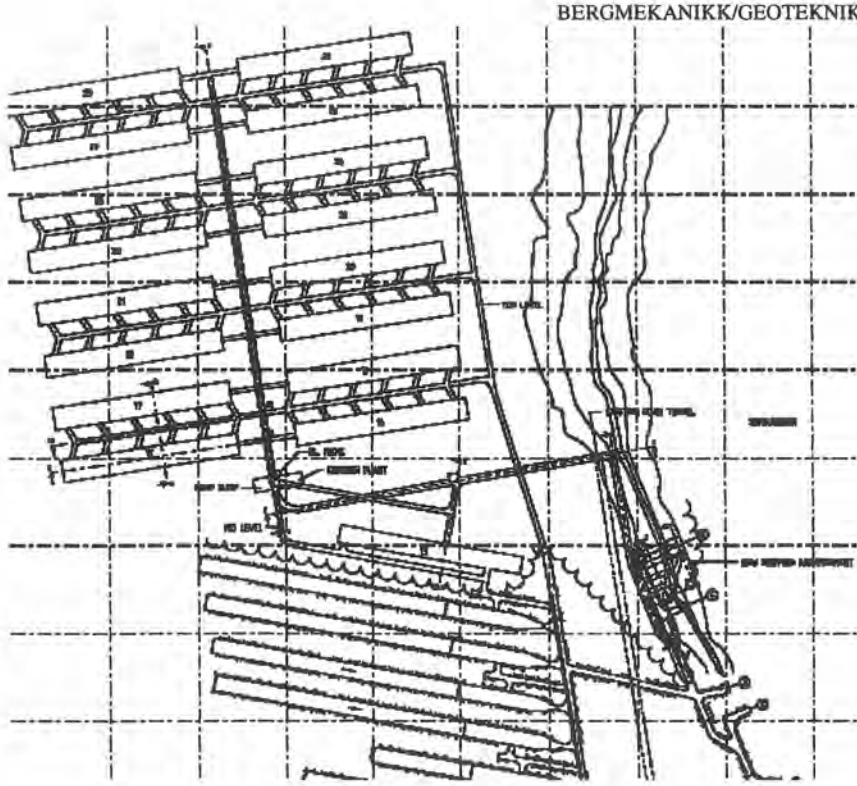


Figur 3 Prinsipp drenering og tetting etter fylling

6. UTFORMING AV ANLEGGET

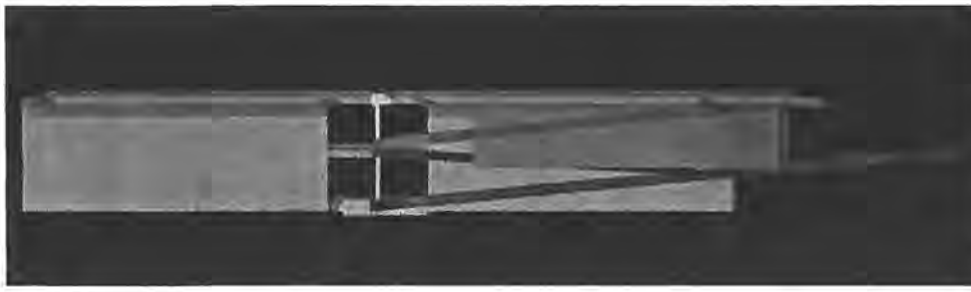
Først etableres utskipingssystemet med å utvide en eksisterende tippåpning med pallsprengning og terskelsprengning til en utlastingshall i berg.

Deretter startes driving av hall 13, som er 20m bred og 30 m høy . med utlasting gjennom en tunnel i bunniva. Hall 13 skal først benyttes til lagring av forurensede rivningsmasser fra ombygging av fabrikken.



Figur 4 Oversikt tunnelsystem

Parallelt med driving av hall 13 drives adkomst fram til de 3 nivåene som en har forutsatt nødvendig for å ta ut de nye bergrommene. På bunnivå etableres basseng for drensvann og en hall for grovknuser. Fra grovknuser er massen forutsatt transportert med transportbånd til mellomlager før et nytt transportbånd legger massen på splitlekter eller annet fartøy for dumping eller eksport.

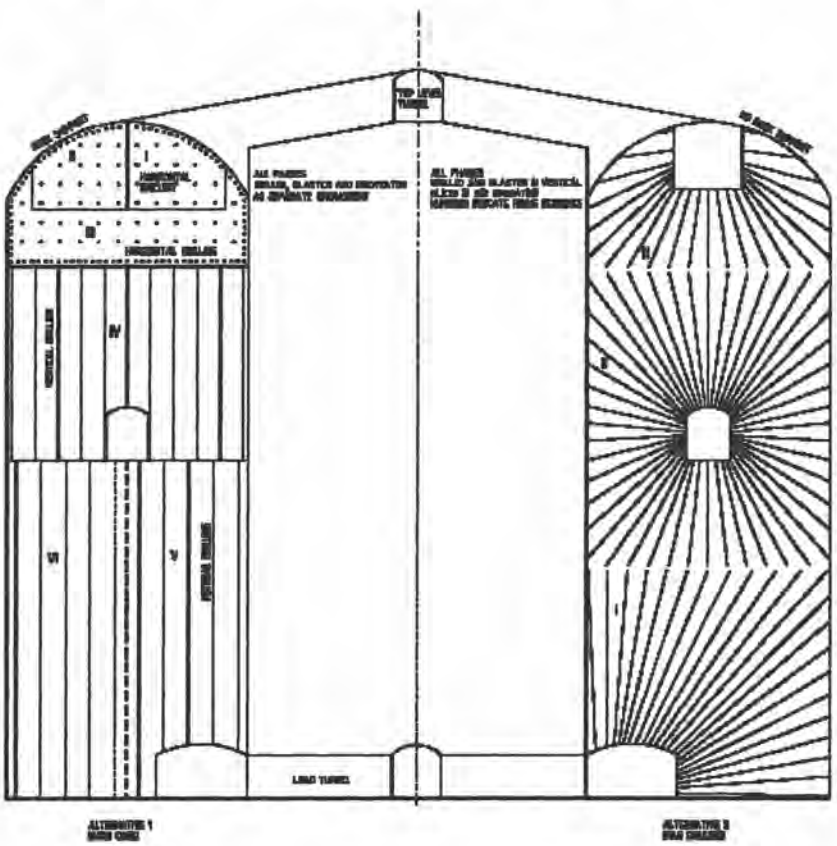


Figur 5 Deponihaller sett fra siden

7. SPRENGNING OG SIKRING AV DEPONIHALLER

Utformingen er gjort for å sikre stor grad av fleksibilitet. Dersom lokale geologiske forhold tilsier at forholdene ikke tillater full bredde eller høyde, kan dette kompenseres ved lengre eller flere haller.
Denne fleksibiliteten , samt at bergrommene ikke er forutsatt tilgjengelige for mennester etter uttak tillater at man kan gå langt i å utnytte bergets kapasitet innenfor sikre rammer .
Det er forutsatt to alternative metoder for uttak:

"Stendafjell - metoden" gjennomført av Kruse Betong AS:
Det tas ut en toppskive der berget sikres før det sprenges en liggepall slik at man får høyde nok for en stor pallrigg. Det sprenges ut en 20 m høy stenderpall. Berget tas ut gjennom utlastingstunnelen i midtnivået og transporteres til styrstsjakt mot knuser. Veggene arbeidssikres. Så etebleres en langhullsboret sjakt til nederste nivå hvor det er drevet en tunnel i bunnivå som definerer utlastingsåpningene og det sprenges ut en 10 m bred og 40m høy pall med 3" boring som lastes ut gjennomutlastingstunnelene i stabben mellom hallene. Siste pall sprenges på langs med utkast mot lasteåpningene. Det utføres ikke annen bunnrensk en det som er mulig med fjernsyrt lastemaskin. Store blokker må bli liggende.



Figur 6 Prinsipp for utsprengning av bergrom

Skivepallbryting med sikret toppstoll

Det tas ut og sikres en toppskive. Det sprenges en stoll i hele rommets lengde både på mellom - og bunn- nivå.
Det sprenges en sjakt mellom nivåene som utvides suksessivt til ei strosse der man borer vifter på tvers av hallen og sprenger suksessivt på begge nivå og laster alt ut i bunnen . Det utføres ikke annen bunnrensk en det som er mulig med fjernstyrt lastemaskin. Store blokker må bli liggende.

Deponirommene avsluttes med å støpe bunnpropper av betong som etterinjiseres med sement, evt også epoxy og polyurethan.

8. KONKLUSJONER

Det har vært meget interessant å jobbe med et prosjektet der man kan trekke på et så vidt spekter av teknikker for bergarbeider.
Det er forutsatt at man underveis skal verifisere de forutsetningene som velges med hensyn på utforming , sikring og drivemetoder.

Etter det vi har fått høre fra Norzink er deponering i bergrom økonomisk fordelaktig sammenlignet også med deponering i dagen, selv med dumping av sprengsteinen i fjorden.

Også for bergromsprosjekter i bynære områder vil det være økonimisk interessant å strekke bergrommene i høyden, og erfaringene fra dette arbeidet er verdifulle for videre prosjekter.

9. SLUTTKOMMENTAR

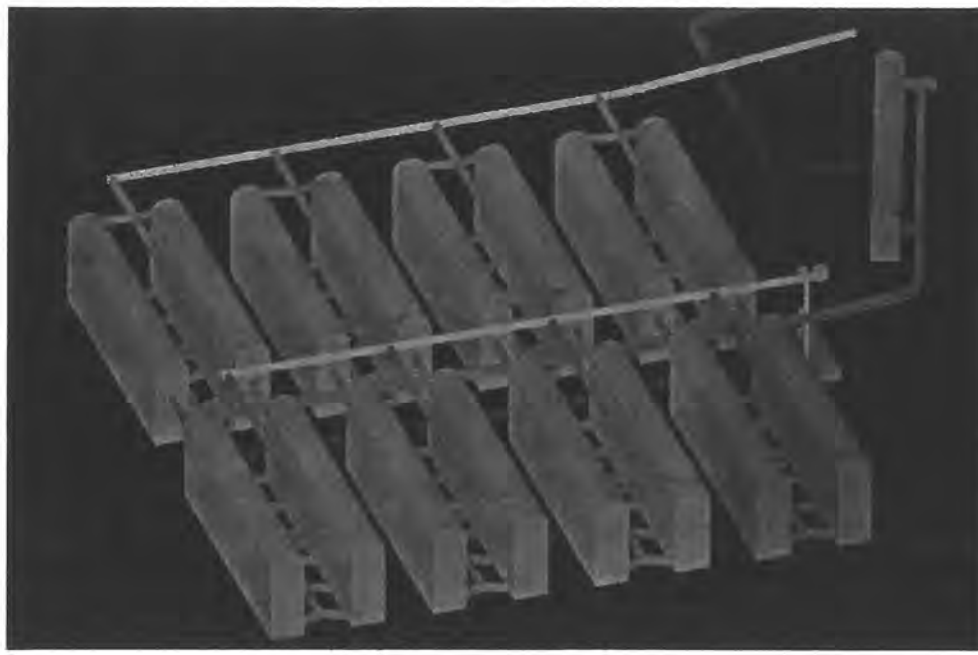
Det bør være også andre samfunnsnyttige og økonomisk lønnsomme muligheter for å utnytte bergrom til sikker deponering i stor målestokk av masser man ikke vil ha fritt liggende i naturen samtidig som bergmassene nyttes/selges.
Det pekes spesielt på det faktum at vi langs kysten flere steder har påvist meget tette bergarter der det er mulig å etablere deponi under havnivå.

Det er allerede utført mye forskning for lagring av radioaktivt avfall, men vi må verifisere og tilpasse dette til norsk berggrunn og de stoffer det er aktuelt å deponere
Et nøkkelpunkt er finne hvilket krav en må sette til det som kan deponeres forsvarlig.
For ingeniørgeologi og bergmekanikk er det en utfordring i å videreutvikle det beregningsverktøy som er utviklet for rom for permanent opphold og bruk til rom der mennesker ikke skal inn og der man fyller plassen med nye masser.
I tillegg må det arbeidet videre med å tilpasse de metoder for kartlegging av mobilitet til grunnvann og grunnvannstrøm som allerede er utviklet for tunneldriving og grunnvarme.

9.1 Deponidirektivet

Det er i år trådt i kraft et nytt direktiv for deponering av forurensede masser (FOR 2002-03-21 nr 375). Deponering i bergrom er ikke omtalt konkret .Dette direktivet kan imidlertid leses slik at det i uansett skal benyttes tetting med membran og tette masser selv om berget tilfredsstiller kravene til tetthet og man har kontroll med grunnvannsstrømmen. Deponering i uforede bergrom vil da måtte godkjennes prinsipielt i hvert enkelt tilfelle. I Norge er det gode miljømessige erfaringene over 30 år med lagring av olje i uforede bergrom.

Spesielt lagring med avfall med lite mobile komponenter med lav toksisitet bør det kunne gis prinsipiell adgang til.



Figur 7 Hallsystemet sett fra vest

REFERANSER:

1. Handbook no.2 , 2000: Norwegian Tunneling Society, side 80 – 81,side146.
2. Jan K.G.Rohde, Ægir Jóhannson 1999:Utsigsberegninger for Deponihaller ved Norzink i Odda, Fjellsprengsteknikk Bergmekanikk Geoteknikk 1999. side 38.1 – 38.11
3. Frode .S. Arnesen 1999: Pukkverk under jord, Fjellsprengsteknikk Bergmekanikk Geoteknikk 1999. side 34.1 – 34.8.
4. *Forskrift om deponering av avfall* (FOR 2002-03-21 nr 375, deponiforskriften) fastsatt av Miljøverndepartementet 21. mars 2002 og med ikrafttredelse 1. mai 2002.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

UNDERSØKELSER FOR HIDRA-FORBINDELSEN - KJERNEBORING OG TOMOGRAFI

Site investigations for sub-sea tunnel to the island of Hidra - core drilling and seismic tomography

Mona Lindstrøm, Vegteknisk avdeling Vegdirektoratet
Knut Borge Pedersen, Vegteknisk avdeling Vegdirektoratet
Ole Christian Pedersen, Geomap

SAMMENDRAG

En undersjøisk tunnel planlegges under Hidrasundet i Vest-Agder, på rv 469 fra Kvellandstrand nær Flekkefjord til Hidra. Her gis en sammenstilling av resultater fra forundersøkelser som er gjort til nå: geologisk kartlegging, refraksjonsseismiske undersøkelser, kjerneboring og seismisk tomografi.

Tunnelen blir ca. 3100 m lang, med en undersjøisk del på ca. 800 m. Tunneltraséen er i utgangspunktet undersøkt ut fra en bergoverdekning på 50 m som gir en maksimumsdybde på -130 m. Tidspunktet for anleggsstart er ikke fastsatt.

Tunnelen vil gå gjennom charnockitt, en intrusiv bergart tilhørende Rogaland anortosittfelt. Charnockitt er erfaringsmessig en sprengningsteknisk vanskelig bergart, og er undersøkt med tanke på hvilke trekk som kan være grunn til opptreden under sprengning, bl.a. sprekker og mikrosprekker. Seismiske undersøkelser har påvist en bred bruddsone i Hidrasundet med svært lav seismisk lydhastighet, som sannsynligvis representerer en regional forkastning. Kjernelogging definerer bergkvaliteten generelt som dårlig og svært dårlig. Bruddsonen er definert ved intens oppsprekning, sterk forvitring og sprø deformasjon. Vanntapsmålinger i forbindelse med kjerneboringen viser relativt lite vann.

Det ble utført et forsøk med seismisk tomografi for detaljundersøkelser av bruddsonen. Metoden har godt potensiale mht. forundersøkelser for undersjøiske tunneler, og målet var å lokalisere forløpet av bruddsonen mot dypet og finne muligheter for å heve tunneltraséen. Tomografi-profilet fra Hidrasundet viser markert utbredelse av sonen i dypet, med seismiske hastigheter på 2400 til 3000 m/s. Resultatene medfører at sikringsbehovet for tunnelen blir relativt stort, med spesiell vekt på den undersjøiske delen. Det er foreslått i hovedsak forsiktig sprengning, systematisk bolting og sprøytebetong, med ekstra sikring i bruddsonen ved forinjisering for å stabilisere berget og redusere innlekkasje av saltvann.

SUMMARY

A new sub-sea road tunnel, connecting the island of Hidra to the mainland in SW-Norway, is under planning. The paper presents results from the preliminary site investigations concerning geology, refraction seismic and seismic tomography. The construction of the tunnel has not begun.

The tunnel will be 3100 m long, with a sub-sea part of 800 m. The stretch of water between the mainland and the island of Hidra is called Hidrasundet and the water depth along the proposed tunnel route reaches a maximum of 75 m. The lowest point of the proposed tunnel is at 130 m below sea level.

The whole tunnel will be excavated in charnockite, a rock type which has been known to cause problems during blasting operations due to its fracturing properties. A refraction seismic profile shows varying rock conditions along the sub-sea part of the tunnel, and identifies a major weakness zone. Examination of samples taken from core drilling defines the rock quality as generally poor, and the weakness zone is described as fractured and weathered charnockite. The amount of water leakage along the borehole is relatively low.

Seismic tomography was performed from the borehole in the seabed to provide more detailed information about the weakness zone and its progression towards the proposed tunnel route. Results from the tomography shows a broad weakness zone increasing with depth with seismic velocities from 2400 to 3000 m/s, signifying very poor rock quality. These results will lead to extensive rock support throughout the tunnel.

1 INNLEDNING

En undersjøisk tunnel er planlagt under Hidrasundet i Vest-Agder, på rv 469 fra Kvellandstrand nær Flekkefjord til Hidra. Tunnelen vil erstatte ferjeforbindelse på denne strekningen. I det følgende presenteres en sammenstilling av resultatene så langt fra forundersøkelsene.

Tunnelens lengde blir ca. 3100 m, derav ca. 800 m undersjøisk. Tunneltraséen for den undersjøiske delen er i utgangspunktet undersøkt ut fra en bergoverdekning på 50 m som gir en maksimumsdybde på -130 m. På det dypeste langs den foreslåtte traséen er sundet 70-75 m dypt, med en løsmassemektighet som varierer mellom 0 og 8 m.

Tunnelprofil gjennom det meste av tunnelen blir T8,5 og anslått trafikkmengde er ÅDT < 1000. Tidspunktet for anleggsstart er ikke fastsatt.

Utførte undersøkelser:
Refraksjonsseismiske undersøkelser, 1998, 1999. Geomap
Geologisk kartlegging, 2000. Vegteknisk avdeling
Kjerneboring, vanntapsmåling, 2001-2002. Entreprenørservice
Seismisk tomografi, 2002. Geomap
Logging, rapportering 2002. Vegteknisk avdeling.

I disse undersøkelsene er to forhold spesielt viktige:

- En omfattende bruddsone som går gjennom Hidrasundet. Sonen er undersøkt bl.a. ved hjelp av seismisk tomografi, som til nå er lite brukt ved forundersøkelser for undersjøiske tunneler. Fordeler med tomografi ved denne type undersøkelser vurderes, med utviklingspotensiale for metoden.
- Hele tunneltraseen går gjennom charnockitt, som erfaringsmessig er vanskelig sprengningsteknisk og der disse egenskapene ikke alltid kan påvises ved standard bergmekaniske vurderinger.

2 GENERELL GEOLOGI

Hidra er dominert av intrusive bergarter tilhørende Rogaland anortosittfelt som opptrer i området mellom Egersund og Farsund. Feltet består av bergarter med sammensetning som varierer fra hovedsaklig anortositter til noritter, syenitter og granitter. Bergartene er karakterisert ved mineralinnhold og teksturer som viser opphav under høye trykk- og temperaturforhold og med lite vann tilstede. Anortosittmassivene ble dannet under en sen fase av den Svekonorvegiske orogenese som fant sted i perioden 1200-1000 Ma, og som påvirket store deler av det sørvestnorske grunnfjellet.

Leuconoritt og monzonoritt utgjør hoveddelen av Hidra, mens den østlige delen og fastlandsiden langs den planlagte tunneltraséen består av charnockitt. Intrusivene på øya er datert til 930-950 Ma (Pasteels et al. 1979), og tolket til å være intrudert i etterkant av en regional granulittfacies metamorfose.

Charnockitt opptrer typisk i assosiasjon med anortosittmassiver. Beslektede bergarter i Norge finner vi noen få steder, bl.a. i Lofoten og Vesterålen. Charnockitt kan klassifiseres som en granitt ut fra innhold av hovedmineralene plagioklas, alkalifeltspat og kvarts. Ulikt vanlige granitter er imidlertid bergarten karakterisert ved innhold av pyroksen som mafisk mineral, dessuten opptrer feltspatene som komplekse sammenvokste korn av plagioklas og alkalifeltspat i mesopertitter og antipertitter. Disse trekkene, sammen med en granoblastisk tekstur, viser at bergarten krystalliserte under høye trykk- og temperaturforhold, det vil si på store dyp i skorpen.

3 UNDERSØKELSER FOR TUNNEL

3.1 Geologisk kartlegging

Geologisk kartlegging på land ble utført i en tidlig fase (Lynneberg 2000). Området på begge sider av sundet har god blotningsgrad som gir relativt god kontroll på sprekker og retning på svakhetssoner.

Ulik grad av oppsprekning opptrer hyppig i charnockitten. Der brudd eller bruddsoner opptrer, forvitrer bergarten lett, dels under dannelse av kloritt, rust og leire. Dette er mineraldannelser som vanligvis øker behovet for sikring. Knusningssoner ble observert på land på begge sider, og det ble antatt at flere slike ville krysse traseen i Hidrasundet. I tillegg var det antatt at en regional forkastningssone går langs sundet.

3.2 Refraksjonsseismikk

Refraksjonsseismiske undersøkelser utføres alltid i forbindelse med undersjøiske tunneler for vurdering av berggrunnsforholdene, og i dette tilfellet var det i tillegg viktig å lokalisere bruddsoner i sundet. Målingene ble utført ved å legge ut sjøbunnskabler langs 6 profiler over det dypeste partiet langs planlagt trasé, med hydrofoner og preladete skudd. Kabellengde var totalt på 235 m (Geomap 1998, 1999).

Resultatene viser vekslende bergforhold, med seismiske hastigheter i berggrunnen mellom 2300 og 6000 m/s. En lavhastighetssone midt gjennom sundet har hastigheter ned til 2300-3000 m/s, som kan tolkes som en løsmassefylt sprekk eller kløft. Profilet viser to forskjellige lydhastigheter i berg nær overflaten, mellom 3000 og 3700 m/s, noe

som kan tyde på at det opptrer et oppsprukket og forvitret skall av bergarten fra overflaten og noen meter ned.

3.3 Kjerneboring og vanntapsmåling

Kjerneboringen ble utført for å kartlegge oppsprekkingsgrad og lekkasjeforhold, og spesielt lokalisere forløpet av lavhastighetssonen. Det var antatt at forvitringen når dypest langs svakhetssoner, og det er viktig av hensyn til kostnadene ved tunneldriften å finne omfanget av forvitring i og omkring svakhetssonen under Hidrasundet.

Kjerneborehullet er 405 m langt, og ble boret fra land på Launes på Hidrasiden. Hullet er plassert parallelt med og ca. 30 m over traséen på det laveste punktet. Styrt boring ble utført i seksjoner i området mellom ca. 50 m til ca. 260 m (Entreprenørservice 2002). En del boretekniske problemer oppstod ved styrt boring, som ga kjernetap flere steder, dels på grunn av mindre diameter på kjernene (28 mm mot normalt 45 mm).

Vanntapsmålinger ble utført i forbindelse med kjerneboringen. Målingene ble foretatt med vanntrykk på 10 bar og over større seksjoner i borhullet, som regel over 30 m. De registrerte vanntapene er små, sannsynligvis på grunn av leirfylte sprekker. Det største vanntapet er rapportert fra kjernelengde 320 m, som er sammenfallende med de laveste hastighetene på tomografien.

3.4 Seismisk tomografi

Tomografi-undersøkelser ble utført mellom kjerneborehullet og sjøbunnen, ved å legge ut to kabler parallelt på sjøbunnen og skyte fra kjerneborhullet. Alle skudd avfyrt i borhullet blir registrert på begge kablene. Tomogrammet gir et detaljert bilde av seismisk hastighet i et plan mellom borhull og mottaker, der fordeling av hastighet kan relateres til bergkvalitet (Westerdahl 2001).

Formålet var her å lokalisere forløpet av den påviste lavhastighetssonen mot dypet og finne muligheter for å heve tunneltraséen. Dette ville gi en kortere tunnel med mer gunstige stigningsforhold og lavere kostnader. I tillegg vil mer detaljerte opplysninger om berggrunnen nær tunnelnivå føre til mer nøyaktige sikringsprognoser.

Resultatene fra denne undersøkelsen viser markert omfang av lavhastighetssonen mot dypet, med en sammenhengende, nesten 90 m bred sone med svært lave hastigheter, 2400 til 3000 m/s. Resultatet bekrefter opplysninger fra refraksjonsseismikk og kjerneboring, og viser i tillegg at sonen har stor bredde mot dypet og at den fortsetter videre til den foreslåtte tunneltraséen.

4 RESULTATER FRA KJERNELOGGINGEN

4.1 Geologisk beskrivelse

Strekningen langs hele kjerneborhullet består av charnockitt. Charnockitten er homogen mht. mineralogi og tekstur, den er mørk grå, middelskornet og uten foliasjon. Mineralinnholdet er hovedsaklig plagioklas, mesopertitt, antipertitt og kvarts, med 10-15 % mørke mineraler som ortopyroksen, clinopyroksen og mindre mengder oksyder. Bergarten er relativt frisk og uvitret utenom sprekkene.

Bergarten langs hele borehullet har relativt tett med sprekker, oftest langs to hovedretninger, og den deles lett opp langs sprekkeplanene. Tynnslipstudier viser en rekke smale (< 1 mm), gjennomsettende og leirfylte sprekker. En klart definert sone med mye knust kjerne opptrer mellom ca. 250 og 340 m borehullslengde. Denne er sammenfallende med lavhastighetssonen vist på tomografien. I tillegg finnes også mindre klart definerte soner med større andel knust kjerne.

Innen bruddsonen vises mer intens oppsprekking med sprø deformasjon, sterk forvitring av mineraler (spesielt pyroksen), og sprekkene er fylt av sekundære mineraler som kloritt, serpentin, kalkspat m.m. Feltspat- og kvartskornene inneholder mikrosprekker i flere retninger, dels fylt med sekundære mineraler. Dypvitring innen bruddsonen var også antydet ut fra funn ved geologiske undersøkelser på land.

Sprekkene vil få betydning ved sprengning og sikring av tunnelen. Bergarten er uten klart definerte foliasjonsplan som gir en foretrukket oppsprekningsretning. De tette og gjennomgående sprekkene vil bestemme bruddplanene, mest sannsynlig også de observerte mikrosprekkene i mineralene. Sprengningsteknisk har charnockitten et dårlig rykte, ved å være uforutsigbar og at den sprekker opp lettere enn makro-oppsprekkingen skulle tilsi. Ved å slå på kjernene med hammer kan vi se at bergarten deles lett opp i flere retninger - også langs ikke synlige sprekkeplan ("sukkerberg").

4.2 Q-verdi

Q-metoden ble benyttet som utgangspunkt for bergmekanisk klassifisering og dimensjonering av sikring (Løset 1998). Borkjernene fra Hidrasundet består av samme type bergart som opptrer relativt homogent, og Q-verdiene er ganske konstante, mellom 0,17 og 2,5. Dette klassifiserer bergarten som "dårlig" og "svært dårlig".

Fordeling av borhullets bergmassekvalitet:

Q-verdi	Fordeling %	Beskrivelse	Bergklasse
0,1 - 1	60	svært dårlig	E
1-4	40	dårlig	D

Fordelingen av Q-verdiene viser ikke konstante verdier over lengre strekninger, det vil si at definisjonen svært dårlig bergklasse finnes langs hele borhullet. Bruddsonen er markert ved jevnt over lavere verdier.

I dette tilfellet har metoden flere usikkerhetsmomenter, spesielt knyttet til RQD-verdiene. For eksempel kan ikke resultatene fra strekninger med styrt boring sammenlignes direkte med øvrige strekninger på grunn av mindre kjernediameter. Dessuten vil mikrosprekker i mineralene påvirke RQD-tallet slik at Q-verdien blir lavere.

5 DISKUSJON

5.1 Vurdering av resultatene

Tidligere erfaringer med tunneldrift i charnockitt er som nevnt ikke de beste. Det synes som om trykkpåvirkninger fra salvene påvirker berget i større utstrekning enn normalt, noe som fører til mer behov for rensk og/eller større behov for driftssikring på stuff. Charnockitt har generelt lavere trykkstyrke enn lignende magmatiske bergarter som granitter.

Q-verdiene for charnockitten antyder dårlig og svært dårlig bergklasse, dessuten er det i dette tilfellet vanskelig å fastslå om verdiene er representative for egenskapene til denne bergarten. Mikroteksturene, med blant annet oppsprukkede mineralkorn må også tas hensyn til ved bergmekaniske vurderinger. Dette viser en avgjørende betydning av tynnslipstudier av bergartene for en helhetlig vurdering av bergkvaliteten. I praksis for tunnelen til Hidra vil resultatene medføre forsiktig sprengning og sikring ut over det som kan anslås fra standardiserte verdier.

Resultatene fra tomografien bekrefter tilstedeværelsen av bruddsonen i dypet, og viser svært lave seismiske hastigheter. Bergarten i dette området er tett oppsprukket, dels mekanisk oppknust og sterkt forvitret. Langs kjerneborehullet er det en strekning på ca. 90 m med hastigheter på 2400 til 3000 m/s, som viser dårlig bergkvalitet. Dette vil medføre ekstra sikringstiltak over hele strekningen. Kjennskapet til denne sonen forbedrer sikringsprognosen og gjør at drivingsprosedyrene kan legges til rette på et tidlig tidspunkt, og med mindre sjanse for ubehagelige overraskelser underveis.

Kjerneborhullet inneholder relativt lite vann, noe som sannsynligvis skyldes leirfylte sprekker. Men siden tunnelen skal bygges under havnivå og bergarten er tett oppsprukket og oppknust langs en bred bruddsone, kan ikke vannproblemer avskrives. Lekkasje av saltvann medfører dessuten korrosjonsproblemer.

5.2 Seismisk tomografi og undersjøiske tunneler

Metoden har et godt potensiale mht. forundersøkelser for undersjøiske tunneler, siden det er mulig å avgjøre hvor dypt og i hvilken retning svakhetssoner strekker seg. Som tidligere nevnt kan dette fjerne mange av usikkerhetene ved forundersøkelser for undersjøiske tunneler, vise mulighetene for å legge tunneltraséen i det mest gunstige nivået, og samtidig gi mer presise sikringsprognoser.

Mer omfattende tomografiundersøkelser var påtenkt utført i Hidrasundet, men ble skrinlagt for ikke å komme i konflikt med oppdrettsanlegg i nærheten. Målet var å fremskaffe tredimensjonale bilder av berggrunnen ved bruk av flere kabler lagt i et nett. Med denne metoden har vi større mulighet til å få fram den mest optimale traséen med tanke på sikring.

5.3 Foreløpig skringsprognose

Med samme bergart i hele tunnelen vil variasjonen i sikringsopplegget i det vesentlige være knyttet til bruddsonene. 60 % av kjernelengden ligger i sikringsklasse E (svært dårlig) noe som sikringsmessig permanent vil bety minimum 7 cm fiberarmert sprøytebetong (C-45) samt systematisk bolting med 5–7 bolter pr. meter (lengder fortrinnsvis 3 m). I mindre bruddsoner hvor man kan miste profilet bør forbolting

vurderes. Selv om 40 % av kjernelengden ligger i sikringsklasse D (dårlig) er det tvilsomt om en rent praktisk kan reduseres noe på sikringsomfanget.

Vann i kjerneborhullet er registrert kun i den store bruddsonen. Tynnslip fra sonen viser at mikrosprekkene har både leirbelegg og kalkspat. Her bør det foretas systematisk injeksjon, sannsynligvis med mikrosement. På grunn av leirmengden bør man også bore injeksjonsskjermer med mange hull, f.eks 30 stk. Sannsynligvis vil man her også måtte gå med reduserte salvelengder. For øvrig anbefales forsiktig sprengning for å unngå mest mulig "sukkerberg". Dette betyr at ytterkransen bores ca. 50 cm kortere enn de andre hullene, samt at det lades forsiktig i de to ytre hullkransene.

Tomografien antyder at den store bruddsonen er en forkastningssone, og sannsynligvis med bevegelser både i vertikal- og horisontalplanet. Ut fra en samlet vurdering av de geologiske undersøkelsene som er utført skulle det være mulig å heve tunnelen noen meter. Sikringsomfanget vil trolig bli det samme, men tunnelens lengde og geometri vil bedres.

6 REFERANSER

Entreprenørservice AS 2002: "Rapport kjerneboring Hidrasundet og Kvinesheia".

Geomap 1998: "Fastlandsforbindelse til Hidra. Refraksjonsseismiske undersøkelser" Rapport 981012-01.

Geomap 1999: "Fastlandsforbindelse til Hidra. Refraksjonsseismiske undersøkelser" Rapport 981012-02.

Lynneberg T.E. 2000: "Rv. 469 Undersjøisk tunnel til Hidra. Geologisk undersøkelse", Oppdragsrapport nr 1, K-156A. Vegteknisk avdeling Vegdirektoratet.

Løset, F. 1998: "Ingeniørgeologi. Ingeniørgeologisk logging av borkjerner", Rapport 592046-1, NGI.

Pasteels, P., Demaiffe, D. & Michot, J. 1979: "U-Pb and Rb-Sr geochronology of the eastern part of the South Rogaland igneous complex, Southern Norway", Lithos 12, 199-208.

Westerdahl, H. 2001: "Veiledning for geofysiske grunnundersøkelser. Geofysisk borehullstomografi", Rapport 995023-1, NGI.

Fjellsprengningsteknikk/
Bergmekanikk/Geoteknikk 2002

BOREDE OVERFØRINGSTUNNELER OG SJAKTER, 500-600 M, MED SMÅ TVERRSNITT

Drilled micro tunnels and shafts for power water plants and fresh water transport. Lengths 500 – 600 m.

Overing. Trond Øiseth, Entreprenørservice A/S

SAMMENDRAG

Økt fokus på naturvern og miljø har medført vern av mange vassdrag. Tiden for utbygging av store vannkraftverk i Norge er over. Det finnes allikevel mange mindre vassdrag der en med små, skånsomme inngrep kan utnytte vannressurser.

Borede microtunneler og sjakter er i de siste årene benyttet som vannveier for overføring fra bekker og vann til hovedmagasinet og derfra i trykksjakt/tunnel til kraftstasjon. Med sjaktboremaskiner har vi utført microtunneler opptil 500-600 m lengde med ≥ 3% fall og diametre fra Ø 600 – Ø 1400 mm. Det bores først et pilothull, f.eks. Ø 280 mm, som senere rømmes opp til ønsket diameter. Boreutstyret er kompakt, og kan transporteres med helikopter.

Det kreves liten riggplass for utstyret. Tunneldiametre kan tilpasses vannvolumet, slik at det ikke gjøres for store inngrep i naturen og store steintipper unngås.

Borekakset har en normal kornstørrelse på 0-30 mm. Metoden er støysvak, forurenser minimalt, og har høy sikkerhet for operatørene.

For transport av vann og kloakk i urbane strøk med veier og bebyggelse, kan en microtunnel ofte erstatte åpne grøfter.

SUMMARY

An increasing focus on environmental precautions has resulted in savings of lakes and rivers in the Norwegian mountains. The time for building large water power projects is definitely over. However, a lot of smaller projects with limited water volumes are still of current interest, and could be built with limited damage of the nature. We call it "surgery operations".

Drilled micro tunnels and shafts have during the last few years become a well known method for transport of water between lakes and for transmitting of rivers to the main basin (reservoir), and from there through pressured shafts or tunnels to the power station.

With raise drill equipment, micro tunnels up to 500-600 m length have been fulfilled, with an inclination ≥ 3% and diameters from Ø 600 – Ø 1400 mm, mostly in hard rock.

A SHORT STATEMENT OF METHOD

The operation starts with a pilot drilled hole for instance Ø 280 mm (three cone bit). After the break through of the pilot bit, a reaming head installs, and the reaming starts. Water flushing is used for transportation of the muck (drill chips).

The drill equipment is very compact and could be transported with helicopter. No need for transport roads. The equipment needs limited space and is easily and quickly to rig up or down.

The diameter of the tunnel can be adjusted to a specific water volume just to limit the damage of the nature.

The normal size of drill chips is between 0-30 mm.

The method is noiseless, with very limited pollution, and safe to operate. This method is also well suited for transport of water and sewage in urban areas. Areas with a lot of population and roads, the micro tunnel might be a good alternative compared with an open ditch.

****

Økende miljøbevissthet og vår oljerikdom har medført at de store vannkraftutbyggingenes tid er forbi. Interessen for utbyggingen av våre vannkraftressurser er allikevel fortsatt tilstede, dog i mye mindre skala.

Antall søknader om delvis utbygging av mindre vassdrag er faktisk økende. Kravet til slike utbygginger er at naturinngrepene skal være minimale, og at kun en liten del av vannføringen tillates utnyttet. Dette for å unngå skjemmende sår i vår unike natur.

Her kommer borede microtunneler og sjakter inn som en skånsom, "skreddersydd" teknikk for etablering av vanntransportsystemer i fjell.

Boreteknikken viser også økende anvendelse i urbane strøk, for kryssing av veier, under boligområder og andre arealer en ikke ønsker å grave opp.

Aktuelle prosjekter er utført, utføres eller skal utføres i de fleste større byer i Skandinavia.

Transport av rent vann, gass, fjernvarme og kloakk er aktuelle med microtunnelløsninger.

I dette innlegget vil jeg vise:

- Generelle skisser av prosjekter som er utført, under utførelse eller skal utføres, dvs. en metodeanvendelse. Figur 1.
- Teknisk beskrivelse av boremetoder og boreutstyr. Figur 2 og 3.
- Miljøpåvirkning.
- Eksempler fra erfaringer med borede tunneler og sjakter, der fordeler og ulemper ved metoden blir belyst.
- Tidsforbruk, inndrifter.

METODEANVENDELSE

Spesielt for mindre vassdrag der vannmengdene som skal transporteres ikke har for store volumer, men kan rommes av hulldiametre fra Ø 600 – Ø 2100 mm. Borede tunneler med det utstyret Entreprenørservice A/S disponerer i dag kan bores i lengder inntil 600 m, avhengig av bergart og hulldiameter. Det er viktig at det planlegges traseer med fall ≥ 3%.

Mindre elver og vann kan overføres til ett hovedmagasin, der vannet slippes gjennom en trykksjakt og ned til tunnel/kraftstasjon. Vertikale sjakter kan bores i lengder på inntil 700 m. Figur 4.

Boring av microtunneler i urbane strøk har etter hvert blitt en mye benyttet teknikk/ løsning for transport av vann, renset eller urenset (kloakk). Mindre forstyrrelser for trafikk og innbyggerne er klare motiver for å velge borede microtunneler. For enkelte områder i dag vil det medføre store kostnader og ulemper hvis det benyttes tradisjonelle grøfteløsninger. Noen steder vil det faktisk ikke være mulig å finne traseer for (tradisjonelle) grøfter. Figur 5.

Andre typiske løsninger for borehull er påslipp av kloakk eller overvann til eksisterende hovedtunnel, som munner ut i et renseanlegg.

TEKNISK BESKRIVELSE AV BOREMETODER OG BOREUTSTYR.

For microtunneler og sjakter med diametre fra Ø 600 til Ø 2700 mm benytter vi sjaktboremaskiner, opprinnelig laget for gruveindustrien, til boring av ventilasjons- og styrt-sjakter.

Maskinene er kompakte, dvs. tar relativt liten riggplass og drives el/hydraulisk. Det benyttes rotasjonsboreteknikk, der fjellet knuses med trykk og rotasjon. Altså ingen slående boring. Støymessig gir dette et lavt nivå.

Pilothullene bores med rulleborekrone (three cone bits) og et antall "styrerør" bak borekronen for å øke retningsstabiliteten for borehullet.

Plassering og antall styringer varierer med bergartskvalitet og hullvinkel. Matekraft og rotasjonshastighet tilpasses bergarten.

Den enkleste metoden, som i hovedsak beskrives her, kan innen visse kriterier styres i vertikalplanet ved hjelp av stabilisatorplassering, matekraft, rotasjon og spylevannsmengde.

Energi til boremaskinen kan enten skaffes via befintlig strømnett eller med en støydempet dieselgenerator.

Borerørsdimensjonene varierer med maskinstørrelsen fra 6 ¾" til 10". Vi benytter mest 10" borestreng, der borerørslengden er 1,5 m/stk. og veier ca. 300 kg pr. rør.

Under pilotboring måles reell hullbane i bestemte intervaller for kontroll og justering av vertikalhøyden. Horisontalavviket kan også måles, enten ved uttrekk av borestreng eller gyromålinger. Metoden som beskrives her er ikke styrbar i horisontalplanet. Det finnes ulike boreutstyr med styringsmuligheter også i horisontalplanet.

For kortere hull og overføringstunneler i høyfjellet er ofte horisontalavviket av begrenset betydning.

I urbane strøk med små toleranser må totalstyring vurderes selv om dette er vesentlig kostnadsøkende for pilothullet. Det er derfor viktig ikke å beskrive mer enn nødvendige toleranser.

Når pilothullet er boret igjennom, demonteres borekronen og ønsket opprømmingskrone monteres på borestrengen. Opprømmingskronene her ulike diametre og består av "cuttere" med tungsten carbide slitestifter. Cutterne eller rullene roterer om en lagret aksel. Figur 2.

Fjellet knuses med trykk og rotasjonskrefter mot fjellet. Borekaksstørrelsen er normalt 0,1 – 30 mm, og spyles ut med stor vannmengde 1-3 m^3/min., avhengig av helning og tunnelens hulldiameter.

Hullene kan stå uforet eller fores med stål eller plastrør, avhengig av hva slags væske og trykk som er ønskelig.

MILJØPÅVIRKNING

Da borearbeidene utføres med el./hydrauliske maskiner, er det eventuelt slangebrudd som kan forårsake noe oljelekkasje. Lekkasjer ut i terrenget kan hindres ved fysiske rammer rundt boreutstyr og oljesump for pumping.

Problemet oppstår sjelden, og forurensningsomfanget er det som beskrevet mulig å forhindre.

Det benyttes rent vann til utspyling. Vannet kan renses gjennom sedimenteringsbassenger. Hvis mulig kan hele eller deler av spylevannsmengden resirkuleres. Metoden er støysvak og forurenser lite. Det benyttes ingen kjemikalier utover vanlig motor- og hydrauloljer.

ERFARINGER MED BOREDE TUNNELER OG SJAKTER

Entreprenørservice A/S har i mer enn 25 år boret microtunneler og sjakter for vannkraft, vannforsyning, avløp og olje/gassledninger. Metoden er derfor ingen nyhet, men vel innarbeidet i det norske og skandinaviske anleggsmarkedet.

Boreutstyret er kompakt og krever liten riggplass. Riggtiden for boreutstyret er kort, 3-5 dager, hvis betongfundamentet er ferdig støp i forhold til retning og vertikalvinkel.

De fleste av våre boremaskiner er demonterbare og kan flys med helikopter som har lasteevne opp til 3.000 kg.

I 2001 og 2002 har vi bl.a. utført følgende prosjekter:

Sted	Prosjet-beskrivelse	Hullengde m	Diameter mm	Vertikal-vinkel
Sage kraftv.	Trykksjakt	260	1440	40
Kolsvik kraftv.	Bekkeinntak			
Tysso II	Bekkeinntak	230 170	1060 960	25 60
Nye Bjølvo kraftv.	Overføringstunneler Bekkeinntak	475 521 128	1060 1060 660	3 3 3
Prof. Koths vei, Bærum	Overføringstunnel for vann, Fornebu	470	660	1,5
IVAR, Stavanger	Microtunneler for vannforsyning til Stavanger	180 500	1440 1440	3 3
Hesthaugen, Sandvika, Bærum	Microtunnel	385	1800	0,4
Kollsnes	Gassrørledning	75	1060	2

Erfaringene og problemene eller utfordringene med de ulike prosjektene varierer med type anlegg og beliggenheten. Overføringstunneler i høyfjellet ± 1000 m over havet har i vinterhalvåret normalt krevende værforhold, dvs. store mengder snø og et kaldt klima.

For å gjøre det levelig for mannskaper og maskiner har vi bygget inn hele boreplassen. Dette øker produktiviteten og skåner både utstyr og mannskap.

Helikopteradkomst til boreplass er en rask og grei måte å rigge på. Også her er det viktig at værgudene er med en. Det finnes dager med dårlig sikt og derav flystopp, spesielt vinterstid. Vannforsyning er meget viktig ved boring av spesielt lange tunneler med minimumsfall, da borekakset er beregnet fraktet ut med spylevannet.

Behovet for store spylevannsmengder gjelder både i pilot- og opprømmingsfasene.

PILOTBORING

Den metode som beskrives her er som nevnt kun styrbar i vertikalplanet. Styringen foregår med varierende trykk, rotasjon, spylevannsmengde og stabilisator plassering bak borekronen. Ved oppsprukket, dårlig fjell, der det er dårlig borbarhet for borestreng, må antallet stabilisatorer reduseres. Ved store bergartsvariasjoner kan det være tidkrevende med ut- og innkjøring av rør.

I urbane strøk kan problematikken være en fare for grunnvannssenkning. Vanntaps-målinger og injeksjon av fjellet kan utføres enten før pilothullet bores eller pilothullet kan benyttes. I høyfjellsterreng er ofte horisontalavviket uten betydning, i urbane strøk, der en er bundet av reguleringsplaner og eksisterende bebyggelse, kan horisontal styring også være aktuelt.

Bergarten er avgjørende for treffbilde der en ikke har styringsmulighet. Avviket kan variere sterkt fra ikke avvik til flere prosent av borelengden.

OPPRØMMING
Når pilothullet er ferdig monteres ønsket borekrone for opprømming på borestrengen. Det er viktig med en solid borestreng og anerkjente/velprøvde borekroner. En svak borestreng kan knekke å medføre mer arbeid, tid og kostnader.

I enkelte borehullstraseer har vi erfart at det kan falle ut større steiner fra stuff eller borehullsvegg under opprømming. Slike problemer medfører ekstra renskearbeid under vanskelige forhold for boremannskapene. Borearbeidene må stoppes mens rensk pågår.

På grunn av pålagt taushetsplikt nevnes bare generelt at vi på et høyfjellsanlegg i Hardanger konstruerte en renskevogn med 4 hjul, for at en mann kunne ake seg inn og håndrenske ut stein ved å legge de på vognen og trille ut. Da diameteren var Ø 1060 mm for opprømmet hull, forstår vi at arbeidsplassen blir noe trang og krevende (ubekvem).

Ved større diametre kan det benyttes mekaniserte metoder for kakstransport, f.eks. skrapespill eller små hjullastere.

Typisk tidsplan for en 250 m lang overføringstunnel:

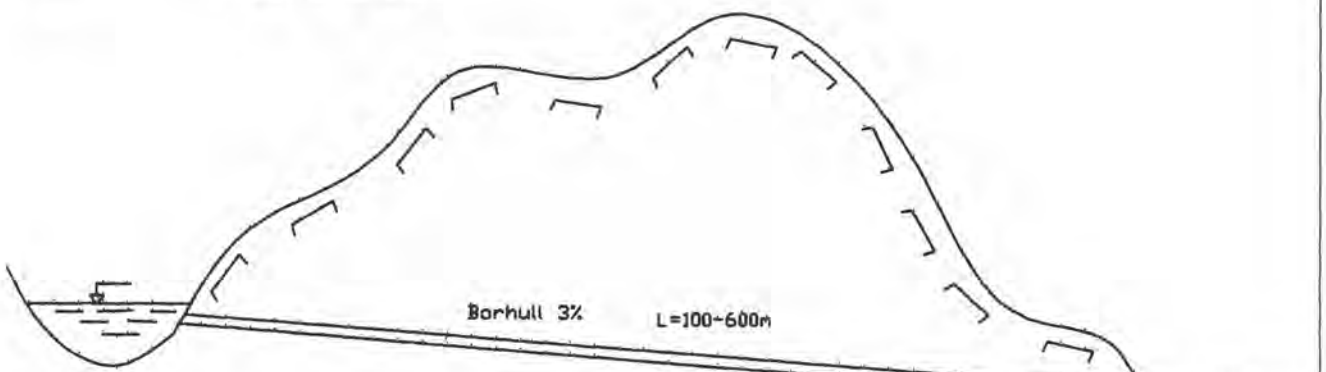
Ø 1440 mm med 4% fall i en god, homogen bergart.

Opprigging/nedrigging		4 dager
Pilotboring	250/1,5 = 167 t	17 dager
Opprømming inkl. bytte fra pilot	250/0,75 = 333 t	34 dager
Ved 10 t arbeidsdag er total tid		55 dager

KONKLUSJON:
For utbygging av små vannkraftverk med liten vannføring er boring av tunneler og sjakter en miljøvennlig metode. Likeledes er metoden godt egnet til framføring av vann- og avløpsledninger i urbane strøk og bratt terreng.

METODENS FORDELER:
- Liten riggplass.
- Kan utføres i utmark uten vei.
- "Skreddersydde" hulldiametre.
- Borekakset blir som grus, 0-30 mm, kan lett planeres og tilsåes.
- Høy sikkerhet for operatørene.
- Liten forurensning av det ytre miljø.

Fig.1 Typisk trase for boret microtunnel



Borutstyr: Sjaktbormaskin.

Fase 1: Pilotboring Alt. ø9 7/8"-11"-12 1/4", Rulleborkrone

Fase II: Opprømming. Alt. ø660mm-ø1800mm, Tungsten carbide ruller

Berartskvalitet: sedimentære og grunnfjellsbergarter.

The Sandvik Coromant reaming heads are built up with a flexible system of components covering diameters from 660 mm (2') to 6121 mm (20').

Heads larger than 1.8 m (6') are available in segmented versions to enable transport through narrow areas.

If there is a need for drilling raises from 3 m (10') and larger there are two ways to go:

CRH8E extendable head is used when reaming 11" and 12 1/4" pilot holes.

When reaming 12 1/4–13 3/4" pilot holes the extendable head CRH10E is available.

Raises in almost any diameter up to 6.1 m (20') can thus be drilled.

CRH 2
Reaming diameter
660 mm 26"

CRH 3
Reaming diameters
950 mm 37 3/8"
1060 mm 41 3/4"

CRH 4/4 SP
Reaming diameter
1420 mm 55 7/8"

CRH 5
Reaming diameter
1524 mm 60"

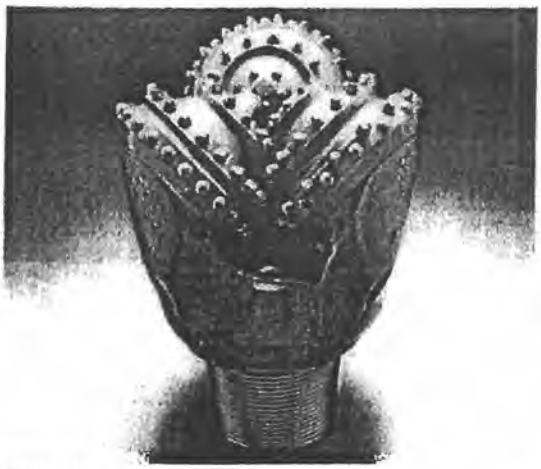
CRH 6/6 S
Reaming diameter
1829 mm 72"

Opprømmingshoder
Reaming Heads

Fig. 2

Pilot bits

Baker Hughes Mining Tools manufactures a premium line of sealed bearing pilot bits that are interchangeable with boxhole and raise bore heads. They are easily detachable with the use of a burnout ring. These bits have been specially designed with a built-in lubrication reservoir and have sealed bearings that protect the entire bearing unit, ensuring maximum bearing life. These bits are built with tight control of gauge tolerance, for optimum hole stabilization and bit interchangeability.



BHS 60

BHS 80

Size Range and Pin Connection Chart

Size (in)	Size (mm)	BHS Pilot Bits	API Reg. Pin Size	Weight (lb)	Weight (kg)
7-7/8	(200)	BHS 70	4-1/2	66	(29.9)
9	(229)	BHS 80	4-1/2	91	(41.3)
9-7/8	(251)	BHS 60/80	6-5/8	140	(63.5)
11	(279)	BHS 60/80	6-5/8	189	(85.7)
12-1/4	(311)	BHS 60/80	6-5/8	242	(109.8)

Pilotborkroner

Fig.3

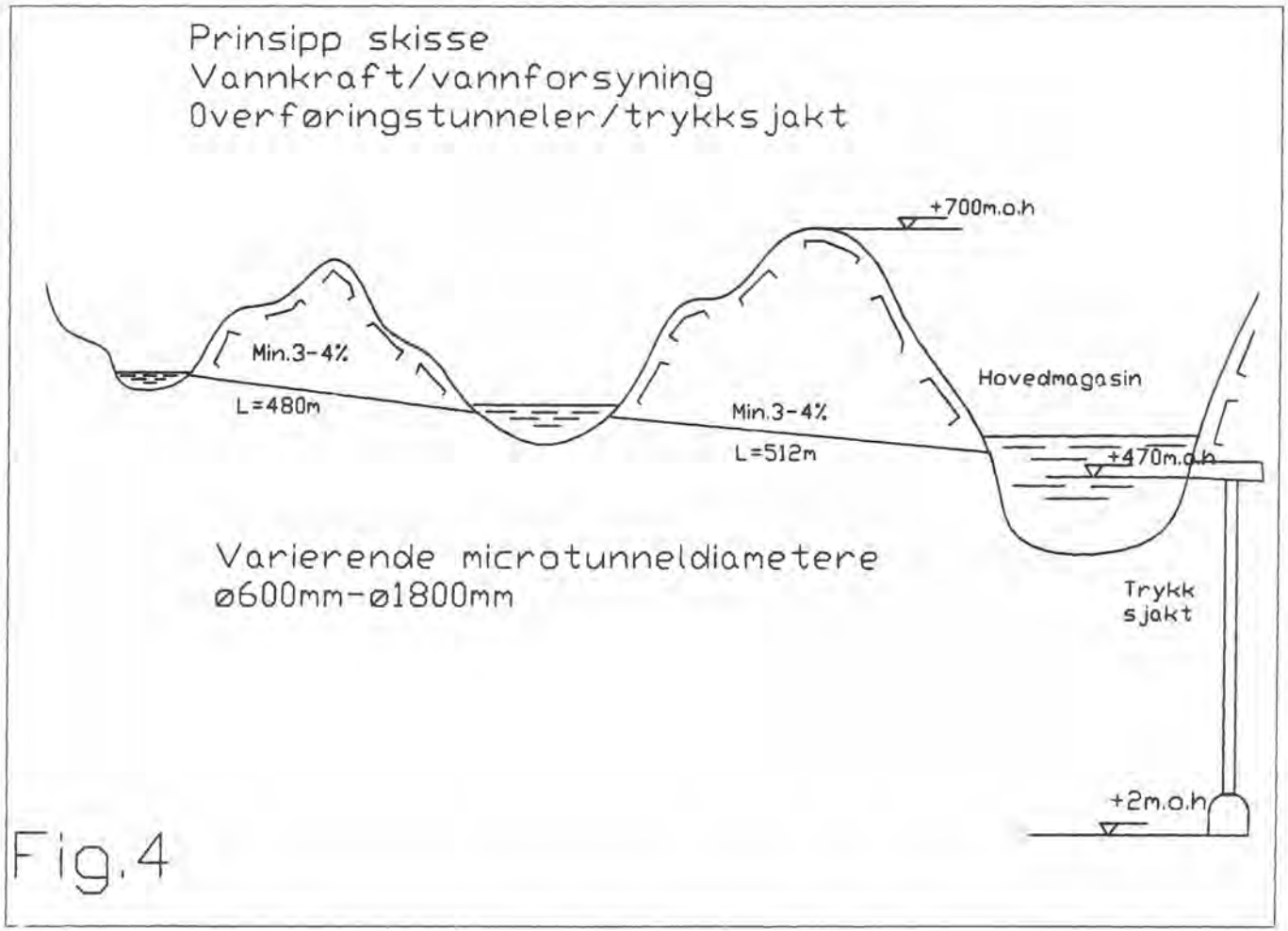

Prinsipp skisse
Vannkraft/vannforsyning
Overføringstunneler/trykksjakt
+700m.o.h
Min.3-4%
L=480m
Min.3-4%
L=512m
Hovedmagasin
+470m.o.h
Varierende microtunneldiametere
ø600mm-ø1800mm
Trykk
sjakt
+2m.o.h

Fig.4

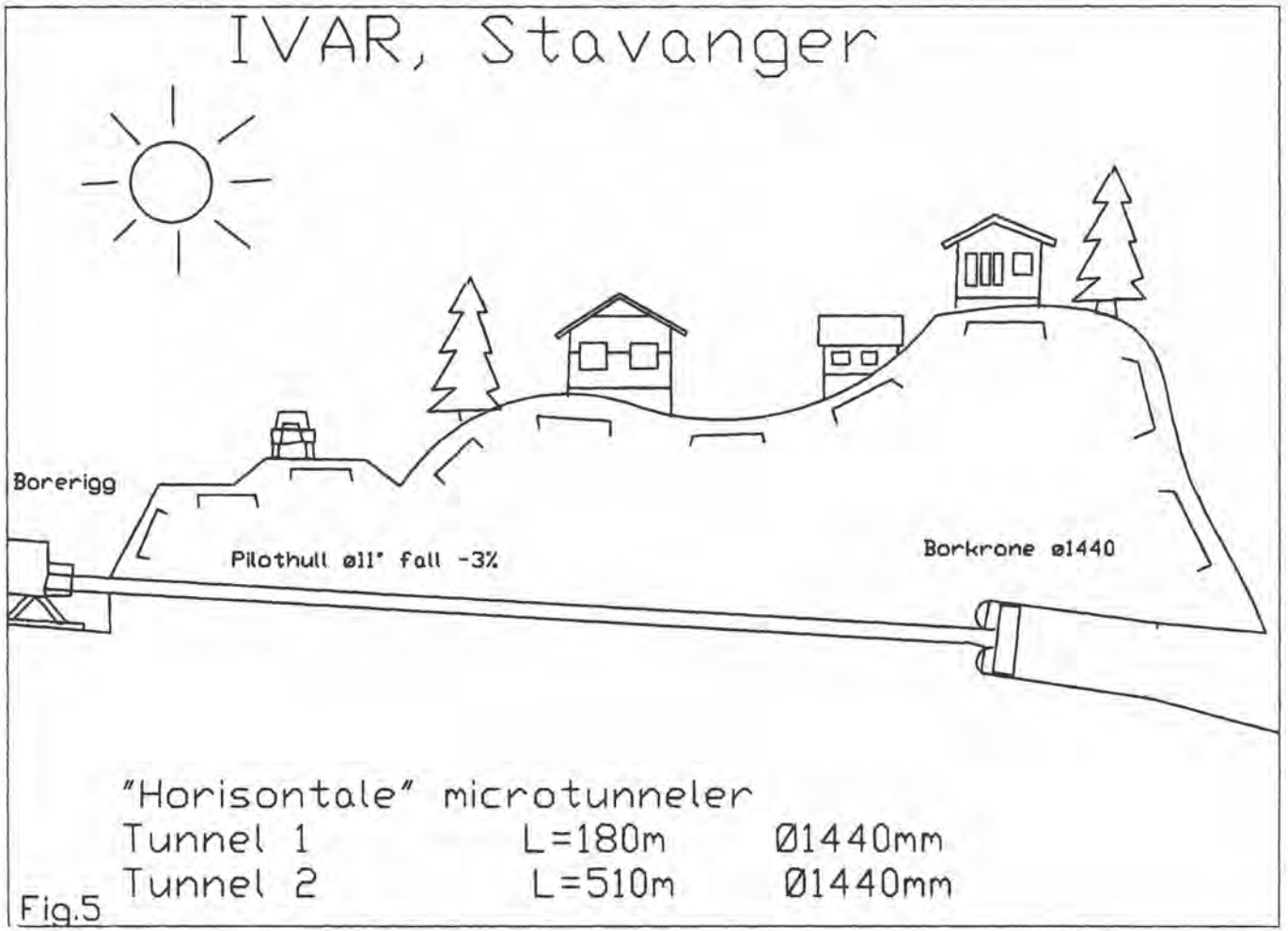

IVAR, Stavanger
Borerigg
Pilothull ø11" fall -3%
Borkrone ø1440
"Horisontale" microtunneler
Tunnel 1 L=180m Ø1440mm
Tunnel 2 L=510m Ø1440mm

Fig.5

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

RESERVOARMEKANIKK – PARTIKKEL FOR PARTIKKEL

Reservoir Mechanics – Particle by Particle

Dr.ing. Rune M. Holt, Professor NTNU & Seniorforsker SINTEF Petroleumsforskning
Dr.ing. Liming Li, Stipendiat NTNU & Forsker SINTEF Petroleumsforskning

SAMMENDRAG

Diskret partikkelmodellering er et numerisk verktøy som kan bidra til økt innsikt i mikroskala prosesser av betydning for bergmekanisk oppførsel på større skala, i tillegg til å simulere konkrete bergmekaniske og geotekniske problemstillinger. I denne artikkelen presenteres våre modifikasjoner og reservoarmekaniske anvendelser av en kommersielt tilgjengelig diskret partikkelmodell, *PFC* (fra Itasca, USA). Vi har simulert materialer med egenskaper og struktur tilsvarende typiske reservoarsandsteiner. Vi har vektlagt studier av bruddmekanikk, samt hvordan mekaniske brudd påvirker strømning av fluid (permeabiltet) og lydbølgehastigheter. I tillegg har vi også benyttet *PFC* som et hjelpemiddel til å simulere effekter av spenningsavlastning (ved kjernetaking) på kompaksjonsegenskaper til reservoarbergarter.

SUMMARY

Discrete particle modelling is a numerical tool that may give enhanced understanding of how micro-scale processes contribute to macro-scale rock mechanical behaviour, in addition to simulations of specific rock or soil mechanical problems. In this article, we present our modifications and examples of reservoir mechanical applications of a commercially available discrete particle code; PFC (from Itasca, USA). We have simulated materials with properties and texture similar to reservoir sandstones. We have focussed on studies of failure mechanics; in particular how rock failure may affect fluid flow (permeability) and elastic wave velocities. In addition, we demonstrate the use of *PFC* to simulate effects of stress release (associated with coring) on compaction behaviour of reservoir rocks.

1. RESERVOARMEKANIKK

Olje- og gassreservoarer er dynamiske systemer. Et etterhvert klassisk eksempel på dette er Ekofisk, som bl.a. presentert av Teufel (1993). Når poretrykket reduseres under produksjon, vil spenningene både i og rundt reservoaret øke. Hva slags spenningsendringer som inntreffer, avhenger av reservoarets geometri (dvs tykkelse i forhold til utstrekning; dyp), og av de mekaniske egenskapene til bergartene i reservoaret og i dets omgivelser. Hvordan horisontale og vertikale spenninger endres, beskrives av den såkalte "spenningsstien".

Tradisjonelt har man i oljeindustrien antatt at et reservoar ikke vil deformeres sideveis under produksjon (enaksiell kompaksjon). Ved å anta at vertikalspenningen til enhver tid overføres fullt ut til reservoaret, og at reservoarbergarten oppfører seg elastisk, kan man beregne spenningsstien. Imidlertid viste tilfellet Ekofisk at horisontalspenningen endret seg mye mindre enn forventet ut fra en slik modell. En konsekvens av dette er at bergarten vil kunne være i en bruddtilstand, hvor nye sprekker (forkastninger) oppstår mens poretrykket reduseres. Slike sprekker kan høres v.hj.a. geofoner på havbunnen eller permanent installert i brønner. Konsekvensene er at reservoaret kompakterer mye mer enn antatt ut fra en enkel elastisk beregning, noe som normalt medfører innsynking på overflata, samt problemer med kollaps av foringsrør i og over reservoarsonen. Samtidig utgjør kompaksjonen, særlig i myke reservoarbergarter, en viktig drivmekanisme for oljeproduksjon. I tillegg kommer at permeabiliteten – fluidens evne til å strømme gjennom porene i reservorbergarten kan endres, til dels dramatisk, når bergarten sprekker opp. Eksempel på dette er vist bl.a. av Ruistuen & Hansen (1996). For Ekofisk har den altoverveiende konsekvensen av spenningsendringene vært positive – selv om media har fokusert på kostnadene ved å jekke opp plattform og ved å etablere nye installasjoner, er feltets levetid forlenget med 30 år som resultat av kompaksjonen. Og det utgjør en ikke ubetydelig pluss både i lisenstakernes og den norske stats regnskap.

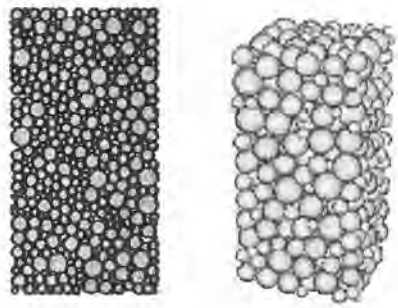
Flere norske felt er modne, i den forstand at produksjonen er fallende. Ofte vil betydelig poretrykkreduksjon være den mest økonomiske måten å drive reservoaret på i sluttfasen. Det er derfor viktig å vite hva som vil være resultatet av en slik trykkreduksjonen, både med tanke på eventuelt økt utvinning, og med tanke på problemer som kan oppstå. I tillegg til det som er nevnt over, kommer også økte problemer med å bore nye brønner, og økt risiko for sand (partikkel) produksjon. Nøkkelen til å kunne forutsi konsekvensene ligger i spenningsstien. Det er nyttig å kunne estimere denne på forhånd, og deretter å overvåke spenningsendringene og hvilken effekt de har på reservoarbergartene undervegs i produksjonsfasen. Det er derfor viktig for industrien å utføre spenningsmålinger fortløpende (som tidligere er blitt gjort i alt for liten grad). Samtidig gir såkalt "4D" eller repetert seismikk et bilde av endringene i reservoaret, både endringer som skyldes forflytning av fluider som del av utvinningsprosessen, og endringer som skyldes mekaniske spenninger og poretrykk.

2. FRA MIKRO TIL MAKRO?

Våre muligheter til å beskrive den full-skala bergmekaniske oppførselen til et reservoar er begrenset. Dette skyldes selvsagt at et reservoar både er stort og komplekst, og at vi verken foretar eller er i stand til å utnytte alle de målinger som skal til. Målinger av bergmekaniske egenskaper gjøres normalt på vesentlig mindre skala: I laboratoriet, ved bruk av kjerneprøver; eller mer indirekte, ved tolkning av borehullslogger som gir informasjon om tetthet, porøsitet, lydhastigheter og mineralogi. Via numeriske modeller oppskaleres så de målte parametrene til noe som vi håper at beskriver oppførselen til hele reservoaret.

Vi skal ikke gå inn på alle usikkerhetene knyttet til selve oppskaleringsprosessen her. Imidlertid er det viktig å være klar over at det vi ser i laboratoriet ofte legger sterke føringer på modelleringen: Egenskapene til en liten kjerneprøve blir ofte sett på som representative for et stort område. I tillegg kommer at selv om prøven var helt representativ geologisk sett, så vil avlastningen under kjernetaking (Holt *et al*, 2000) sannsynligvis ha endret den så mye at de målte egenskapene er forskjellige fra egenskapene *in situ*. I prinsipp kan slike ting korrigeres for, men det er viktig å se kjerneprøven som et middel til forståelse av deformasjonsprosessene i reservoaret, like mye som et middel til kvantitativ analyse.

For å forbedre våre muligheter til å tolke kjernemålinger på riktig måte, og for å forbedre vår forståelse av effektene av spenningsendringer på stivhet, styrke, væskestrømning og seismiske hastigheter, har vi tatt i bruk et nytt numerisk verktøy for å beskrive bergartsoppførselen på mikroskala. Dette verktøyet er *diskret partikkel modellering*, hvilket vil si at vi lager oss en numerisk representasjon av bergarten, partikkel for partikkel (som illustrert i Figur 1), og så beregner mekanisk oppførsel ut fra denne. Denne typen modellering ble introdusert av Cundall & Strack (1979). Ruistuen (1997) viste i sitt dr.ing.-arbeid at denne typen modellering kan gi naturtro beskrivelse av eksperimentell oppførsel til for eksempel sandstein. Med dagens PC-teknologi vil antall partikler i modellen normalt være fra 5000 til 50000, som muliggjør simulering av eksperimenter i løpet av noen få timer.



Figur 1: **Diskret partikkel modell av en kjerneprøve i 2 og 3 dimensjoner, bestående av henholdsvis sirkulære skiver (2D) og kuler (3D).**

3. DISKRET PARTIKKEL MODELLERING

I det arbeidet som presenteres her benyttes en diskret partikkel modell som baserer seg på arbeidet til Cundall & Strack (1979), og som har vært videreutviklet av Peter A. Cundall og hans medarbeidere ved Itasca i Minneapolis, USA (Cundall, 2001). Modellen kalles PFC – *Particle Flow Code*. Den tar utgangspunkt i sirkulære (i 2D) eller sfæriske partikler (i 3D). Partiklenes størrelse og størrelsesfordeling kan velges fritt. Hver enkelt partikkel kan tenkes koplet til sine nabopartikler med "fjærer", som kan ha både normalstivhet og skjærstivhet. Partikkelkontakten kan defineres til å beskrive den mekaniske kontakten mellom to frie partikler, eller alternativt to partikler som er sammenlimt (Figur 2). For frie partikler kan kontaktloven være lineær, eller ikkelineær ("Hertzk"), slik at kontaktstivheten øker med økende spenning, basert på teorien for deformasjon av kuler i kontakt (Hertz, 1882). I sementerte kulepakninger må partikkelkontaktens strekkstyrke og skjærstyrke defineres, i tillegg til stivhetsegenskaper for den limte kontakten, som da virker i parallell med stivhetene til den ubundne kontakten. Dette medfører at dersom spenningene i kontakten overstiger styrkegrensen i strekk eller skjær, blir partiklene frie og kontaktegenskapene representerer ubundne kontakter.

Figur 2: **Illustrasjon av kontakter mellom to partikler. Partiklene til venstre er ikke sementert til hverandre, men tillates numerisk å flyte overhverandre (såkalt "myk" kontakt). Kontaktens normal og skjørstivhet relaterer graden av overlapp til kraften som virker i kontaktpunktet. Partiklene til høyre er "limt" sammen med en såkalt paralell-binding, som har stivhets- og styrke-egenskaper, i tillegg til en viss utstrekning i forhold til partikkelstørrelsen.**

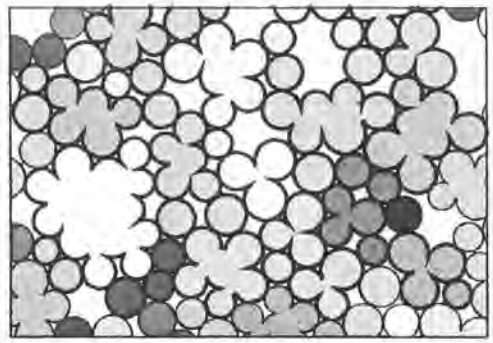
I tillegg til partiklene, defineres et sett vegger, som kan tenkes å representere modellens yttergrenser, f.eks. stempler i tilfelle en vil måle det numerisk genererte materialets egenskaper som i et laboratorieforsøk. Eksperimentet kan da bestå i å bevege to av stemplene mot hverandre. Ved å påtrykke f.eks. en ytre deformasjon ved en kontrollert stempelbevegelse, brukes Newtonsk mekanikk til å beregne forskyvninger, rotasjoner og spenningsendringer for alle partikkelkontaktene, samt å holde orden på hvilke kontaktbindinger som brytes. Etter at likevekt er inntrådt, gjentas beregningen ved å påtrykke mer deformasjon, og slik fortsetter beregningssyklene til en definerer det numeriske eksperimentet som avsluttet.

Som navnet sier er *Particle Flow Code* et velegnet verktøy til å studere granulær strømning og og andre fenomen (geotekniske problemstillinger) i løsmasser. Vi skal imidlertid her fokusere på bruk av diskret partikkelmodellering innen bergmekanikk. Nedenfor skal vi først vise eksempler på utvidelser og forbedringer til den kommersielle PFC-koden, utført av Liming Li i hans dr.ing.-arbeid ved NTNU (2002). Deretter skal vi vise et par konkrete eksempler på bruk av denne typen modellering i reservoarmekanikk.

4. ET NUMERISK LABORATORIUM

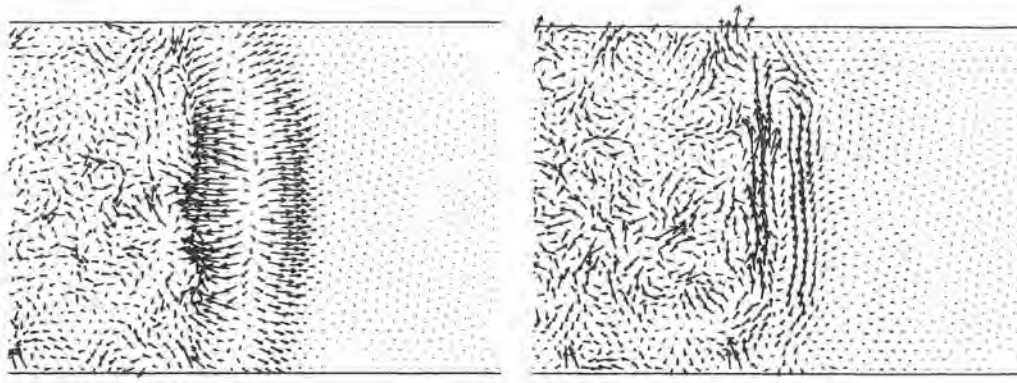
Vi sikter mot å utvikle diskret partikkel modellering til et såkalt "numerisk laboratorium". Med dette ønsker vi å kunne simulere alle målinger som gjøres i et bergmekanisk laboratorieforsøk numerisk. Hensikten er først og fremst å forstå bedre hva som skjer på mikroskala i laboratoriet, slik at denne kunnskapen kan implementeres i modeller for bruk i bergmekaniske analyser av feltproblemstillinger. I tillegg vil et slikt numerisk verktøy kunne benyttes til å supplere eksperimentelle data der hvor laboratorieforsøk er vanskelige å gjennomføre (eksempelvis svært svake bergarter, eller svært tidskrevende tester). For at dette skal være mulig, må vi først kalibrere den numeriske modellen mot kontrollerte laboratorieforsøk, samt implementere i modellen mulighetene til å måle de samme parametrene som vi måler i laboratoriet.

Vi studerer sedimentære bergarter; f.eks. sandstein, kalkstein og leirskifer. Disse bergartene skiller seg klart fra *PFC* modellens kulepakninger. Det er derfor ønskelig å kunne simulere også mer reelle partikkelfasonger. Vi har implementert såkalte "klump"-partikler, som er kuler som er sammenlimt med sterke bindinger, slik at hver klump kan tenkes å representere f.eks. et sandkorn (Figur 3). Klumper kan gå i stykker under høye spenningsbelastninger, akkurat som mineralkorn kan knuses i laboratoriet. I figuren består hver klump av noen få kuler, men det er selvsagt fullt mulig å lage klumper av så mange kuler at man simulerer nær fullstendig partikkelformen til sandkornene. Men siden det er ønskelig også å ha et stort antall sandkorn i modellen, er denne kompleksiteten foreløpig begrenset av tilgangen på regnekraft.



Figur 3: **Kuler som er limt sammen til superpartikler ("klumper") for å etterlikne reelle sandpartikler.**

Et sentralt problem i reservoarmekanikk er hvordan spenningsendringer påvirker fluidstrømning. Vi har derfor modifisert *PFC* slik at vi kan beregne spenningseffekter på permeabilitet. En fluidkoplet modell er laget ved å beskrive strømningen av væske i porenettverket mellom partiklene som i et rørsystem, der rørenes radius bestemmes av porestørrelsen, og trykkfallene er gitt av vanlige lover for laminær (såkalt Hagen-Poiseuille) strømning i rør. Når partiklene forskyves i forhold til hverandre, endres porestørrelsen, dvs rørstørrelsen, og dermed også permeabiliteten. Som resultat av partikkelforskyvninger endres også poretrykket, og den kraften dette medfører på partiklene bringes inn i neste beregningssyklus, osv. Når bindinger mellom partikler ryker, spesielt når klump-partikler knuses, vil porestørrelsen lokalt nedskaleres betydelig, i tråd med eksperimentelle erfaringer.



Figur 4: **Bildene illustrerer bølgefronter, simulert med *PFC*^{2D}, for en kompresjons- (P-) bølge (a) og for en skjær- (S-) bølge (b). Bølgene beveger seg fra venstre mot høyre i figurene, og er avgrenset oppover og nedover av horisontale vegger. Selve partiklene i modellen er ikke vist, mens pilene indikerer retning og størrelse på hastighetene til hver enkelt partikkel. Vi ser at for P-bølgen i (a) er partikkelbevegelsen i hovedsak paralell med bølgebevegelsen, mens for S-bølgefronten i (b) beveger partiklene seg i hovedsak normalt på bølgens utbredelsesretning.**

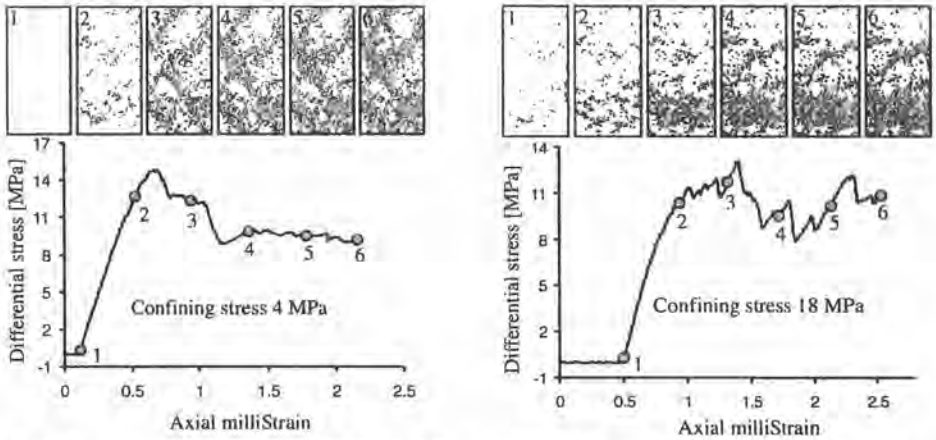
Lydhastigheter er følsomme for spenningsendringer. Laboratorieforsøk viser f.eks. at anisotrope spenningsendringer resulterer i anisotrope endringer i lydhastigheter. Spesielt vil mekaniske brudd, assosiert med sprekker i bergarten, føre til reduserte hastigheter. Eksempler på dette ble vist av Holt (1996). Elastisk bølgeforplantning er simulert numerisk med *PFC* ved å velge ut et sett av partikler lokalt, som så eksiteres ved et høyfrekvent"spark", gjerne i form av en sinus-svingning. Partikkelforskyvningene fra kildepartiklene vil forplantes gjennom den numeriske modellen i form av kompresjonsbølger (P-bølger) eller skjærbølger (S-bølger), som illustrert i Figur 4. Ved å velge ut et sett av forhåndsdefinerte partikler inne i modellen som mottakerelementer, kan en måle gangtiden for bølgepulsene og derav beregne bølgehastighetene.

5. BRUK AV PARTIKKELMODELLER I RESERVOARMEKANIKK

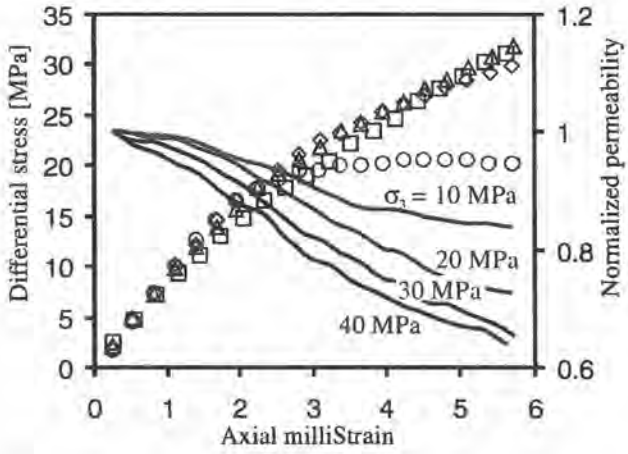
I det følgende vil vi vise noen eksempler på reservoarmekaniske simuleringer utført med diskret partikkelmodellering.

I det første eksemplet ser vi på bruddmoder som kan inntreffe under triaksialforsøk med høyporøse sedimentære bergarter. Modellen er i dette tilfellet 2-dimensjonal, og bygd opp av klump-partikler som tillates knust. Ved relativt lave spenningnivåer (lave omslutningstrykk), vil en økning i spenning i den ene retning (konstant spenning normalt på) føre til et makroskopisk skjærbrudd, skråstilt i forhold til største hovedspenning (se Figur 5). Slike skjærbånd observeres i triaksialforsøk med de fleste typer bergarter, og representerer samme fysiske fenomen som en forkastning i naturen. På mikroskala består skjærbruddet både av interpartikkel strekk- og skjærbrudd, samt i noe mindre grad også knuste partikler.

Ved høye spenningsnivåer (omslutningstrykk) endrer bruddmoden karakter: I stedet for et skjærbånd, dannes det et kompaksjonsbånd, som i hovedsak er horisontalt, dvs normalt på retningen til største hovedspenning (også illustrert i Figur 5). Båndet domineres av knuste partikler, i tillegg til en del brutte bindinger mellom partikler. Slike kompaksjonsbånd er nylig (Olsson & Holcomb, 2000) blitt observert eksperimentelt i høyporøse sandsteiner, hvor de utgjør signifikante permeabilitetsbarrierer.

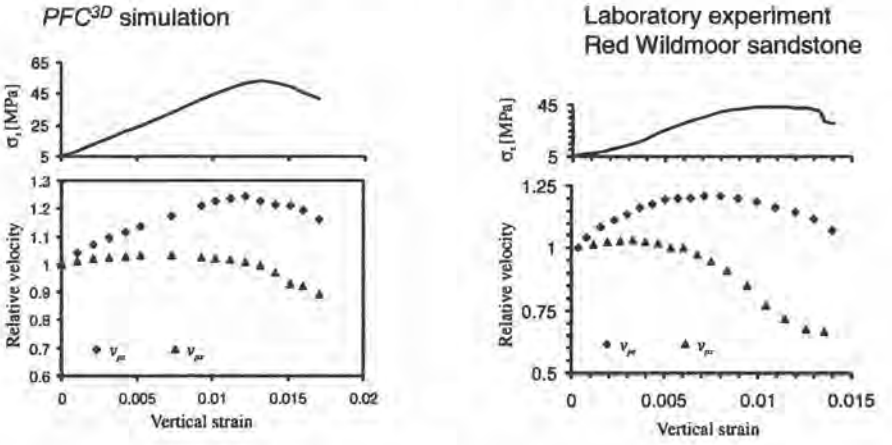


Figur 5: **Simulering av 2 ulike triaksialforsøk med en 2-dimesjonal partikkelmodell. I den venstre figuren er omslutningstrykket 4 MPa, til høyre er det 18 MPa. Nederst er vist spennings-tøyningskarakteristikkene for de 2 testene. Utsnittene som er vist over testforløpene viser forekomst av brutte partikkelbindinger i ulike deler av testene, der nummeret på utsnittet viser til tallene som er avmerket på kurvene (partiklene er ikke vist). Vi legger merke til dannelsen av skrå skjærbånd i testen til venstre (lavt omslutningstrykk) og av mer horisontalt kompaksjonsbånd i testen til høyre (høyt omslutningstrykk).**



Figur 6: **Figuren viser permeabilitetsreduksjon (heltrukne kurver) og spennings-tøyningskarakteristikker (avmerket med målepunkter) for PFC2D simulerte triaksialforsøk med 4 ulike omslutningstrykk. Vi ser at permeabilitetsreduksjonen øker med økende omslutningstrykk.**

Vi har simulert hvordan permeabilitet endres i forbindelse med deformasjon og mekanisk brudd i et partikkelsystem. Under isotrop belastning, eller ved triaksialbelastning før brudd inntreffer, er permeabilitetsendringene små og stort sett forutsigbare ut fra porøsitetsendringene til materialet. Assosiert med brudd, vil imidlertid permeabiliteten kunne endres betydelig, som observert eksperimentelt (Holt, 1990; Ruistuen & Hanssen, 1996; Bouteca *et al*, 2000). I vårt *PFC*-simulerte tilfelle (Figur 6) er permeabilitetsfallet først og fremst knyttet til lokale skjærbrudd i bindingene mellom partiklene. Strekkbrudd i partikkelbindinger bidrar til å øke permeabilitet pga dilatans. Ved økende omslutningstrykk vil andelen lokale skjær- i forhold til strekk-brudd øke, og dette medfører en større reduksjon av permeabilitet. Dette er i samsvar med eksperimenter på sandstein som publisert av Holt (1990).
I tillegg kommer knusing av partikler, som ikke var inkludert i modelleringen som er vist her. Dette vil også tilta med økende omslutingstrykk og føre til ytterligere permeabilitetsreduksjon. Ved å nedskalere porestørrelsen der hvor kornknusing forekommer, kan denne effekten også simuleres i *PFC*.



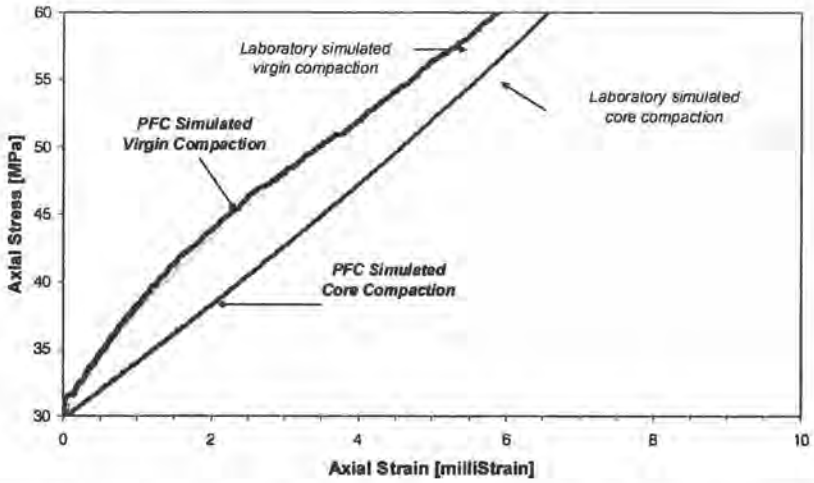
Figur 7: **Lydhastigheter for P-bølger langs største hovedspenning (v_{p2}) og normalt til denne (v_{p1}) under triaksialforsøk med 5 MPa omslutningstrykk, simulert med *PFC*^{3D} (vesntres del) og målt med en sandsteinskjerne (høyre del). Spennings-tøyningskarakteristikkene er vist øverst i figuren.**

Figur 7 viser både eksperimentelle data og simulerte lydhastigheter i en 3-dimensjonal modell av kuleformede partikler som er sementert til hverandre med en viss bindingsstyrke. I dette tilfellet har kontaktloven innebygd den såkalte Hertzke ikkelinearíteten (som nevnt over). Igjen utføres et triaksialforsøk, der største hovedspenning (i z-retning) økes, mens minste hovedspenning holdes konstant. Vi ser at hastigheten til bølger som går langs retningen til den største spenningen øker til å begynne med, mens bølger som går langs minste spenning er lite påvirket innledningsvis. Dette skyldes både at flere kontakter oppstår, men primært at kornkontaktene blir stivere på grunn av økt belastning i z-retning. Denne stivhetsøkningen gjelder imidlertid ikke for kontakter som ligger i retninger normalt på, siden spenningen i dette planet holdes konstant. Imidlertid, når brudd nærmer seg, vil bindinger mellom partikler brytes, primært for kontakter som er orientert normalt til største hovedspenning. Dette medfører dette redusert kontaktstivhet for disse

kontaktene, og som et resultat av dette makroskopisk hastighetsreduksjon for bølger i denne retningen. Etter at brudd er nådd og skjærbånd dannet, vil hastighetene falle i begge retninger, fordi det da vil brytes bindinger i flere retninger. Figuren viser godt kvalitativt samsvar mellom partikkelmodellering og eksperiment.

Som et siste eksempel på bruk av partikkelmodellering i reservoarmekanikk skal vi ta for oss kjerneskade: Hvordan påvirkes bergartsmaterialet av den spenningsavlastningen som finner sted idet kjernen bores fri fra sine naturlige omgivelser? Dette har eksempelvis stor betydning for estimat av reservoarkompaksjon. For å kunne kvantifisere effekten av kjerneskade på kompaksjon, har SINTEF Petroleumsforskning gjennomført eksperimenter (Holt *et al*, 2000) der syntetisk sandstein, med egenskaper tilnærmet lik egenskapene til en utvalgt reservoarsandstein, er blitt sementert i laboratoriet under simulerte *in situ* spenningsbetingelser. Ved å øke belastningen på den kunstige sandsteinen på en måte som etterlikner den spenningsstien som reservoaret ventes å oppleve under produksjonsfasen, kan en måle forventet *in situ* kompaksjon. I neste omgang lages en identisk kunstig sandstein, som først avlastes slik en kjerne blir avlastet under utboring, så lastes opp til *in situ* spenningsnivå, for så endelig å kompaktere under den sammen spenningsstien som reservoaret følger under produksjon. På denne måten kan en sammenlikne kompaksjonen til et simulert "in situ" material med kompaksjonen til en simulert kjerneprøve, og dermed tallfeste forventet effekt av kjerneskade. Laboratoriesimuleringene viste at kjernen er tildels vesentlig mykere enn den jomfruelige bergarten, særlig under initiell kompaksjon.

For å bedre forståelsen av mekanismene som fører til kjerneskade, og for å utvikle en modell for korreksjon av laboratoriemålinger på feltkjerner, ble også diskret partikkelmodellering tatt i bruk. Med PFC^{3D} kan en gjenta de samme eksperimentene som ble gjort med kunstig sandstein i laboratoriet. Figur 8 viser spennings-tøynings karakteristikkene for de numerisk såvel som de eksperimentelt simulerte kompaksjonsforsøkene. *In situ* spenningstilstand ble satt til 30 MPa (vertikalt) og 15 MPa (horisontalt). Kompaksjonen var enaksiell, dvs. null deformasjon i planet normalt til største spenning. I partikkelmodellen ble klumper (bestående av to kuler) benyttet for å bedre etterlikne reell kornfasong, noe som gir mer realistiske egenskaper m.h.t. friksjon og oppbygging av horisontalspenning under enaksiell kompaksjon. Figuren viser igjen godt samsvar mellom partikkelmodellering og laboratorieforsøk. Vi ser videre at opp til ca. 45 MPa aksiell spenning er kompaksjonen til kjernen omtrent dobbelt så stor som i det jomfruelige materialet. Oversatt til reservoartilfellet: Vi vil forvente at kjerner i betydelig grad overestimerer forventet kompaksjon, som et resultat av mikroskade (brutte bindinger mellom korn) under spenningsavlastningen ved kjernetaking. Imidlertid, ved høye spenninger blir deformasjonen til den simulerte kjernen og det simulerte reservoarmaterialet mer og mer lik, noe som skyldes at skade også oppstår i det jomfruelige materialet.



Figur 8: **Aksiell spenning plottet mot aksiell tøyning for simulert enaksiell kompaksjon av jomfruelig reservoarmaterial og avlastet (siumlert kjerne) material. Både *PFC*^{3D} simuleringer og laboratorietestdata med kunstig sandstein er vist.**

6. KONKLUSJONER

Diskret partikkelmodellering er et verktøy som pga. økt regnehastighet og generelt forbedret datamaskintenologi nå kan gjennomføres på vanlige PC-er, med systemer bestående av 10000 partikler og mer. Slik modellering kan gi betydelig innsikt i mikroskala prosesser som har betydning for bergmekanisk oppførsel på større skala. Partrikkelmodellering kan selvsagt brukes også til å simulere konkrete bergmekaniske og geotekniske problemstillinger.

Vi har modifisert en kommersielt tilgjengelig diskret partikkelmodell, *PFC* (fra Itasca, USA), ved å implementere (Li, 2002)

i) kopling mellom deformasjon av partikkelsystemet og strømning i porerommet mellom partiklene,
ii) sammensatte, knusbare partikler som kan etterlikne reelle kornformer; samt
iii) en metodikk for å kunne studere elastisk bølgeforplantning.

Vi har anvendt diskret partikkel modellering på reservoarmekaniske problemstillinger. For eksempel har vi demonstrert at bruddmoden i sementerte høyporøse granulære materialer endrer seg fra skråstilte skjærbrudd ved lave spenningsnivå til horisontale kompaksjonsbånd (normalt på største hovedspenning) med stort islett av knuste partikler ved høye spenningsnivå. Vi har videre sett at både permeabilitet og elastiske bølgehastigheter kan endres betydelig i tilknytning til mekaniske brudd, i tråd med eksperimentelle observasjoner. Vi har også benyttet *PFC*, sammen med kontrollerte laboratorieforsøk med kunstig sandstein, som et hjelpemiddel til å simulere effekter av spenningsavlastning (ved kjernetaking) på kompaksjonsegenskaper til reservoarbergarter.

ETTERORD

Forfatterne vil rette en takk til Norges Forskningsråd, som har finansiert dr.ing.-arbeidet til Liming Li gjennom PetroForsk-programmet, og som bidrar til finansiering av forskningsprosjektet "Petrofysikk under Spenning" ved SINTEF Petroleumsforskning, der diskret partikkel modellering utvikles videre til et numerisk laboratorium. Helge Ruistuen motiverte dette arbeidet gjennom sitt doktorgradsarbeid, og undervegs har vi spesielt verdsatt kommunikasjon med Peter A. Cundall og hans medarbeidere ved Itasca.

REFERANSER

Boutéca, M.J., Sarda, J.-P. & Vincké, O. (2000) Constitutive law for permeability evolution of sandstones during depletion, SPE Int. Symp, Formation Damage, SPE 58717.

Cundall, P.A. & Strack, O.D.L. (1979) A discrete numerical model for granular assemblies, Geotechnique **29**, 47-65.

Cundall, P.A. 2001 A discontinuous future for numerical modelling in geomechanics? Proc. Inst. Civil Eng. Geotec. Eng. 149 (1): 41-47

Hertz, H. (1882) Über die Beruhrung fester elastische Korper. J. reine und angewandte Mathematik, **92**, 156-171.

Holt, R.M. (1990) Permeability reduction induced by a non-hydrostatic stress field, SPE Formation Evaluation, **5**, 444-448.

Holt, R.M., Fjær, E., Raaen, A.M. & Ringstad, C. (1991) Influence of stress state and stress history on acoustic wave propagation in sedimentary rocks, Shear Waves in Marine Sediments, Hovem, J.M., Richardson, M.D. and Stoll, R.D. (eds.), Kleuver Publ., 167-174.

Holt, R.M. (1996) Lys i stein, Fjellsprengningskonferansen 96, Oslo, s. 36.1-36.11.

Holt, R.M., Brignoli, M. & Kenter, C.J. (2000) Core quality: Quantification of coring induced rock alteration, Int. J. Rock Mechanics and Min. Sci., **37**, 889-907.

Olsson, W.A. & Holcomb, D.J. (2000) Compaction localization in porous rock, Geophys. Res. Lett., **8**.

Li, L. (2002) Particle Scale Reservoir Mechanics. Dr.ing. avhandling 2002:116, NTNU; Institutt for Petroleumsteknologi og Anvendt Geofysikk.

Ruistuen, H. & Hanssen, T.H. (1996) Effekt av produksjonsinduserte spenningsendringer på kompressibilitet av svake reservoarsandsteiner, Fjellsprengningskonferansen 96, Oslo, s. 22.1-22.9.

Ruistuen, H. (1997) An experimental and numerical study of mechanical behavior of weakly cemented reservoir sandstones through development of a micromechanical modell. Dr.ing. avhandling NTNU, Inst. for Geologi og Bergteknikk.

Teufel, L.W. (1993) Geomechanical Behavior of Petroleum Reservoirs. Presentasjon Fjellsprengningskonferansen 93 (uten manuskript); se ellers f.eks. Teufel, Rhett & Farrell (1991) Effects of reservoir depletion and pore pore pressure drawdown on in situ stress and deformation in the Ekofisk Field, North Sea; Proc. 32nd US Symp. Rock Mech. ; A.A.Balkema, pp. 63-72.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

HVORDAN STÅR DET TIL MED BERGSPENNINGENE I NORGE?

How are the in-situ rock stresses doing in Norway?

Professor Arne Myrvang, Institutt for geologi og bergteknikk, 7491 NTNU, Trondheim

SAMMENDRAG

Et stort antall bergspenningsmålinger foretatt i Norge gjennom snart 40 år viser at det i store deler av landet finnes horisontale spenninger som er høyere og til dels mye høyere enn gravitative horisontalspenninger. Ofte er horisontalspenningene høyere enn vertikalspenningen. Særlig høye spenninger finnes på Nordvestlandet og i grunnfjellsvinduer i Nordland. De vertikale spenningene er i de fleste tilfeller rimelig i overensstemmelse med de gravitative verikalspenningene. Det er de horisontale spenningene som ofte skaper bergspenningsproblemer i form av spraking i hengen av tunneler og bergrom. På den annen side vil passe høye horisontalspenninger kunne være en forutsetning for å gi stabile tak i dagnære bergrom med stort spenn. Bergspennningsmålingene er gjennomført med 2-D og 3-D overboringsmetoder, samt hydraulisk splitting. For tiden foregår et betydelig utviklingsarbeid for å forbedre 3-D metoden. Måling av sekundære tangential spenninger i tak og vegger vil ofte kunne være et bedre hjelpemiddel til å vurdere generell stabilitet av bergrom i harde bergarter enn deformasjonsmålinger. Måling av spenninger i bergpilarer i gruver har ofte vist lave eller null spenninger i pilarene på grunn av horisontalspenningseffekter. Dette har medført at pilarer er blitt fjernet uten at dette har medført innrasning.
2-D spenningmålinger i sprøytebetong brukt mot sprakefjell viser uten unntak minimale spenninger i betongen, mens det kan være meget høye spenninger bare noen centimeter inn i berget bak betongen. Tykkere, armerte sprøytebetonglag / buer brukt i svakhetssoner kan imidlertid ta opp betydelige spenninger.

SUMMARY

A large number of in-situ rock stress measurements carried out in Norway during almost 40 years, show that in many parts of the country the horizontal stresses are much larger than the theoretical gravitational horizontal stresses, and often the horizontal stress is larger than the vertical stress. The vertical stress is reasonably in accordance with the theoretical gravitational vertical stress. Often it is the horizontal stress that gives rock stress problems like spalling in the roof of tunnels and rock caverns. On the other hand, sufficient compressive horizontal stresses is a very important prerequisite to create stable, near surface rock caverns with large span. The stress measurements have been carried out with 2-D and 3-D overcoring methods, as well as hydraulic fracturing. At the moment, a development programme is carried out to improve the 3-D overcoring procedure. In hardrock, measurements of secondary tangential stresses in the roof and walls of rock excavations have proved to give a better estimate of the general stability than deformation or displacement measurements. Stress measurements in rock pillars often have relieved very low or zero stresses in the pillars due to the effect of horizontal stresses. Subsequent removal of pillars has consequently not resulted in roof failure. 2-D stress measurements in shotcrete used as support in connection with spalling have invariably shown very low or zero stresses in the shotcrete layer, while the stress only a few centimetres into the rock is very high.

1. Innledning/historikk

Interessen for bergmekanikk og derved også bergspenninger begynte å ta fart omkring 1960. Her i landet var det nok først og fremst gruveindustrien som aktivt begynte å bruke det nye fagfeltet i praksis, og oppbyggingen av et bergmekanisk miljø på NTH ble i stor grad finansiert ved hjelp av midler fra bergindustrien. Dette gjaldt både fagekspertise, oppbygging av et bergmekanisk laboratorium og ikke minst utvikling av feltutstyr for måling av bergspenninger. Initiativtaker og primus motor til denne oppbyggingen var Arne Hofseth, daværende professor i gruvedrift. Han så tidlig hvilke muligheter som lå i bruk av praktisk bergmekanikk for å oppnå optimal utforming av brytningsrom.. Etter hans død i 1965 ble dette arbeidet videreført av hans etterfølger professor Ivar Berge.
Den svenske professor Hast utviklet i 1950-årene den første brukbare metode for bergspenningsmålinger, og han fant fort ut at ofte var de målte horisontale spenningene de høyeste spenningene, og de var til dels mye høyere enn vertikalspenningen. Hast gjorde i årene 1958 – 61 målinger av mer vitenskapelig karakter ved to - tre gruver i Norge.
De første bergspenningsmålingene i norsk regi ble foretatt i 1964 (som en del av forfatterens diplomoppgave) under ledelse av senere dosent Bjørn Li (Gjelvold, Myrvang & Moslet 1964). Avdøde Bjørn Li må regnes som den første pioneren innen norsk bergmekanikk.
I årenes løp er bruk av bergmekanikk og bergmekaniske prinsipper blitt et viktig hjelpemiddel i forbindelse med all aktivitet under jord. Ikke minst gjelder dette innen petroleumsvirksomhet.
NTH /NTNU/ SINTEF – miljøet har hele tiden vært viktige aktører innen feltet. Ikke minst gjelder dette bergspenningsmålinger, hvor Trondheimsmiljøet fortsatt har en ledende posisjon i Norge. De spenningsdata som berøres i dette innlegget kommer i alt vesentlig fra målinger og analyser utført ved NTH og SINTEF. Det store flertall av de spenningsmålinger som er utført har hatt klare praktiske formål for å løse ingeniørmessige oppgaver.

2. Utførte bergspenningsmålinger –resultater og tolkninger

2.1 Målemetoder

Siden 1964 har NTH / SINTEF utført bergspenningsmålinger for et hundretalls oppdragsgivere i omtrent 300 lokaliteter i 10 land, noe som tilsvarer omtrent 3000 målepunkt eller enkeltmålinger (Myrvang 2001). Trondheimsmiljøet har derfor uten tvil den målegruppe i verden som har mest omfattende, sammenhengende erfaring.
I årenes løp er flere metoder blitt anvendt, men i dag brukes følgende metoder

- Selvutviklede og sterkt forbedrede versjoner av de opprinnelige Sør-Afrikanske CSIR 2-D ("Doorstopper") og 3-D overboringsceller

- Selvutviklet utstyr for hydraulisk splitting (Hydraulic fracturing)

Appendix 1, 2 og 3 viser korte beskrivelser av metodene.

For å evaluere måleresultater brukes i den grad det er hensiktsmessig ISRM "Suggested Methods for Rock Stress Determinations". Her må det imidlertid påpekes at dette er bare forslag basert på artikler publisert i International Journal for Rock Mechanics and Mining Sciences i 1989, og på ingen måte noen standard. Mange av rutinene som brukes av SINTEF er utviklet senere og er bedre, og disse brukes følgelig i praksis. Eksempelvis bestemmes den tredimensjonale spenningstensoren i en lokalitet ut fra 7 – 10 vellykkede enkeltmålinger

utenfor influenssonen fra den tunnelen det måles i. Dataprogrammet DISO plukker brukbare tøyningsverdier tilfeldig langs målehullet. Dette kan gi opptil 35000 resultatgrupper som behandles statistisk, noe som til slutt gir middelverdier for de tre hovedspenningene med retninger. Programmet kaster ut verdier som åpenbart er gale. Spenningsverdiene plottes ut i et histogram, mens retningene presenteres i et stereoplot.
Om nødvendig kan både 3-D og 2-D målinger foretas i samme hull.
Preliminære resultater beregnes normalt direkte på måleplassen ved hjelp av en bærbar PC og elastiske konstanter bestemt direkte på borkjernen ved hjelp av en såkalt biaksialcelle.
Typisk vil en målesyklus med 7 –10 enkeltmålinger i et 10 – 15 m langt borhull ta ca. 2 dager. Alt nødvendig utstyr inklusive kjerneborutstyr medbringes av måleteamet.
Uansett metode som brukes kan det ikke understrekes nok hvilken betydning erfaring har. Bergspenningsmålinger er og blir et vanskelig felt i praksis fordi " berg er berg", og gode resultater kan nesten ikke oppnås uten et erfarent måleteam som kjenner alle "tricks of the trade".
Generelt vil bergspenningsmålinger alltid være beheftet med noe usikkerhet. En hovedårsak til dette kan ofte være at spenningstilstanden i en bergmasse ikke er homogen, men vil variere fra punkt til punkt. Detter en viktig årsak til at vi om mulig krever 7 -10 vellykkede enkeltmålinger over en viss hullengde (gjerne 5 – 7 m) for å få en "integrert verdi" for et større volum. I noen tilfeller kan det også være svikt i selve målesystemet eller problemer med tolkning av for eksempel hydraulisk splitting (se under).
For å få ned tids- og material forbruk og for øke den generelle påliteligheten ytterligere for overboringsmålinger, kjører SINTEF for tiden (høst 2002) et omfattende forsknings- og utviklingsarbeid. Dagens utgaver er avhengig av kabelforbindelse mellom overflaten og det aktuelle målepunktet i borhullet. Neste generasjons måleceller vil ha en innebygget datalogger i selve målecellen. Derved fås en enklere montering og en kontinuerlig registrering av tøyningsforløpet under hele overboringsprosessen. Videre vil dette gi en enkel og sikker registrering av tøyninger under den etterfølgende biaksialtestingen for å bestemme elastiske konstanter. Samlet vil dette gi en betydelig bedre kontroll på kvaliteten av de tøyninger som måles, samtidig som tidsforbruket minskes. En prototyp vil foreligge før nyttår.

2.2 Typer målinger

I ingeniørmessig sammenheng kan bergspenningsmålinger grovt sett deles inn i tre hovedgrupper:

- Målinger for å bestemme den opprinnelige in-situ spenningstilstand på et sted. Dette vil i praksis ofte si 3-D overboringsmålinger fra tilgjengelige bergrom. De målte in-situ spenningene benyttes i dag oftest som den viktigste av alle in-put-parametre i numerisk modellering. Generelt vil tilstedeværelse av tilstrekkelig høye horisontalspenninger være av avgjørende betydning for stabiliteten av taket i dagnære bergrom med store spenn.
  En annen viktig anvendelse som er blitt mer og mer vanlig, er å sikre riktig orientering av borhull for hydraulisk splitting (se under). I noen tilfeller kan det være aktuelt å foreta hydraulisk splitting i vertikale hull boret fra dagen for å bestemme de horisontale spenningene. I noenlunde flatt terreng kan dette gi tilfredsstillende mål på de opprinnelige spenningene, i det vertikalspenningen antas gravitativ.

- Måling av belastning i bergpilarer, innspenning av vegger og heng i store bergrom, spenninger i sprøytebetong, måling av spenningsendring over tid. Her dreier det seg i praksis som regel om 2-D (Doorstopper) overboringsmålinger. Denne type målinger har i mange år med stort utbytte vært brukt i mange gruver, men også i mange andre

underjordsanlegg. Særlig nyttig kan slike målinger være i bergrom med store spenn.

- Målinger for å bestemme minste hovedspenning i bergmassen. Dette er spesielt knyttet til kraftverk med uforede trykksjakter / trykktunneler. En avgjørende betingelse her er at minste hovedspenning i bergmassen må være minst like høy som vanntrykket for å unngå risiko for at bergmassen splittes av vanntrykket. Ved flere kraftverk har dette i de senere år vært kritisk i den forstand at målt minste hovedspenning i adkomsttunnelen har ligget under eller meget nær vanntrykket. Hydraulisk splitting er den metode som er mest brukt, fordi denne metoden er relativt rask og billig, minste hovedspenning lar seg teoretisk lett bestemme og selve splittingen kan betraktes som en slags modellforsøk. For å få en riktigst mulig tolkning av splittetester er det imidlertid en viktig forutsetning at målehullet er boret parallelt mellomste eller største hovedspenning. Derfor er anbefalt normal prosedyre i dag at det under driving av adkomsten først foretas 3-D overboringsmålinger for å bestemme orienteringen av største og mellomste hovedspenning. Deretter utføres splitting i hull orientert parallelt med største og mellomste hovedspenning i flere omganger etter hvert som adkomsten drives.

2.3 Bergspenninger i Norge

2.3.1 Opprinnelige spenninger

Resultatene fra det store flertall av 3-D spenningsmålinger i Norge viser følgende karakteristiske trekk:

- Målt vertikalspenning er i rimelig bra overensstemmelse med den gravitative spenningen $\sigma_v = \rho\, g\, h \approx 0{,}027\, h$ MPa (h = vertikal overdekning, ρ = midlere romvekt av bergmassen ≈ 2700 kg / m^3, $g \approx 10$ m / s^2). Lokale avvik forekommer, særlig ved bergartsgrenser eller svakhetssoner, eller på grunn av indre, residuale spenninger.

- De målte horisontale spenningene er nesten alltid avvikende fra den teoretiske gravitative horisontalspenningen $\sigma_h = (\nu / 1\text{-}\nu) \cdot \sigma_v$ der ν = Poissons forhold for bergarten. I store deler av Norge (og Skandinavia) er største hovedspenning i bergmassen tilnærmet horisontal. Dette er særlig utpreget i prekambriske grunnfjellsbergarter og i permiske intrusiver i Oslofeltet, men nyere undersøkelser viser at horisontalspenningene ofte er høye også i yngre bergarter (se under).

- I mange tilfeller er det påvist høye horisontalspenninger helt opp til overflaten. Dette betyr at i Norge er den såkalte K-verdien ofte $K = \sigma_h / \sigma_v > 1$ og til dels vil $K \gg 1$. (I og med at en kan ha høye horisontalspenninger helt på overflaten kan $K \rightarrow \infty$!).

- Lokalt påvirkes spenningsretningene av topografien ved såkalt dalsideeffekt. Dette betyr at en hovedspenning faller steilt parallelt fjellsiden, en står tilnærmet normalt fjellsiden og en er tilnærmet horisontal og parallell dalen. Tradisjonelt har den steilt- stående spenningen parallelt fjellsiden vært antatt å være største hovedspenning σ_1. Målingene viser imidlertid at det svært ofte er den horisontale spenningen parallelt dalen eller fjellkjeden som er σ_1 mens dalsidespenningen er mellomste hovedspenning σ_2. Erfaring fra tunneler som går tvers gjennom fjellkjeder mellom daler/fjorder viser at

spenningsbildet blir tilnærmet horisontalt / vertikalt når en kommer under full overdekning.

Siden 1964 er det utført bergspenningsmålinger i over 200 lokaliteter i Norge. Særlig i forbindelse med gruver er det imidlertid ofte foretatt målinger i mange lokaliteter i samme gruve, og ved mange gruver har det vært regelmessig oppfølging med kontrollmålinger over en årrekke (i et tilfelle over nesten 30 år). Hanssen (1998) har gitt en oversikt over lokaliteter hvor det er foretatt 3-D målinger i Norge frem til 1992. Etter dette er det imidlertid utført en rekke målinger i mange andre lokaliteter.

Appendix 4 viser et forenklet geologisk kart over Norge hvor størrelse og retning av de horisontale bergspenningene i forskjellige lokaliteter er tegnet inn. Overdekning på målestedet er angitt, men ellers er det ikke gjort noe forsøk på å korrigere for topografi eller geologiske anomalier. I områder hvor det er gjort mange målinger er de antatt mest typiske resultatene tatt med.
Når det gjelder retningene av de horisontale spenningene er det en klar tendens i det sørlige Norge, i det største horisontale spenning σ_H har en omtrentlig NV – SØ orientering. I noen tilfeller er bildet snudd 90° med σ_H orientert NØ – SV. Årsaken til dette kan være at minste og største horisontalspenning σ_h og σ_H mange steder er nesten like store, noe som kan medføre at retningene bytter plass.
Nord for Trøndelag er σ_H i stor grad omtrent N –S orientert, men også her finnes eksempler på at en 90° vridning til omtrent Ø – V orientering av samme grunn som i Sør-Norge.

Som nevnt foran er horisontalspenningene i store deler av landet høyere enn de teoretiske spenningene, og ofte er største hovedspenning totalt i bergmassen horisontal. Dette er særlig utpreget i de prekambriske områdene, og kanskje spesielt utviklet på Nordvestlandet nord for Sognefjorden og i områdene Knyttet til Tysfjordgranitten i Nordland (for eksempel Hamarøy, Kobbelv). Dette er også områder hvor det er dokumentert gjennom bergspenningsmålinger i mange lokaliteter i forbindelse med kraftverk, veitunneler og gruver.

I tillegg er dette områder hvor det er mulig å se indikasjoner på høye bergspenninger på overflaten i form av eksfoliasjon og storskala avskalling/ skjærbrudd. Appendix 5 viser eksempler på dette fra Hammarøy / Kobbelvområdet (Myrvang 1999, 2001).

Midtbø (1996) gjorde en analyse av forholdene på Nordvestlandet basert på måledata og numerisk modellering og fant at største horisontalspenning σ_H i dette området har et "ikke gravitativt" bidrag på ca. 15 MPa, og at den dominerende retningen er ca. NV –SØ . Forfatteren har observert tilsvarende størrelsesorden spredt rundt om i Norge, i det horisontalspenninger på 15 – 25 MPa er målt på dyp mellom 2 m og 100 m.

Det er interessant å merke seg at offshore utenfor Stadt finnes en markant konsentrasjon av jordskjelv-episenter. Dette kan i utgangspunktet være en indikasjon på at det finnes høye spenninger i området. Seismologiske data kan brukes til å finne retningen på horisontalspenninger og forholdet mellom dem ved såkalt fokalmekanisme-analyse (Fejerskov et al 1995), (Fejerskov 1996). Dette kan igjen relateres til hvilken type forkastningsaktivitet jordskjelvet er knyttet til. Dette henger igjen sammen med bergspenningsbildet (Jaeger & Cook 1976):

Normalforkastning: $\sigma_v > \sigma_H > \sigma_h$

Thrust –forkastning (overskyvning): $\sigma_H > \sigma_h > \sigma_v$

Strike slip-forkastning (sideforkastning):$\sigma_H > \sigma_v > \sigma_h$

Fokalmekanisme-studier i dette området, i andre områder i Nordsjøen og i Nordvest-Europa generelt viser nesten uten unntak spenningsfelt som favoriserer thrust- eller strike slip-forkastninger (dvs. største hovedspenning er alltid horisontal),og retningen på største horisontalspenning er overveiende NV-SØ, dvs. sammenfallende med den dominerende retningen i Sør-Norge (World Stress Map 1997), se Appendix 6.
Tilsvarende spenningsretninger er funnet både på norsk og britisk sektor i Nordsjøen ved studium av såkalte borehole breakouts (dvs."spraking" i veggene av vertikale brønner).
Dette kan i hvert fall delvis forklare opprinnelsen til dagens spenningssituasjon.
Fejerskov (1996) viser at største horisontalspenning står tilnærmet normalt på den midt-atlantiske ryggen (som skiller den eurasiske og nordamerikanske platen og som Island er en del av). Dette indikerer at en har med tektoniske spenninger å gjøre, og hvor den drivende kraften er såkalt "Ridge push". Ridge push oppstår når magma trenger opp i den den midt-atlantiske sprekken og presser de to platene fra hverandre. Dette setter opp store spenninger i platene. Modellering har vist at dette kan gi spenninger i størrelsesorden 20 MPa, dvs. omtrent samme størrelsesorden som den "ikke gravitative" horisontalspenningen målt mange steder i Norge.
Lenger nordover i Norge og også i Barentshavet er største horisontalspenning tilnærmet N-S. Dette kan være forårsaket av at midtatlanterhavsryggen faktisk dreier mer i Ø-V-retning fra Jan Mayen og nordover.
Ellers kan det også hende at spenningsbildet påvirkes av den kaledonske fjellkjedefolding som dreier fra NØ –SV i Sør-Norge til mer nordlig retning i Nord-Norge.

2.3.2 Induserte spenninger i forbindelse med bergrom

Når et rom åpnes i en bergmassse utsatt for spenninger, vil det skje en omfordeling av spenningene rundt rommet. Dette kan ha både negative og positive konsekvenser:

- Trykkspenninger som overskrider bergets in-situ trykkstyrke/skjærstyrke i deler av periferien gir spraking eller bergslag. På den annen side kan lave spenninger evt. strekkspenninger i deler av periferien gi manglende innspenning med dårlig stabilitet som resultat.

- Passende store tangentielle trykkkonsentrasjoner i hengen eller veggene av bergrom kan ha avgjørende betydning for stabiliteten, i det dette vil gi en positiv innspenning av berget. Dette er et punkt som ofte har vært oversett. Spesielt ved dagnære bergrom med store spenn kan det være av avgjørende betydning for gjennomførbarheten at horisontalspenningene er høye nok. Gjøvikhallen er et godt eksempel på dette. Fra gruveindustrien er det kjent flere eksempler på stabile spennvidder i området 60m – 80m som er fullstendig uten bergsikring. Hovedårsaken til dette er gunstige horisontalspenninger som gir en relativt liten, men avgjørende innspenning av taket.

I årenes løper det foretatt et stort antall bergspenningsmålinger for å måle den sekundære spenningstilstand i tak, vegger og bergpilarer. Til dette benyttes nesten utelukkende 2-D

"doorstopper" overboring. Forfatteren er av den oppfatning, at forbindelse med bergrom i harde "norske" bergarter, gir måling av tangentialspenninger (for eksempel midt i spennet) ofte et mye bedre grunnlag for å vurdere generell stabilitet enn deformasjonsmålinger. Årsaken til dette er at deformasjonene ofte er svært små. For eksempel i Gjøvikhallen med 62 m spenn, var maksimal målt deformasjon bare 8 mm.
I gruvesammenheng har belastningsmålinger i bergpilarer vært et viktig felt. Ganske ofte har det vist seg lav at pilarbelastningen har vært null eller svært lav (i et par tilfelle sogar strekk!). Årsaken til dette har vært høye horisontalspenninger i området. Ut fra dette har det vært mulig å redusere pilardimensjonene drastisk, og i noen tilfeller kunne pilarene fjernes helt. Det siste skjedde i Skorovas Gruver, hvor ca. 30 % av malmen sto igjen som pilarer. Målinger viste at pilarene i den innerste delen av gruva var uten belastning. Derfor ble pilarene fjernet helt, noe som resulterte i et stabilt rom med lengde 220 m, bredde opp til 60 m og høyde 40 – 50 m uten noen form for bergsikring.

Et spesielt felt er måling av spenninger i sprøytebetong. Siden 1970 er det foretatt en rekke målinger av spenninger i sprøytebetong brukt som sikring mot sprakefjell. Appendix 7 viser prinsippielt hvordan dette foregår med 2-D overboringsutstyr. Måling i selve sprøyebetongsjiktet etterfølges av målinger innover i selve bergmassen. Det er gjort målinger i tørrsprøytet betong og våtsprøytet betong med og uten fiberarmering. Uansett type gir målingene praktisk talt null spenninger i sprøytebetongen, mens man få centimeter inn i berget kan ha spenninger på mer enn 100 MPa. I forbindelse med prosjektet "Riktig bruk av sprøytebetong" i regi av Statens Vegvesen , ble det to tunneler gjennomført fornyede målinger henholdsvis 11 år og 14 år etter at tunnelene ble sprøytet første gang (Myrvang et al, 1997). Dette ga som resultat at det fortsatt ikke var noen spenning av betydning i betongen, samtidig som spenningene i bergmassen umiddelbart bak betongen fortsatt var like høye. Dette viser at sprøytebetongens fremste oppgave er å være "lim", dvs. holde berget på plass slik at det alt overveiende av spenninger tas opp av bergmassen selv. Undersøkelsene viste også at det er av avgjørende betydning at sprøytebetongsjiktet er mer enn 4 – 5 cm tykt.
Målinger utført i tykkere, mer strukturell, armert sprøytebetong brukt i svakhetssoner, viser imidlertid betydelig spenningopptak i sprøytebetongen.

3. Konklusjon

Et stort antall bergspenningsmålinger foretatt i Norge gjennom snart 40 år viser at det i store deler av landet finnes horisontale spenninger som er høyere og til dels mye høyere enn teoretiske gravitative spenninger. Særlig høye spenninger finnes på Nordvestlandet og i grunnfjellsvinduer i Nordland.
De vertikale spenningene er i de fleste tilfeller rimelig i overensstemmelse med de gravitative spenningene.
Det er de horisontale spenningene som ofte skaper bergspenningsproblemer i form av spraking i hengen av tunneler og bergrom.
På den annen side vil passe høye horisontalspenninger kunne være en forutsetning for å gi stabile tak i dagnære bergrom med stort spenn. Gjøvikhallen er et eksempel på dette.
Måling av sekundære tangentialspenninger i tak og vegger vil ofte kunne være et bedre hjelpemiddel for å vurdere generell stabilitet enn deformasjonsmålinger.
Måling av spenninger i bergpilarer i gruver har ofte vist lave eller null spenninger i pilarene på grunn av effekt fra horisontalspenninger. Dette har medført at pilarer er blitt fjernet uten at dette har forårsaket innrasning.

2-D spenningsmålinger i sprøytebetong brukt mot sprakefjell viser uten unntak minimale spenninger i betongen, mens det kan være meget høye spenninger bare noen centimeter inn i berget bak betongen. Tykkere, armerte sprøytebetonglag brukt i svakhetssoner kan imidlertid ta opp betydelige spenninger.

4. Referanser

1. Gjelvold, P., Myrvang, A. og Moslet, R (1964): *Bergtrykksforhold ved Kjørholt Kalkstensgruve*. Det store eksamensarbeide. Institutt for gruvedrift, NTH.

2. Myrvang, A (2001): *In-situ rock stress measurements- Brief description of methods applied by SINTEF. Practical applications and List of clients.* SINTEF Bygg og miljø, Berg- og geoteknikk, Trondheim

3. Hanssen, T.H. (1998): *Rock stresses and tectonic activity.* S. 29.1 – 29.31 Fjellsprengningsteknikk/ Bergmekanikk/ Geoteknikk 1998

4. Hanssen, T.H. (1998): *Investigations of some rock stress measuring techniques and the stress field in Norway.* Dr.ing. avhandling, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

5. Myrvang, A (1999): *Surface indicators of high, near surface rock stresses.* Proceedings, 9th Congress of the International Society for Rock Mechanics, Paris

6. Myrvang, A (2001): *Bergmekanikk.* Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

7. Midtbø, E (1996): *Bergspenninger på Nordvestlandet.* Prosjektoppgave, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

8. Fejerskov, M, Lindholm, C, Bungum, H, Myrvang, A, Bratli, R.K., and Larsen, B.T.(1995): *Crustal stress in Norway and adjacent offshore regions)* Final report IBS- DNM project, Unpublished

9. Fejerskov, M (1996): *Determination of in-situ rock stresses related to petroleum activities on the Norwegian continental shelf.* Dr. ing. avhandling, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

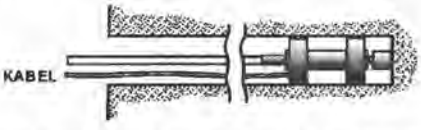
10. Jaeger, J.C. & Cook, N.G.W. (1976): *Fundamentals of Rock Mechanics.* Chapman and Hall, London

11. University of Karlruhe (1997): *International Lithosphere Program. World Stress Map.* http://www-wsm.physik.uni-karlsruhe.de/pub/maps/world.gif

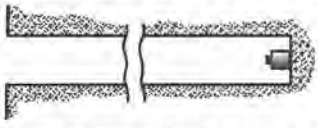
12. Myrvang, A., Alnæs, L, Hansen, S.E. og Davik, K.I. (1997): *Heavy spalling problems i road tunnels in Norway -. Long time stability and performance of sprayed concrete as rock support.* Proc. Int. Symposium on Rock Support, Lillehammer.

2-DIMENSJONAL BERGSPENNINGSMÅLING (doorstopper)

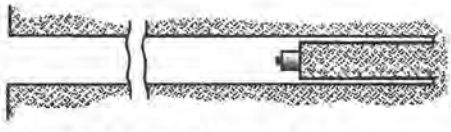
Et kjerneborhull med 76 mm Ø diameter bores til ønsket måledyp. Kjernen tas ut og hullbunnen planeres med flat spesialborkrone.



En todimensjonal målecelle (doorstopper) som inneholder en strekklapprosett, dvs. en trådtøyningsgiver som registrerer tøyninger i fire retninger føres inn i hullet ved hjelp av et innføringshode (målehode) og limes fast til hullbunnen.

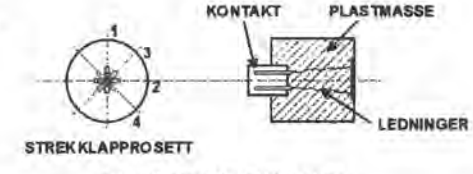


Doorstopperen er fastlimt, nullavlesning foretas og målehodet trekkes ut av hullet. Det er nå klart for overboring.

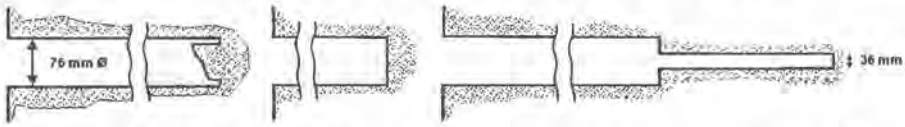


En ny kjerne bores ut med 76 mm Ø krone og dermed avlastes spenningene som virket på hullbunnen før friboringen startet. De tilhørende tøyninger i enden av kjernen registreres av strekklapprosetten.

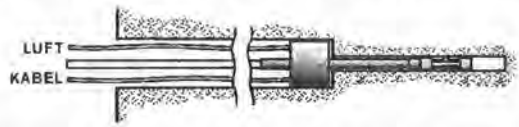
Kjernebiten tas ut av hullet og doorstopperen plugges til målehodet. Det foretas avlesning etter overboring. Når bergartens E-modul (elastisitetsmodul) og Poissons forhold (tverrutvidelsestallet) er kjent kan spenningene i et plan normalt hullbunnen bestemmes.



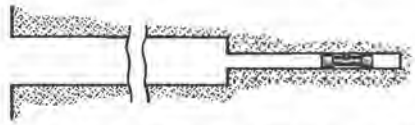
3-DIMENSJONAL BERGSPENNINGSMÅLING



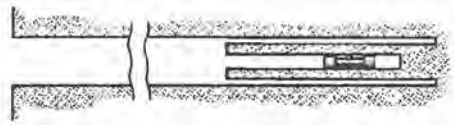
Et kjerneborhull med 76 mm Ø diameter bores til ønsket måledyp. Hullbunnen planeres med en flat spesialkrone, og deretter bores det videre et konsentrisk hull med 36 mm Ø diameter.



En tredimensjonal målecelle som består av en cellekropp inneholdende 3 strekklapprosetter føres ved hjelp av et innføringshode (målehode) inn i det lille hullet. Målecellene trykkes ut fra cellekroppen og inn mot hullveggen og limes så fast. Orientering og plassering av strekklapprosettene på målecella er vist på den nederste figuren.



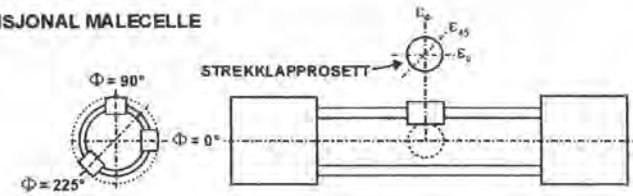
Målecella er fastlimt, nullavlesning foretas og målehodet trekkes ut av hullet. Det er nå klart for overboring.



Det lille hullet med den fastlimte målecella overbores med 76 mm Ø kjerneborkrone. Dermed spenningsavlastes den rørformete kjerna med målecella. Tøyningene på hullveggen registreres av strekklapprosettene.

Kjernen tas ut av hullet og plugges til målehodet og det foretas avlesning etter overboring. På grunnlag av de målte tøyningene og de elastiske konstantene, kan den tredimensjonale spenningstilstand bestemmes.

TREDIMENSJONAL MÅLECELLE

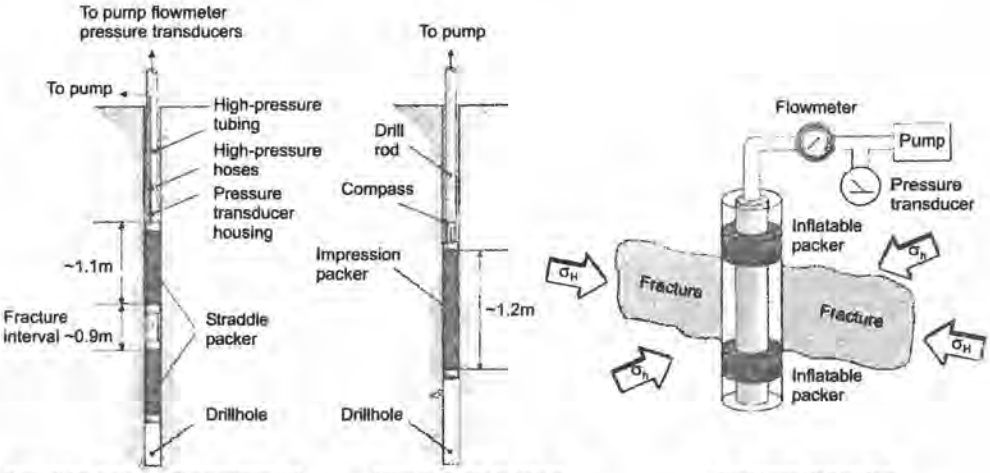


CELLEKROPP - TVERRSNITT

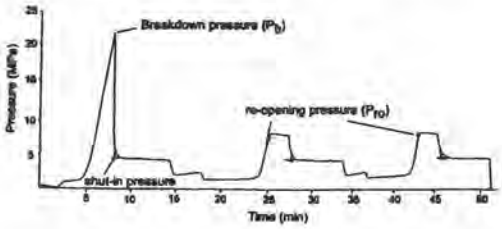
CELLEKROPP - LENGDESNITT

Hydraulic Fracturing for Rock Stress Determination

The hydraulic fracturing technique may be used to determine the in-situ rock stress in a plane perpendicular to borehole. This is done by application of fluid pressure (normally water) in a test section in a borehole isolated by packers until the rock fails in tension. The fluid pressures required to generate, propagate, sustain and reopen tensile fractures in the rock are recorded as function of time, and these may be related to magnitude of the existing stress field.
Directions of measured stress are normally achieved by observing and measuring the orientation of the hydraulically induced fracture plane by the use of a so-called impression packer. The induced hydrofracture is oriented parallel with the major secondary principal stress σ_H in a plane perpendicular to the borehole.



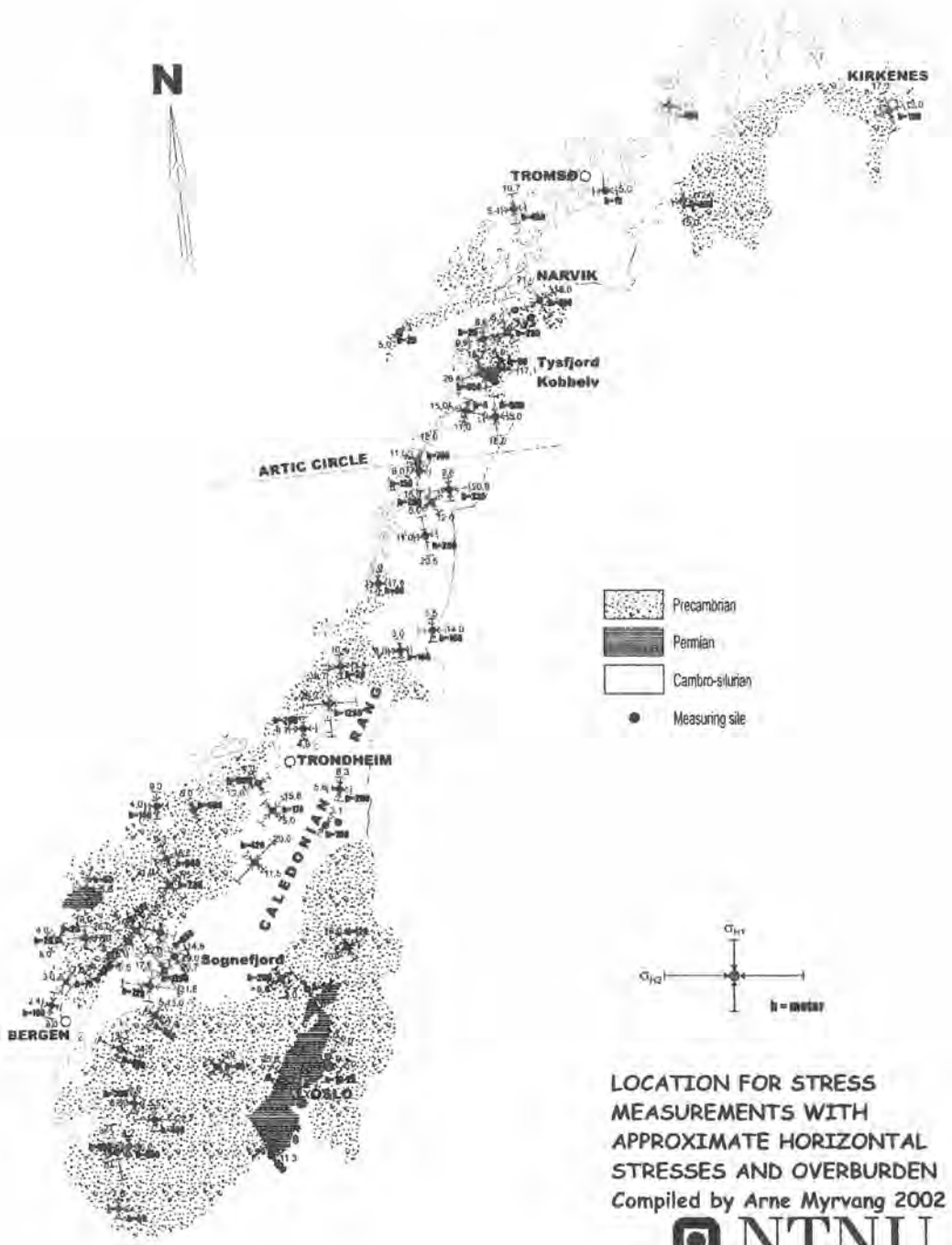
Hydraulic fracturing principles



Time / fluid pressure recording

Hydraulic fracturing may be carried out in vertical holes drilled from the surface or underground in holes drilled from tunnels (vertical, inclined or horizontal). May be combined with overcoring from tunnels, i.e. hydraulic fracturing is carried out after overcoring in the same hole.

- Maximum borehole length: 250 m
- Borehole diameter: 46 – 76 mm
- Computerised logging equipment
- Equipment may be shipped by normal air freight

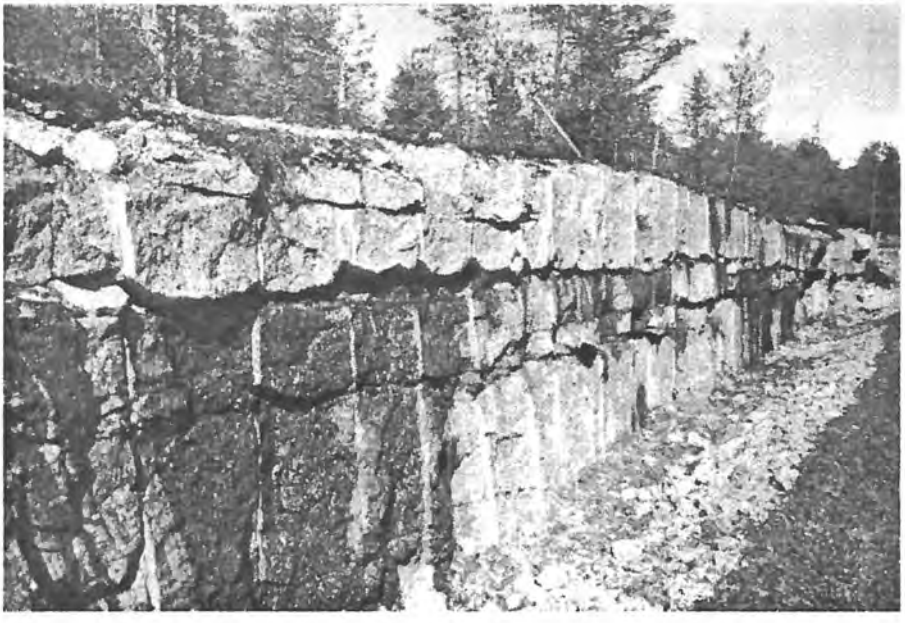


LOCATION FOR STRESS MEASUREMENTS WITH APPROXIMATE HORIZONTAL STRESSES AND OVERBURDEN

Compiled by Arne Myrvang 2002

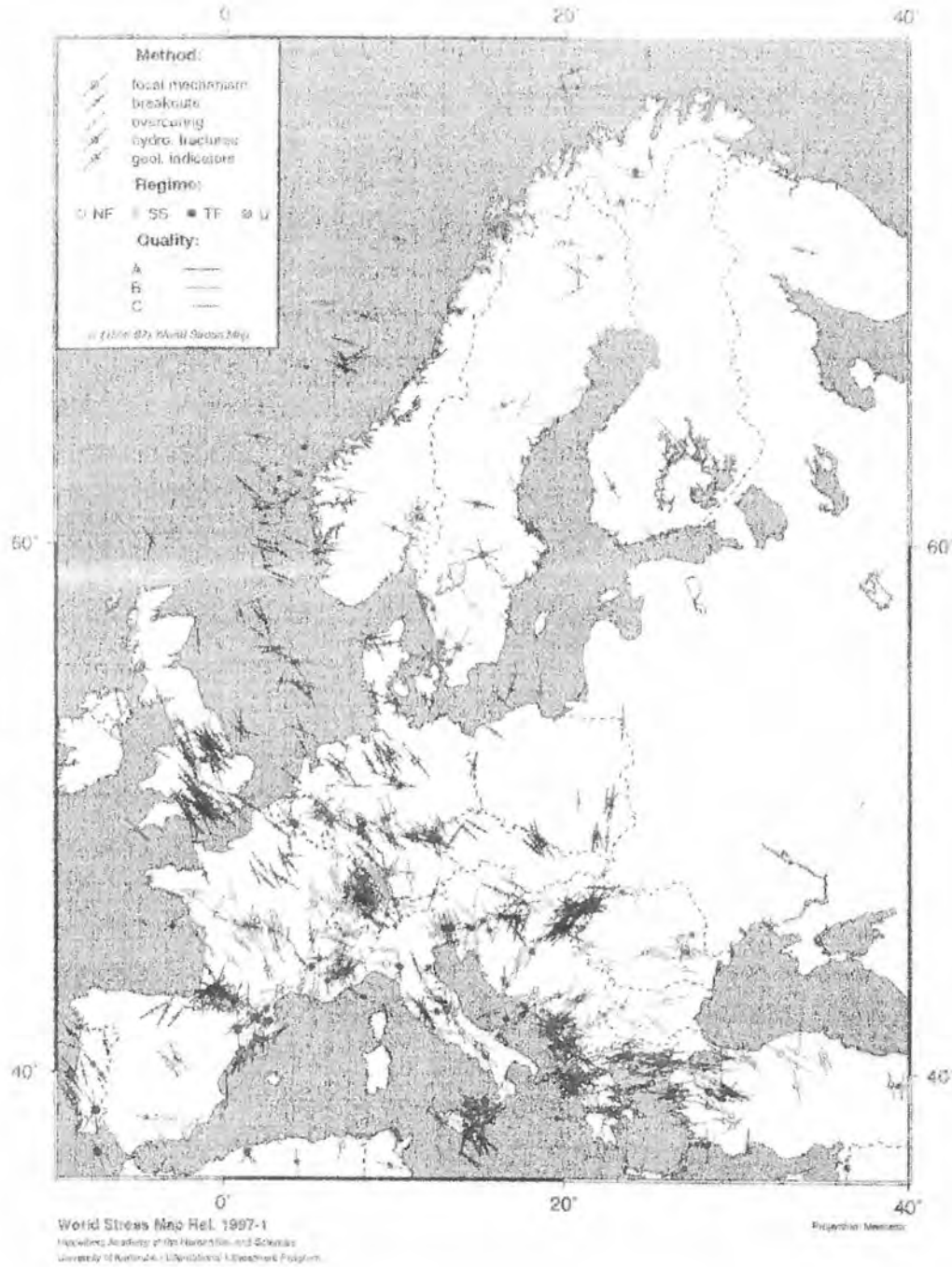
NTNU

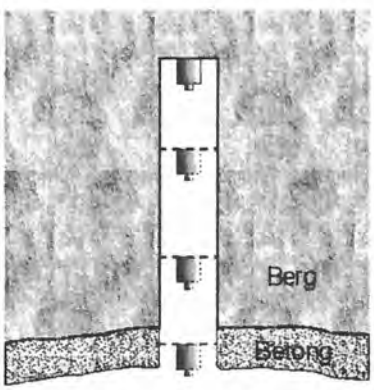
Dept. of Geology and Mineral Resources Engineering



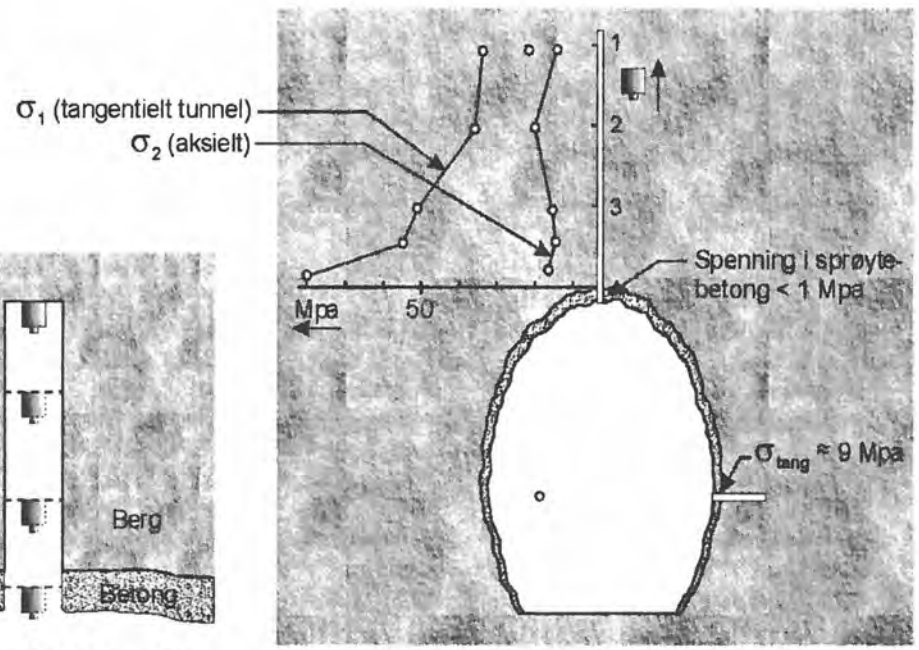
Eksfoliasjon i vegskjæring. Sprekkene er overflateparallelle og skjærer gjennom gneisens parallell struktur

Overflateavskaling


0
20
40
Method:
focal mechanism
breakouts
overcoring
hydro. fractures
geol. indicators
Regime:
NF
SS
TF
U
Quality:
A
B
C
60
40
0
20
40
World Stress Map Rel. 1997-1



GENERELT MÅLEOPPLEGG



SPENNINGSFORDELING INNOVER I BERGET

Spenninger i berg og sprøytebetong

BEGMASSEKVALITET Q BRUKT FOR DIMENSJONERING AV ARMERTE SPRØYTEDE BUER OG ENERGIABSORPSJON

Rock Mass Quality Q used in designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and Energy Absorption

Cand real. Eystein Grimstad,
Stud techn. Kalpana Kankes,
Dr. Scient.Rajinder Bhasin,
Siv. ing. Anette Wold Magnussen,
Dr. ing. Amir Kaynia
Norwegian Geotechnical Institute, Norway.

SAMMENDRAG

Den andre oppdateringen av Q-systemet er nær avsluttet. I denne oppdateringen har det bl.a. blitt lagt vekt på å fange opp den utstrakte bruken av fiberarmert sprøytebetong (Sfr) selv i de laveste bergmassekvalitetene, endret sikringspraksis og utvikling av materialegenskapene. I ekstremt dårlig bergmasse, hvor deformasjoner er vanlig, er krav til seighet og energi-absorpsjon i sprøytebetongen lagt inn i det oppdaterte sikringsskjemaet for Q-systemet. Det er utført beregninger av sprøytede, armerte buer (RRS) med hensyn til tykkelse, antall armeringsjern og avstand mellom buene som funksjon av lasten fra bergmassen og bergmassekvaliteten, Q. Grunnlaget for dimensjoneringen av RRS er beregnet deformasjon og bøyemoment i buene ved ulike laster, buedimensjoner og tunneldimensjoner. De analytiske resultatene er sammenlignet med og kalibrert mot numeriske analyser og deformasjonsmålinger i tunneler. Beregningene tilsier at RRS kan erstatte tradisjonell utstøping også i ekstremt dårlig bergmasse. Dette er utført hundrevis av ganger i praksis. Et oppdatert Q-sikringsdiagram gir detaljer for dimensjonering av RRS relatert til Q-verdier i de laveste bergmassekvalitetene.

SUMMARY

A second updating of the Q-system for rock mass classification is in progress. In this updating emphasis has been placed on the wide application of fibre reinforced sprayed concrete (Sfr), even in the lowest rock mass qualities, and the recent changes in rock support practice and material properties. In extremely poor rock, where some deformation may be expected, the toughness and the energy absorption of the sprayed concrete has been taken into consideration in the improved Q-support chart.. Analytical research has been carried out with respect to the thickness, spacing and reinforcement of reinforced ribs of sprayed concrete (RRS) as a function of the load from the rock and the rock mass quality. The basis for the RRS design is the calculated deformation and bending moment. The analytical calculations are calibrated with numerical analyses and deformation measurements in tunnels. The analyses indicates that RRS may replace traditional cast concrete lining in extremely poor rock. This has been observed in hundreds of practical cases. An improved Q-support chart that gives details of RRS in very poor to exceptionally poor rock mass is presented.

ENERGI ABSORPSJON I DÅRLIG BERGMASSE KVALITET

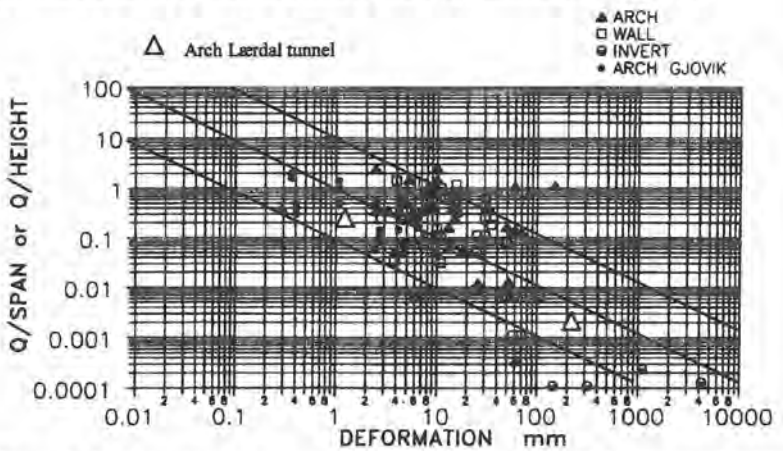
Der er alltid deformasjoner i sterkt oppsprukket bergmasse eller svake bergarter etter utsprengning av et bergrom. Når deformasjoner i størrelsesorden 2-10 cm eller mer opptrer i en tunnel med spennvidde på 10 m, er det meget viktig at de første lagene av sprøytebetong i kombinasjon med bolter er fleksible og i stand til å kontrollere deformasjonene uten at det oppstår sammenbrudd. Følgelig er det viktig å bruke sprøytebetong med fibre av høy kvalitet, slik at betongen kan deformeres betydelig og samtidig beholde en høy restbøyespenning, eller med andre ord, absorbere mye energi.

Gjennom observasjoner og målinger har deformasjoner empirisk blitt knyttet til variasjon i bergmassekvaliteten, Q og høyde eller spennvidde av bergrommet som vist på figur 1. [1] For å være komplett vil en kort beskrivelse av bergmassekvaliteten, Q, bli gitt nedenfor: Q-verdien er uttrykt ved hjelp av 6 uavhengige og visuelt observerbare parametere, som er gitt tallverdier definert i en tabell. Se [1] og [2].

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

RQD = oppsprekkingsgrad(Rock Quality Designation)
Jn = sprekkesett-tall
Jr = ruhetstall
Ja = tall for sprekkefylling eller forvitring
Jw = sprekkevannstall
SRF = spenningstallet

Spenningstallet ble vesentlig endret under oppdateringen i 1993. [2]



Figur 1. Deformasjon i en undergrunnsåpning relatert til bergmassekvalitet, Q, og forholdet Q/spennvidde eller Q/høyde. *[1] og [2].*

Som en kan se av figur 1, vil deformasjonen øke med minkende Q-verdi kombinert med økende spennvidde eller høyde. På grunn av dette må arbeidssikring og til en viss grad permanent sikring bli dimensjonert slik at den tåler deformasjon. Noen forskere, bl.a. Bernard [3], har utført platetester av sprøytebetong for å studere oppførselen av mange ulike typer fibre i sprøytebetongen. Dette har vist at fiberarmert sprøytebetong (Sfr) kan ta betydelige laster og absorbere energi under deformasjon, forutsatt bruk av en riktig betong-

blanderesept kombinert med egnet fiber. En relevant platetest-metode er beskrevet i "European Specification for Sprayed Concrete, (EFNARC 1996) [4]

Basert på empirisk forventede deformasjoner i ulike bergmassekvaliteter har ulike energiabsorpsjonsklasser blitt lagt inn i sikringsdiagrammet for Q-systemet. [2]. Se figur 2. Disse energiabsorpsjonsklassene i Q-diagrammet tilsvarer de samme klassene som er definert av EFNARC, og som er gitt i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 7 av 1999. [5]. Se tabell 1.

Tabell 1. Energiabsorpsjonsklasser basert på platetesten som er beskrevet i Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7 - 1999. [5]

Energi-absorpsjons-klasse	Dokumentasjon		Min. energiabsorpsjon i Joule for nedbøyning inntil 25 millimeter
	I prosjektet	Deklarasjon	
E700		X*	700
E1000	X*		1000

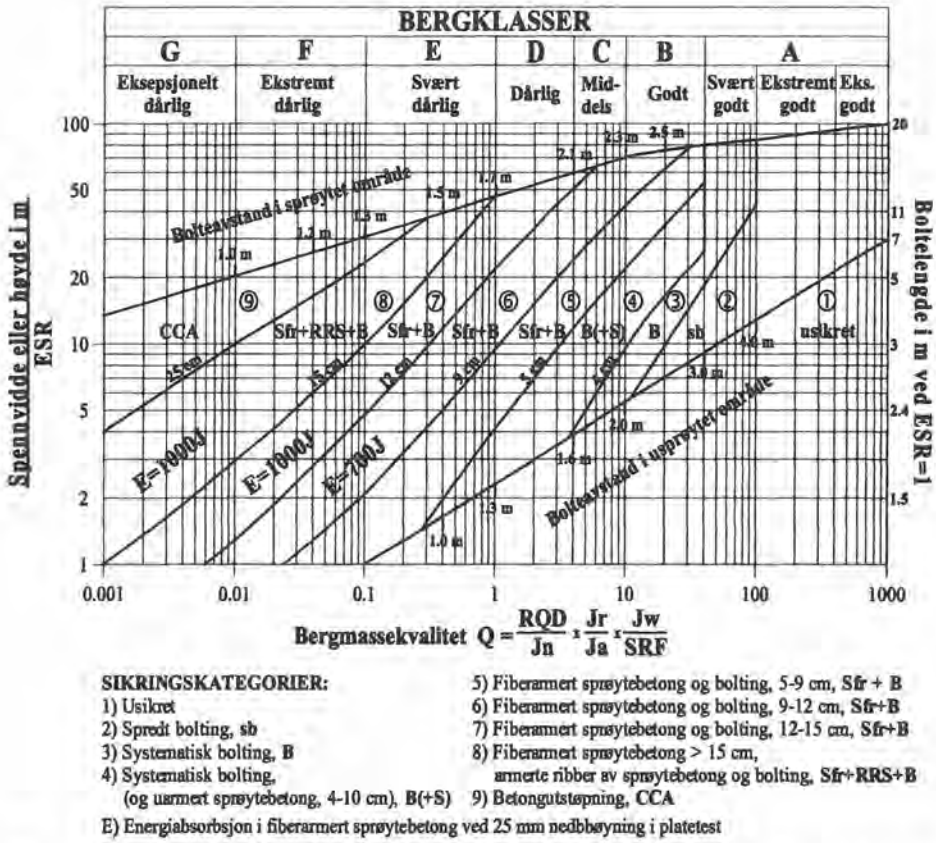
**Forklaring er gitt i seksjon 1.2.3.1 i [5]. "I prosjektet" betyr at seighet/ energiabsorpsjon med den blanderesepten og den utførelsen som benyttes i prosjektet skal dokumenteres med en bestemt frekvens. "Deklarasjon" innebærer at seighet/ absorpsjonsenergi skal dokumenteres ved framlegging av generell dokumentasjon utført av et uavhengig testlaboratoirum, godkjent av byggherren, mht. hvilke egenskaper som normalt oppnås med ulike fiberdoseringer av de aktuelle fibrene. Hva som for øvrig skal inngå i fiberleverandørens deklarasjon, fremgår av vedlegg A i NB Publikasjon nr. 7.[5].*

Som det går fram av Q-sikringsdiagrammet i figur 2, har variasjon i bergmassekvaliteten, Q og spennvidden eller høyde omtrent samme innvirkning på sikringsmengden og på energiabsorpsjonsklassene, som følger sikringskategoriene. For eksempel en bergmassekvalitet, Q = 1 in en tunnel med 10 m spennvidde ligger på grensen mellom sikringskategori 5, uten krav til energiabsorpsjon, og sikringskategori 6 med energi-absorpsjonsklasse E700. Denne tunnelen kan, i følge figur 1, ha en langtidsdeformasjon i størrelsesorden 10 mm hvis den er undersikret. En stor del av deformasjonen skjer ved stuff.

En bergmassekvalitet, Q = 0,4 i en 10 m bred tunnel ligger i sikringskategori 6 (E700) i figur 2. Her kan en få en langtidsdeformasjon på ca. 25 mm i en undersikret tunnel. (En stor del av deformasjonen skjer i området nærmest stuffen). E700 krever en sprøytebetong som kan gi en energiabsorpsjon på minimum 700 Joule når den er bøyet ned 25 mm i en standard platetest. Her bør det poengteres at ikke bare fibermengde per m^3 betong, men også i aller høyeste grad fibertype er avgjørende for restbøyespenning eller energiabsorpsjon. Forsøkene utført av Bernard [3] viser at 35 kg/m^3 av en høykvalitetsfiber gir nesten dobbelt så stor energiabsorpsjon som 50 kg /m^3 av en dårligere fiber. Dette vil si at det kan være lavere kostnader ved å bruke en "dyr" og god fiber enn en "billig" og dårlig fiber.

Når Q-verdien går ned under 0,1 i en 10 m bred tunnel, vil middels langtidsdeformasjon i følge figur 1 kunne bli i størrelsesorden 100 mm. I dette tilfellet anbefaler Q-sikringsdiagrammet den høyeste energiabsorpsjonsklasse E1000.

Når bergmassekvaliteten, Q faller ned til 0,01 in en 10 m bred tunnel, vil langtidsdeformasjonen kunne bli i størrelsesorden 1 m hvis deformasjonen ikke stoppes. Dette kan medføre sammenbrudd eller ras. I figur 2 ligger vi her på grensen mellom sikringskategori 8 og 9 med E1000. I slike tilfeller er det viktig å sette inn så fleksibel



Figur 2. Q-sikringsdiagrammet publisert in 1993 av Grimstad og Barton [2] med energi-absorpsjonsklasser.

arbeidssikring som mulig (minst 1000 Joule), som kan kontrollere og redusere deformasjonen uten å bryte sammen. Noen ganger må også arbeidssikringen omfatte armerte buer av sprøytebetong, RRS, som da kan få deformasjoner. Innsetting av stiv sikring på et tidlig tidspunkt in ekstremt dårlig bergmasse gir ofte ukontrollerte brudd og ras i bergrommet. Når den kontrollerte deformasjonshastigheten har avtatt til et akseptabelt nivå, er tiden inne for å installere permanent sikring, som i ekstremt eller eksepsjonelt dårlig bergmasse kan være RRS eller full utstøpning (CCA). Disse bør da dimensjoneres etter hvilke krefter de forventes å bli utsatt for. Ved opptreden av høye spenninger og svelleleir bør det også kreves energiabsorpsjon på 700 Joule i sikringskategori 6.

ARMERTE BUER AV SPRØYTEBETONG (RRS) SOM FUNKSJON AV BERGMASSEKVALITETEN, Q

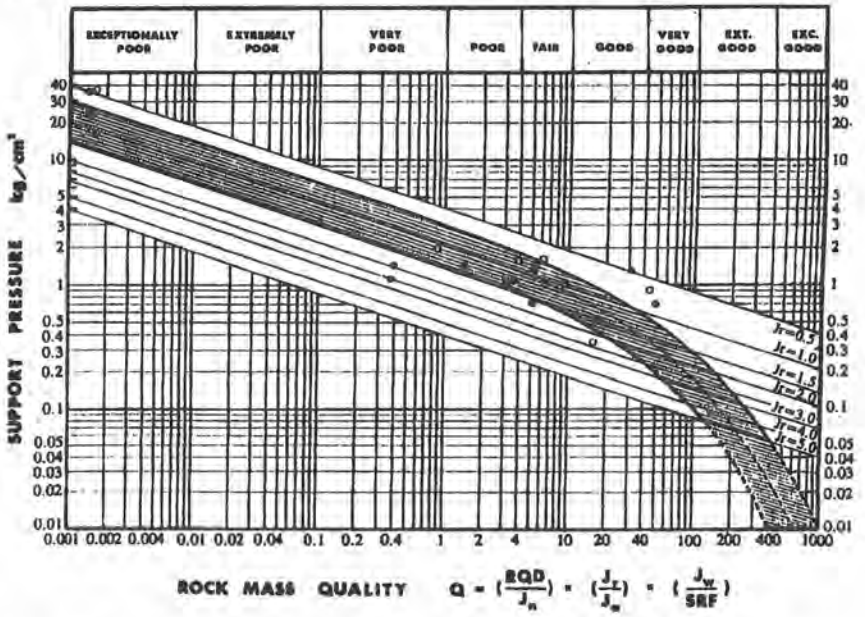
Behov for dimensjonering

De siste 15 årene har det blitt sprøytet armerte buer, RRS, i dårlig bergmasse i stedet for tradisjonell utstøping i mange tunneler i Norge. Tidligere var full utstøping den vanlige

formen for permanent sikring (ofte også utført på stuff) i ekstremt og eksepsjonelt dårlig bergmasse (Q= 0,1 – 0,001). I de fleste tilfeller har RRS blitt installert uten noen form for analyse av lasten fra bergmassen eller kapasiteten til buene. Følgelig har kanskje det i de fleste tilfellene vært en oversikring med ødsling av ressurser. Noen få ganger har uønskede deformasjoner og sammenbrudd skjedd som en følge av underdimensjonering.

Sikringstrykket fra bergmassene kan bli bestemt empirisk fra Q-verdien, ruhetstallet og sprekkesettallet.

Fra bergmassekvaliteten, Q, kan sikringstrykket bestemmes empirisk fra diagrammet i figur 3, som er basert på data fra 1974 [1]. Sikringstrykket i figur 3 kan enda bedre bestemmes vedhjelp av ligning (2) [1] .



Figur 3. Sikringstrykket relatert til bergmassekvaliteten, Q og ruhetstallet, J_r. [1]

$$P_{arch} = \left(\frac{2 J_n^{\frac{1}{2}} Q^{\frac{1}{3}}}{3 J_r} \right) \quad (2)$$

For eksempel bergmassekvaliteten, Q = 0,01 vil kreve sikringtrykk, P≈ 1,1 MPa, når $J_r = 1$ og Sprekkesettallet, $J_n = 12$. (Se ligning (2)).
For å bestemme netto sikringtrykk som virker på RRS, må en trekke fra sikringstrykket fra arbeidssikringen i form av fiberarmert sprøytebetong, Sfr og bolter, B, som blir satt inn før installering av RRS, fra det empirisk bestemte totale sikringstrykket. For å være på den sikre siden har et sikringstrykk som tilsvarer en bergmassekvalitet, Q = 0,3, som gir et sikringtrykk, P ≈ 0,3 MPa (fra figur 3 eller ligning(2) blitt brukt som "grunn"-sikringstrykk fra arbeidssikringen i dette arbeidet. Dette tilsvarer et 12 cm tykt lag av Sfr og bolter med c/c avstand 1,5 m for en tunnel med 10 m spennvidde. For å gjøre dette klart: For å finne

sikringstrykket som er grunnlag for dimensjonering av RRS må "grunn"-sikringtrykket (P = 0,3 MPa) trekkes fra det totale sikringstrykket funnet fra figur 3 eller ligning (2).

Hvis en vil være mindre konservativ eller har et langt tykkere underlag av arbeidssikring, kan sikringstrykket som er relatert til den virkelige tykkelsen i Sfr i samsvar med den observerte Q-verdien trekkes fra det totale sikringstrykket. Dette vil da gir en redusert dimensjon av RRS. Dette kan imidlertid være risikabelt da det ikke har vært observert noe sikringstrykk relatert bare til Sfr og B i de lavere bergklassene, hvor RRS og CCA tradisjonelt er brukt. En annen grunn til å være på den sikre siden, er den unøyaktigheten som ligger bak de empiriske baserte beregningene.

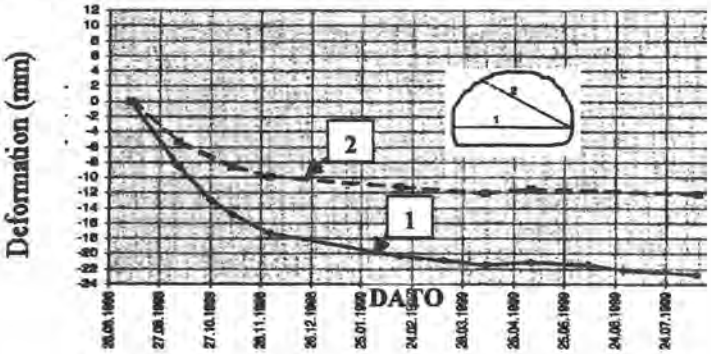
For 5 m spennvidde er sprøytebetongtykkelsen normalt lavere enn for 10 m spennvidde. På samme måten er sprøytebetongtykkelsen i 20 m spennvidde tykkere for samme Q-verdi enn i 10 m spennvidde. Dette går fram av sikringsdiagrammet i figur 2. For eksempel kan en ved å følge grensen mellom sikringskategori 7 og 8, hvor behovet for RRS tradisjonelt har startet, ha samme tykkelse på sprøytebetongen for alle spennvidder fordi Q-verdien øker med økende spennvidde.

Sammenligning mellom målt deformasjon, numeriske analyser og statikk- beregninger av sprøytede buer.

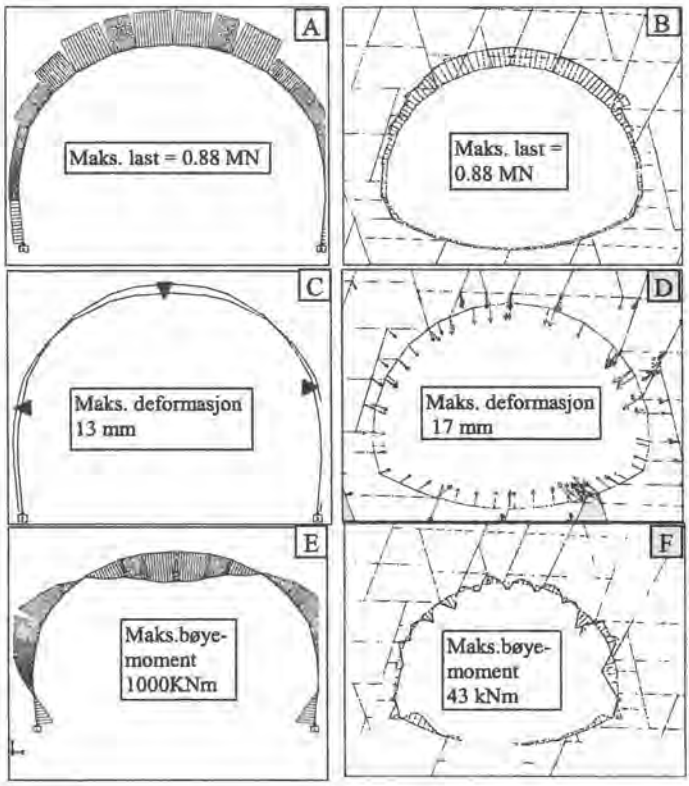
I de senere årene har konvergensmålinger i tunneler i ekstremt dårlig bergmasse blitt sammenlignet med numeriske analyser (UDEC B-B kode). Det har vært god overensstemmelse mellom disse resultatene.

Figur 4 viser konvergensmålinger i en svakhetssone (Q_{middel} =0,04) som var midlertidig sikret med 25 cm tykk Sfr + B c/c 1,5 m + sålestøp i 10 m bred tunnel. Maksimal konvergens etter 11 måneder var 23 mm. Herav var 18 mm målt de første 3 månedene. Siden målingene begynte først 13 dager etter sprengning, kan en høyst sannsynlig legge til 10-15 mm for å få total konvergens etter sprengning, som da blir ca. 35-40 mm.

Den todimensjonale numeriske analysen predikerte en maksimum deformasjon på 21 mm i områder som var sikret med 25 cm tykk Sfr + B c/c 1,5 m. I disse analysene er det antatt at 50% av den totale deformasjonen i bergmassene skjer umiddelbart etter utsprengning, og før sikring. Dette vil si at total deformasjon i følge de numeriske analysene er ca. 42 mm.



Figur 4. Konvergensmålinger fra en svakhetssone i Frøyatunnelen. [8]



Figur 5. Sammenligning mellom numerisk analyse[6] og beregning med STAAD for lastfordeling (A+B), deformasjoner (C+D) , og bøyemoment (E+F) i en 10 m bred tunnel. (se tekst). Kolonne ACE viser beregning med STAAD. Kolonne BDF viser numerisk analyse i UDEC B-B med blokker og sprekker.

2D numeriske analyser av eksempler med to lag sprøytebetong, inkludert RRS, med total tykkelse 25cm, ga en maksimal deformasjon på 17mm(innenfor de 50% av total deformasjon etter sprengning). Maksimal last var 0,88 MN. I disse eksemplene er maksimal last på boltene 10 tonn. Dette tilsvarer ca. 0,05 MPa når bolteavstanden er c/c 1,5 m.

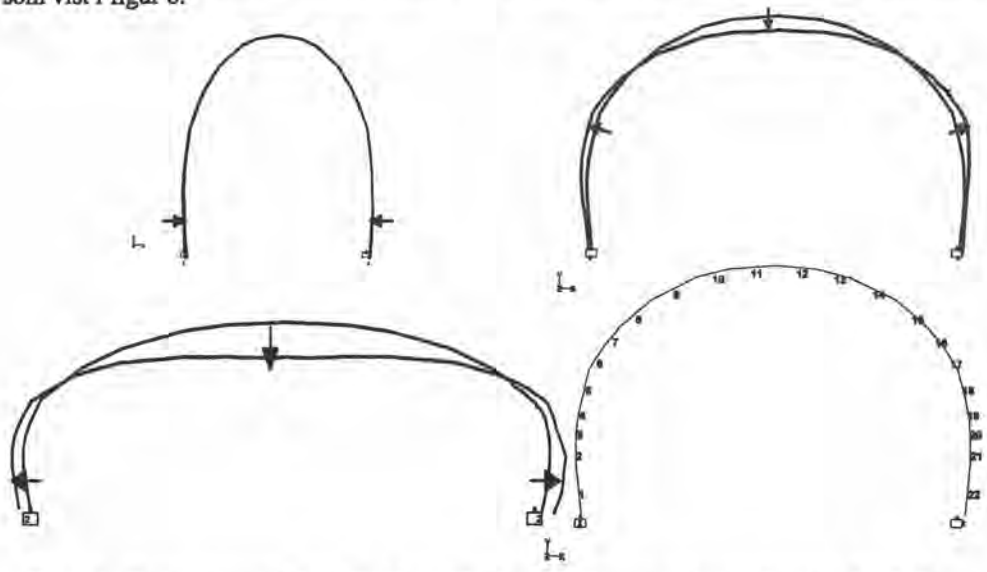
Konvergensmålinger ble utført i 27 svakhetssoner i Frøyatunnelen og på flere steder i en 50 bred forkastningssone i Lærdalstunnelen. Mange sprekker ble observert i sprøytebetongen som følge av deformasjoner etter at abeidssikringen var utført. Følgelig var det nødvendig å sprøyte armerte buer i disse partiene. Totalt ble det installert 82 buer i Frøyatunnelen og 15 buer i Lærdalstunnelen. I tillegg ble det andre steder i Frøyatunnelen i alt støpt ut 53 lm fordelt på flere steder. Dette ble utført som permanent sikring i tillegg til arbeidssikringen med 20-30 cm tykk Sfr + B c/c 1,5 m. Kostnadsanalyser viste at utstøping mot forskaling var ca. 50 % dyrere enn bruk av armerte, sprøytede buer, RRS.

Resultatene fra konvergensmålingene og de numeriske analysene fra Frøyatunnelen har blitt brukt som grunnlag for beregninger av RRS med dataprogrammet STAAD, som er spesialisert for beregninger av betongkonstruksjoner.

Figur 5 viser sammenligningen mellom STAAD-beregningene og numeriske analyser av en blokkmodell med UDEC B-B. A og B viser lastfordelingen som er lik i begge modellene. C og D viser deformasjonene som er beregnet med STAAD (C) og med UDEC (D). Vi ser at STAAD tillater en utadgående bevegelse i veggene på grunn av plastisk deformasjon under høye laster i hengen. Vi kan også se at blokkene som er definert i UDEC B-B modellen styrer deformasjonen i tunnelen. E og F viser bøyemomentet som er beregnet i STAAD (E) og numerisk analyse (F) med blokkbevegelser. Det bør poengteres at STAAD beregner en frittstående bue som er spent fast med fjærer med styrke 1000 kN i endene av buene nede ved tunnelsålen, mens UDEC B-B modellen tar hensyn til heften mellom betongen og fjellet, samt den støtten fjellet gir. Mangel på støtte fra omgivende bergmasse (gjensidig påvirkning fjell/betong) i STAAD tillater store bevegelser utover i veggene. Dette fører til overestimering av bøyemomentet i vederlagene og hengen som vist i figur 5, E samt i figur 7 og 8. Påføring av stive fjærer også oppe i veggene og vederlagene vil kunne redusere denne effekten og gi en jevnere fordeling av kreftene.

Analyse av skjærkraften er utført både i STAAD-modellen og i UDEC B-B-modellen. I modellene med 10 m spennvidde og 0,88 MN maksimum last, ga STAAD-modellen en maksimal skjærkraft på 1,7 MN mens det i UDEC-modellen gav 0,35 MN. Denne store forskjellen skyldes høyst sannsynlig effektene beskrevet over.

I UDEC B-B-modellen ble følgende materialegenskaper for den intakte bergmassen brukt i tillegg til sprekkeparametrene:
Q-verdier, RMR-verdier, E (Youngs modulus) eller M (deformasjonsmodulus) (GPa), ν (Poissons tall), ρ (Tetthet) (kN/m^3), K (Kompressibilitet) (GPa), G (Skjærmodulus) (GPa) [6].
I STAAD modellen er følgende materialegenskaper brukt i RRS-konstruksjonen:
Tykkelsen av RRS, E (Youngs modulus) = 21 GPa, ν (Poissons tall) = 0.15, ρ (Tetthet) = 25 (kN/m^3), diameter av armeringsjernene = 16 mm. Alle modellene er delt inn i 22 elementer som vist i figur 6.

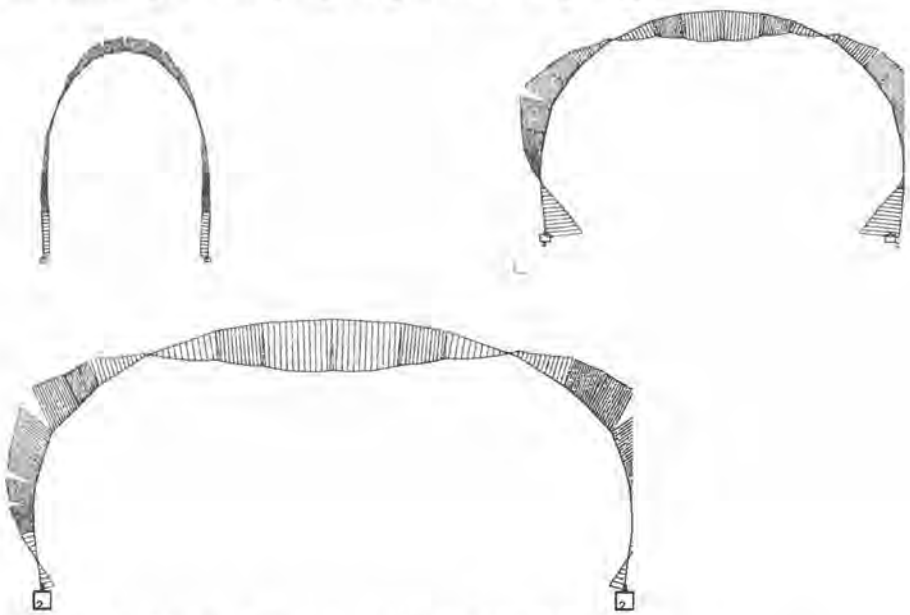


Figur 6. De tre spennviddene (5, 10 og 20 m) med ulik geometri, som har blitt brukt for beregning av RRS i STAAD. De beregnede deformasjonene er visualisert med piler og en linje nummer to. Skissen ned til høyre illustrerer de 22 elementene i STAAD-modellene.

Beskrivelse av modellene analysert med STAAD

Deformasjon og bøyemomentet virker forskjellig i ulike deler av tunnelprofilene for 5, 10 og 20 m spennvidde som vist i figur 7, 8, 10, 11 og 12. Geometrien, størrelse på bergrommet og lasten på RRS er viktige faktorer for bøyemomentet. Den 20 m brede modellen har en relativt flat heng med stor krumningsradius, og får dermed stor deformasjon i hengen. Denne 20 m brede modellen ville utvilsomt fått mindre bøyemoment og deformasjon, og ville ha kunnet ta høyere laster hvis krumningsradien i hengen hadde vært mindre, dvs. høyere bue. På den annen side har de relativt høye veggene med liten krumningsradius i hengen i den 5 m brede modellen størst bøyemoment og størst deformasjoner nede i veggene og lite bøyemoment i vederlagene og en annen fordeling av kreftene i hengen sammenlignet med de større spennene.

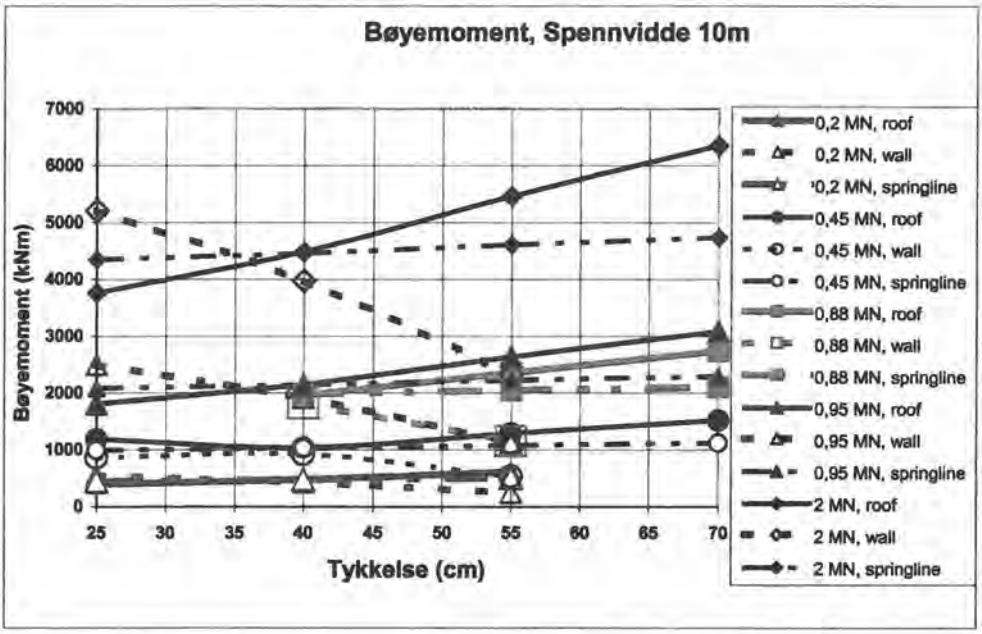
Endring av bøyemomentene fra positiv til negativ retning i vederlagene kan gi skjærbrudd i buene (RRS) hvis lasten er for stor i forhold til styrken i buene. Slike effekter har blant annet blitt observert i Lærdalstunnelen, hvor høye spenninger og skviseberg deformerte et 90 cm tykt lag sprøytebetong inkludert armert bue, kombinert med bolter, de fleste 5 m lange med mindre enn 1 m senteravstand. [7]. I de fleste tilfeller vil moderate deformasjoner gi tensjonsbrudd som følge av nedbøyning i hengen eller utbuling i veggene.



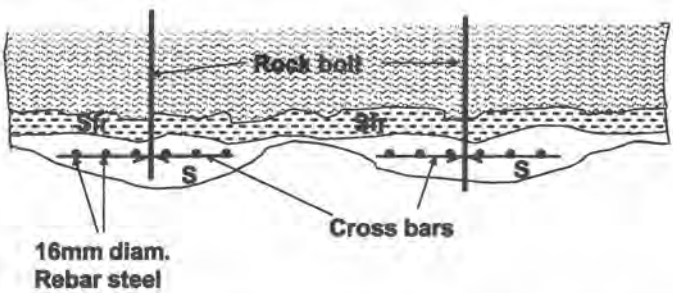
Figur 7. Fordeling av bøyemoment i 5, 10 and 20 m modellene

I figur 8 viser fordelingen av bøyemomenter i heng, vederlag og vegger for ulike laster i modellen med 10 m spennvidde. Det bør bemerkes at bøyemomentet i veggene minker med økende tykkelse av buen (RRS), mens det øker med økende tykkelse i hengen, og i mindre grad i vederlagene. Lignende kurver kommer også fram for 20 m spennvidde, mens 5 m spennvidde gir økende bøyemoment med økende tykkelse i alle deler av tunnelprofilet. Maksimalt bøyemoment 5, 10 og 20 m spennvidde ble beregnet til henholdsvis 2700, 6400 og

35000 kNm. Figur 9 viser tverrsnitt av to typiske buer med 6 armeringsjern i hver bue. Armeringsjernene er her lagt kun i et lag



Figur 8. Utvikling av bøyemoment relatert til tykkelsen av buen og maksimale laster i modellen med 10m spennvidde.

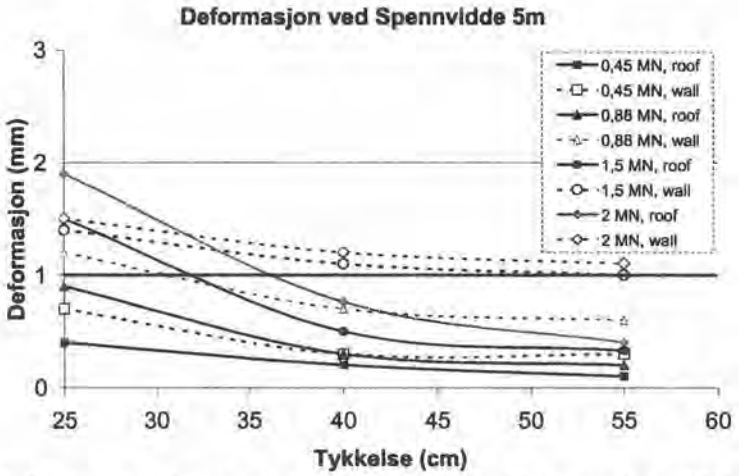


Figur 9. Prinsippskisse av to stangarmerte buer av sprøytebetong med et lag armeringsstål., sett vinkelrett på tunnelaksen.

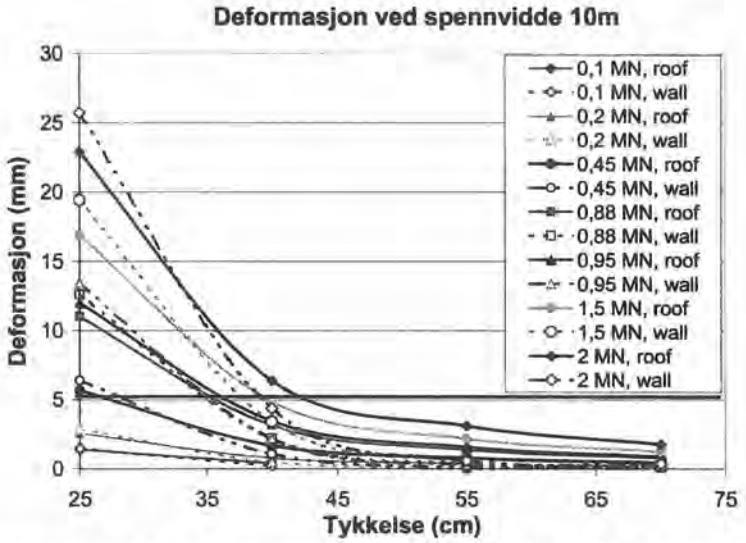
Beregning av deformasjon i buene relatert til tykkelse og maksimal last

Figurene 10, 11 og 12 viser deformasjoner relatert til tykkelse på buene og varierende maksimal last for de tre modellene med 5, 10 og 20 m spennvidde. Det er beregnet deformasjoner både for heng og vegger for hver maksimal last fra 0,1 til 2,0 MN.

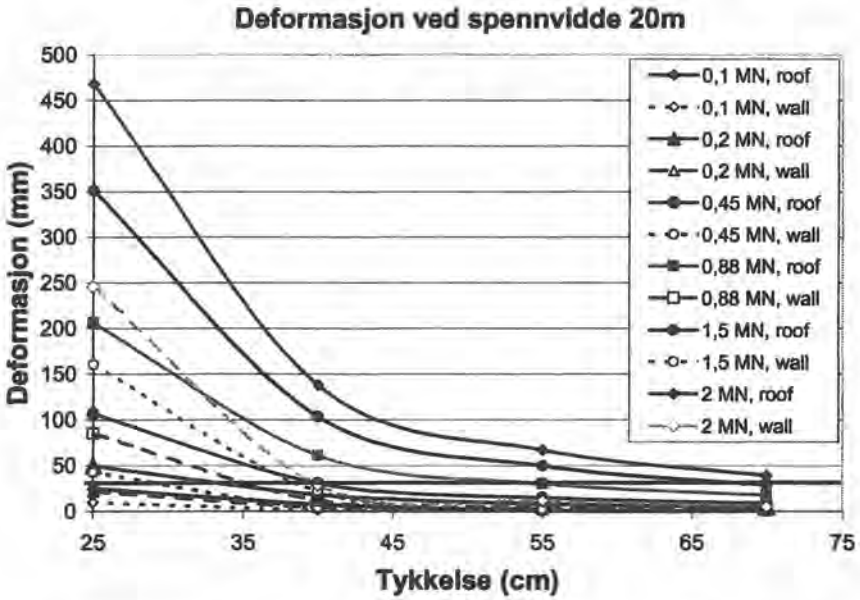
I figur 10 er maksimal beregnet deformasjon i hengen i en 25 cm tykk bue i den 5 m brede modellen lik 2 mm når den maksimale lasten er 2,0 MN. Vi ser i figur 10 at deformasjonen i veggen er langt mindre påvirket av tykkelsen i buene enn i hengen. Dette er tydeligst under høye laster. I modellen er lasten langt høyere i hengen enn i veggene. En linje er trukket ved 1 mm deformasjon som en antatt grense for akseptabel deformasjon i en 5 m bred tunnel etter at permanent sikring er installert.



Figur 10. Deformasjoner i hengen og veggene relatert til tykkelsen av buen(RRS) og last i en 5m bred tunnel. Tykk horisontal linje ved 1 mm er den antatte grensen for akseptabel deformasjon.



Figur11. Deformasjoner i hengen og veggene relatert til tykkelsen av buen (RRS) og last i en 10m bred tunnel. Tykk horisontal linje ved 5 mm er den antatte grensen for akseptabel deformasjon.



Figur 12. Deformasjoner i hengen og veggene relatert til tykkelsen av buen (RRS) og last i en 20m bred tunnel. . Tykk horisontal linje ved 25 mm er den antatte grensen for akseptabel deformasjon.

I figur 11 er beregnet maksimal deformasjon i hengen, i en 25 cm tykk bue, i den 10 m brede modellen lik 23 mm når den maksimale lasten er 2,0 MN. Den maksimale deformasjonen i veggene er 25 mm ved maksimal last på 2,0 MN. I modellen med 10 m spennvidde har beregnet deformasjon i veggene en omvendt utvikling relatert til tykkelsen sammenlignet med 5 m spennvidde. I 10 m modellen blir deformasjonen i veggene mer redusert med økende tykkelse av buene enn i hengen. Dette er tydeligst ved store laster som 1,5 og 2,0 MN.
En linje er trukket ved 5 mm deformasjon som en antatt grense for akseptabel deformasjon i en 10 m bred tunnel etter at permanent sikring er installert. Disse akseptgrenselinjene er basert på praktisk erfaring i ulike tunneldimensjoner. Vi ser av kurvene for 2,0 MN last at det er god klaring mellom deformasjonskurvene og akseptlinjen ved for eksempel 55 cm tykkelse i buen.

I figur 12 er maksimal deformasjon i hengen, i en 25 cm tykk bue, i den 20 m brede modellen beregnet til 470 mm når den maksimale lasten er 2,0 MN. (Det blir meget sjelden tatt ut 20 m spennvidde under så dårlig bergmasse). Den maksimale deformasjonen i veggene er ved de samme betingelsene er 250 mm. Dette kommer av relativt flat heng, som gir stor nedbøyning, og lave vegger. Forskjellen mellom heng og vegger er tydeligst ved høye laster mellom 0,45 og 2,0 MN. Deformasjonen er i tillegg til spennvidden også i stor grad bestemt av geometrien (krumningsradien) i hengen. Halvering av krumningsradius gir omtrent en halvering av nedbøyningen ved samme last. Lik 10 m modellen reduseres deformasjonen i veggen seg mer med økende tykkelse enn hengen, særlig ved høye laster.

En linje er forsøksvis trukket ved 25 mm deformasjon som en antatt grense for akseptabel deformasjon i en 20 m bred tunnel etter at permanent sikring er installert. Det er sannsynligvis

grunn til skjerpe dette deformasjonskriteriet til i størrelsesorden 10 mm. For at dette skal kunne passe med beregningene utført med STAAD må 20 m modellen enten ha stivere forankringsfjærer ved sålen, eller ha stive fjærer i vederlagene, som hindrer den store tilsynelatende utbulingen i vederlagene ved nedbøyning i hengen. Redusert nedbøyning kan også oppnås ved økende høyde i hengen (redusert krumningsradius) når lasten og tykkelsen på buen er den samme. Vi ser av figur 12 at vi må ha ca. 75 cm tykk bue for å komme under 25 mm deformasjon ved maksimal last på 2,0 MN. På grunn av forholdene beskrevet over er det all grunn til å anta at 70 cm tykkelse vil være nok for å fylle kravene til deformasjon.

Denne konklusjonen støttes av erfaringer fra National Theateret Stasjon i Oslo, som hadde en geometri meget lik modellen (22 m spennvidde og lav heng), og hadde ca. 20 m overdekning med dels løsmasser og dels fjell, som gir et overlagringstrykk på maksimalt 0, 5 MPa, hvis bergmassene ikke har noen bæreevne. Totalt sikringstrykk var sannsynligvis mellom 0,2 og 0,4. Netto sikringstrykk på buen blir da 0,1-0,2 MPa. Her ble det sprøytet armerte buer med tykkelse 80-90 cm i avstand 2,0 m. Gjennomsnittstykkelsen i hele profilet var 53 cm. .Målt deformasjon var opptil 5 mm, noe som stemmer bra med kurven for 0,2 MN i figur 12.

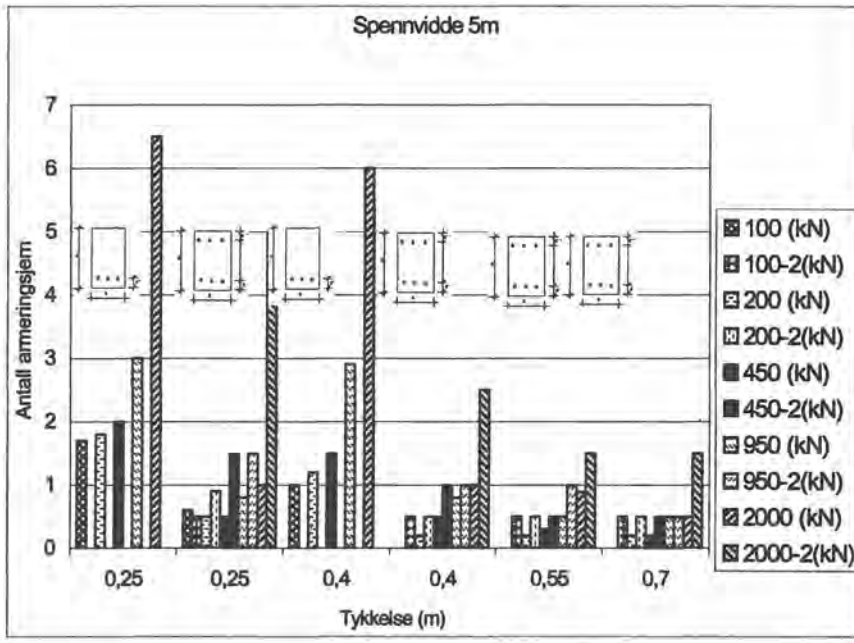
10 m modellen er som før nevnt, bra kalibrert. 5 og 20 m modellen har fått henholdsvis litt for liten deformasjon og litt for stor deformasjon i forhold til det en kan forvente ut fra praktiske erfaringer. Dette kan trolig rettes ved å redusere forankringskraften i fjærene nede ved sålen i 5 m modellen og øke den tilsvarende forankringskraften for 20 m modellen. Forankringskraften for 10 m modellen var 1000 kN.

Basert på deformasjonskurvene i figur 10, 11 og 12 er det mulig å anbefale optimale tykkelser på buene. I de fleste tilfellene vil betydelig lastpåføring på buene føre til deformasjoner. Er deformasjonene store nok, kan tensjonssprekker oppstå. Etter moderat deformasjon vil armeringsjernene begynne å virke. På grunn av dette er det viktig at de fleste armeringsjernene ligger i det ytre laget (lengst vekk fra fjelloverflaten). Ved bruk av riktig tykkelse på buene bør en kunne unngå for stor deformasjon, men også oversikring.

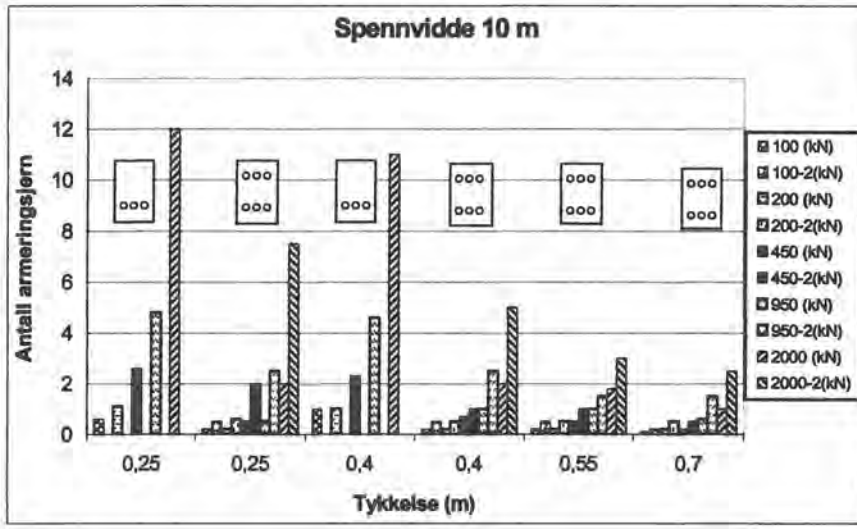
Beregning av antall armeringsjern i buene (RRS)

Bruken av de kalibrerte STAAD-beregningene gjør det mulig å beregne det nødvendige antall armeringsjern i buene. STAAD-programmet gir også en anbefaling om hvordan armeringsjernene bør plasseres i buene i forhold til fjelloverflaten.

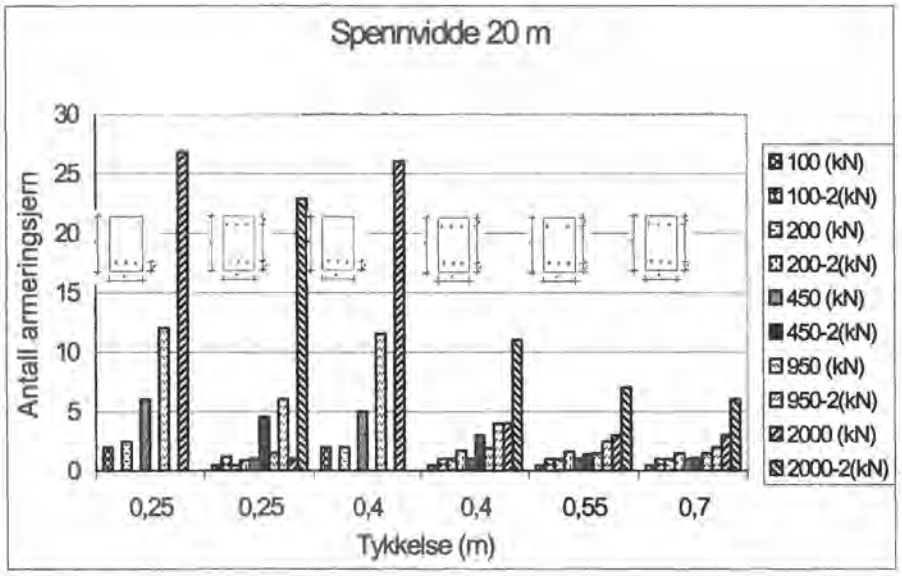
Figurene 13,14 og 15 viser antall armeringsjern per bue relatert til tykkelsen og påført last for 5 , 10 og 20 m spennvidde. Dette er også basert på beregninger av bøyemoment, skjærstyrke og deformasjon i STAAD. Tilfeller med for store deformasjoner er unngått ved å legge alle de beregnede modellene under de antatte deformasjonsgrensene for 5, 10 og 20 m spennvidde, på henholdsvis 1, 5 og 25 mm, som beskrevet over. Alle armeringsjernene i beregningene er 16 mm i diameter. De små vinduene øverst i diagrammene viser om buene har et eller to lag av armeringsjern for alle de beskrevne tykkelsene. Antallet er ikke vist i vinduene. Tykkelsene 25 og 40 cm er beregnet både med enkel og dobbelt lag av armering, mens 55 og 70 cm kun er beregnet med dobbelt lag av armeringsjern. Når det er beskrevet enkelt lag, vises kun en stolpe for hver last. Når det er beskrevet dobbelt vises to stolper for hver last.



Figur 13. Antall Ø 16mm armeringsjern per bue relatert til tykkelsen av buen og maksimum last på buen i en 5 m bred tunnel. I tilfeller med to lag av armeringsjern, se forklaring i teksten.



Figur 14. Antall Ø 16mm armeringsjern per bue relatert til tykkelsen av buen og maksimum last på buen i en 10 m bred tunnel. I tilfeller med to lag av armeringsjern, se forklaring i teksten.



Figur 15. Antall Ø 16mm armeringsjern per bue relatert til tykkelsen av buen og maksimum last på buen i en 20 m bred tunnel. I tilfeller med to lag av armeringsjern, se forklaring i teksten.

Den høyre stolpen for hver last gir antall armeringsjern i det nedre laget (lengst vekk fra fjellet), som er viktigst med størst antall jern, og er markert med tallet 2 i tegnforklaringen. (for eksempel 950-2 (kN). Antall armeringsjern i det øvre laget (nærmest fjelloverflaten) er gitt i venstre stolpe for hver last, og står uten 2-tall i tegnforklaringen (for eksempel 950 (kN). Summen av disse to stolpene for hver last og spennvidde, kombinert med beregnet deformasjon for hver last (sikringstrykk fra bergmassene) og spennvidde gir grunnlag for dimensjonering av buer for ulike laster og spennvidder.

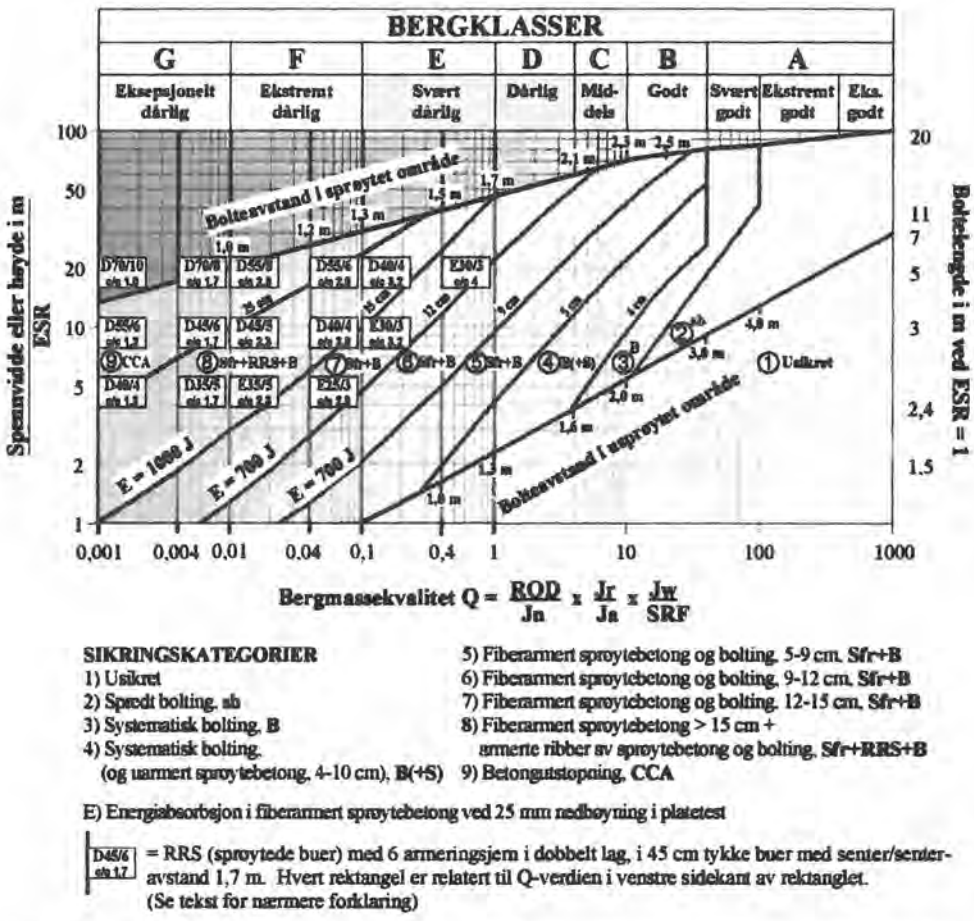
Generelt bør en velge doble lag av armeringsjern, som kan ta større laster enn enkeltlag med samme antall armeringsjern og samme tykkelse, dersom tykkelsen er tilstrekkelig for to lag. En kan i figurene 14 og 15 se at 25 cm tykke buer kombinert med en last på 2,0 MN , krever et stort antall armeringsjern (kombinert med bergbolter) for å kompensere for store deformasjoner. I disse tilfellene vil armeringsjernene ta over kreftene i buen etter betydelig deformasjon med åpning av riss og sprekker. Ved for store deformasjoner vil det oppstå stedvis knusing av betong. Store deformasjoner med knusing eller skjærbrudd bør unngås. Hvis det forventes skjærbrudd. bør antall bolter økes og det bør legges inn kryssarmering i buene. I slike tilfeller bør også sålestøp gjennomføres for å redusere konvergensen.

Anvendelse av bue (RRS)-beregningene i Q-diagrammet for sikring i bergrom

Den beregnede buetykkelsen for ulike laster = sikringstrykk, som er relatert til bergmassekvaliteten, Q, har blitt sammenlignet med mange praktiske tilfeller i norske tunneler. Mesteparten av dataene stammer fra Frøyatunnelen, Lærdalstunnelen og litt fra E18-tunnelene i nordre Vestfold.

Basert på beregningene beskrevet over har det vært mulig å plassere anbefalt tykkelse, antall armeringsjern og senteravstanden mellom buene inn i Q-systemets sikringsdiagram. For hver av Q-verdiene 0,001, 0,004, 0,01, 0,04, 0,1, og 0,4 kombinert med 5, 10 og 20 m spennvidde er anbefalt tykkelse , antall armeringsjern og senteravstand mellom buene gitt i Q-systemets sikringsdiagram. På lignende måte som tykkelsen på sprøytebetongen i Q-diagrammet fra 1993 [2], kan samme tykkelse på ribbene følges fra nedre venstre oppover mot høyre i diagrammet. Men på grunn av den økende avstanden mellom buene med økende Q-verdier, er gradienten for like buetykkelser lavere enn for like sprøytebetongtykkelser.

Den samme senteravstanden mellom buene er anbefalt for samme Q-verdi uavhengig av spennvidden. Netto last (når kraften fra arbeidssikring er trukket fra) på hver bue av samme dimensjon skulle ble omtrent den samme uavhengig hvor den står langs de skrå linjene fra nedre venstre oppover mot høyre i diagrammet. Dette er fordi det reduserte sikringstrykket kompenserer den økende senteravstanden mellom buene med økende Q-verdi.



Figur 16: Q-diagram med anbefalt tykkelse, antall armeringsjern i enkle (E) eller doble lag (D), og senteravstand mellom buene (RRS) i ulike bergmassekvaliteter, Q, for 5, 10 and 20 m spennvidder.

For Q = 0,001 og 20 m spennvidde er det ingen åpning mellom ribbene (senteravstand = 1,0 m). Det betyr en kontinuerlig sprøyting av armerte ribber med 70 cm tykkelse i tillegg til

arbeidssikring med Sfr 12 cm og B c/c 1,5 m. Armeringsjernene er fordelt over den 1 m brede buen. Med hensyn til arbeidssikringen, kan det i praksis med eksepsjonelt dårlig bergmasse (Q = 0,001), være aktuelt å legge på 25 cm Sfr kombinert med bolteavstand 1,1 m i stedet for den teoretiske 12 cm tykkelsen, som er trukket fra for å finne sikringstrykket mot buen. I slike tilfeller kan tykkelsen på bue reduseres m ed 25-12 = 13 cm. For Q = 0,001 kan det ofte være mer økonomisk å støpe mot forskaling (CCA), med de store tykkelsene det er snakk om. Imidlertid kan det være tilfeller hvor det er begrensede svakhetssoner eller raskt skiftene profil, som gjør at sprøyting av armerte bue opptil 70 cm tykkelse likevel er lønnsomt.

For andre tilfeller med høyere Q-verdier og/eller mindre spennvidder er senteravstanden gitt for hver boks, som er satt inn i Q-diagrammet. Mellom de ulike boksene, som viser beregnede tykkelser, antall armeringsjern og senteravstand mellom buene, anbefales det å interpolere, hvis det ønskes en utjevning av valget av dimensjoner på buene.

Det bør poengteres at sikringstrykket kan variere noe i forhold til de korresponderende Q-verdiene. Se figur 3. Derfor anbefales det å måle deformasjoner i noen tid etter utført arbeidssikring i de dårligste bergklassene før buene dimensjoneres for permanent sikring. I de høyere bergklassene skjer det ofte en spenningsreduksjon mot arbeidssikringen etter spenningsomlagring og deformasjon. Følgelig kan bergmassen ta en del av lasten etter deformasjon, og behovet for ekstra sikring kan bli redusert i forhold til opprinnelig dimensjonert. Dette kan til en viss grad kontrolleres ved kontinuerlige deformasjonsmålinger.

Figur 17. Sprøytede, armerte buer med 22 m spennvidde og senteravstand c/c 2,0 m på Nationaltheateret Stasjon i Oslo

KONKLUSJON OG DISKUSJON

For å kunne absorbere deformasjoner i bergmasser av lav kvalitet må restbøyespenningen og/eller energiabsorpsjonen i sprøytebetongen være høy. Dimensjonering av tunnelsikring kan forbedres vesentlig ved å anvende fibre av høy kvalitet og variere fibermengden etter varierende behov for seighet. På bakgrunn av mange laboratorietester og observasjoner i tunneler har det vært mulig å inkludere deformasjonsenergi for ulike bergmassekvaliteter, Q, i Q-systemets sikringsdiagram. Dette er gjort i samsvar med spesifikasjonene gitt i Norsk betongforenings publikasjon nr. 7 av 1999, som også følger standarder gitt i av EFNARC. Ved opptreden av høye bergtrykk anbefales det å gå opp en seighetsklasse.

I de lavere bergmassekvaliteter (Q< 0,1 for 10 m spennvidde) anbefaler Q-sikrings-diagrammet publisert i 1993 [2] bruk av armerte buer i sprøytebetong, RRS, eller full utstøping , CCA, i tillegg i tillegg til arbeidssikring med sprøytebetong, Sfr, og bolter, B. Det har hittil ikke vært spesifisert noen dimensjon, eller vært laget noen modell for dimensjonering av RRS. Arbeidet som ligger bak denne artikkelen er basert på dataprogrammet STAAD, som gir deformasjon, bøyemoment og skjærkraft i RRS, som er avhengig av tykkelse, antall armeringsjern for ulike laster (sikringstrykk) og spennvidder. Disse beregningene har blitt kalibrert med deformasjonsmålinger og numeriske analyser i tunneler med 10 m spennvidde. De beregnede deformasjonene stemmer bra med de observerte. For 5 og 20 m er det få praktiske eksempler på bruk av buer. Noen få 20-23 m spennvidder med RRS er imidlertid observert med deformasjonsmålinger. Det hviler derfor noe mer usikkerhet med hensyn til nøyaktigheten for 5 og 20 m spennvidder enn for 10 m. Systematiske observasjoner av deformasjoner etter utført arbeidssikring vil gi en god støtte for dimensjonering av permanent sikring med RRS i ekstremt dårlige bergmasser.

En kan forvente et lite sprang i sikringsnivå når en krysser grensen mellom sikringskategori 7 og 8, fordi bruken av RRS plutselig kommer inn i tillegg til sikring med fiberarmert sprøytebetong, Sfr, og bolter, B. Denne brå økningen kan bli utjevnet hvis deler av arbeidssikringen blir tatt inn som en del av RRS nær grenselinjen mellom sikringskategori 7 og 8. Det er også viktig å huske på at buene også skal bære lasten av bergmassene mellom buene. For de laveste Q-verdiene (sikringskategori 9) anbefalte Q-sikringsdiagrammet publisert i 1993 utstøping, CCA. Både praktiske eksempler og de utførte beregningene viser at CCA kan erstattes av RRS for alle bergmassekvaliteter.

Små deformasjoner og begynnelsen på store deformasjoner i RRS er vanligvis elastiske, og er da bare avhengige av betongen, uavhengig av armeringen, uten riss og sprekkedannelse. Armeringen vil begynne å virke gradvis etter hvert som deformasjonene tiltar. Tilstrekkelig armering i buene kan da hindre videre deformasjon hvis dimensjoneringen er riktig i forholde bergmassekvaliteten, Q.

Det er grunn til å minne om at sprøytede buer, RRS, alltid må kombineres med bolter, som er fordelt gjennom hele buen. Vanligvis er bolteavstanden i buen 1,5 m, men kan variere. Det er viktig at boltene er lange nok til at krefter blir fordelt utover i bergmassen, slik at punktbelastning og skjærbrudd kan unngås. Det er viktig at deformasjonene kontrolleres før installering av buer. Noen ganger oppstår det store deformasjoner nederst i veggene. Hvis det ikke utføres sålestøp, bør det settes inn ekstra lange og kraftige bolter gjennom buene i nedre delen, nærmest sålen, for å hindre uønskede deformasjoner eller sammenbrudd.

De viktigste parametrene for dimensjonering av sprøytede, armerte buer er sikringstrykket fra Q-verdiene, spennvidden, geometrien og ønsket deformasjon.

REFERANSER

[1] Barton, N., Lien, R. Lunde, J. 1974. Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support. Rock Mechanics 6, 1974, 189-236.

[2] Grimstad, E. and Barton, N. 1993. Updating of the Q-system for NMT. Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete. Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes. Norwegian Concrete Association, Oslo

[3] E.S. Bernard, 1999. Correlations in the Performance of fibre Reinforced Shotcrete Beams and Panels. Engineering Report no. CE9. School of Civic Engineering and Environment, UWS Nepean, Kingswood, NSW, Australia, July 1999.

[4] Specification for Sprayed concrete, 1996. The European Federation of National Associations of Specialist Contractors and Material Supplier for the Construction Industry (EFNARC).

[5] Sprayed Concrete for Rock support -Technical specification, guidelines and Test Methods 1999. Norwegian Concrete Association. Publication no. 7, 1999.

[6] Bhasin, R., Løset, F., Barton, N. and Lillevik, S. 1999. Rock Support Performance Prediction of a Sub-sea Tunnel in Western Norway. Proceedings Third International Symposium on Sprayed Concrete. Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Gol. Norwegian Concrete Association, Oslo

[7] Grimstad, E. 2001. Behaviour of steel fibre reinforced shotcrete during large deformation in squeezing rock. Proceedings. Engineering Developement in Shotcrete Technology. Tasmania, Australia, March 2001.

[8] Lien, J. E. 2000. Frøyatunnelen – fra geologisk kartlegging til ferdig tunnel. Fjellsprengningsteknikk Bergmekanikk/Geoteknikk. Oslo, 24 november 2000.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

NYE ANVENDELSER AV Q OG Q-PARAMETRENE I INGENIØRGEOLOGI OG BERGMEKANIKK

New applications of Q and the Q-parameters in engineering geology and rock mechanics

Dr. Nick Barton, Nick Barton & Associates, Høvik, Norway.

SAMMENDRAG

Det er funnet at Q-verdien (som opprinnelig er relatert til behovet for tunnel sikring) multiplisert med en normalisert enaksialtrykkfasthet, resulterer i et nummer Q_c som, på en svært enkelt måte, viser korrelasjon med mange parameter som er nyttig i ingeniørgeologi og bergmekanikk. Q_c består faktiske av produktet av et kohesjonskomponent CC og tangens til friksjonskomponenten FC. Derfor kan Q_c representere omtrentlige 'c' og 'φ' verdier for bergmasser. Av den grunn har Q_c enheter som ligger svært nær til MPa. Korrelasjon mellom Q_c og seismiske hastighet V_p og deformasjons-modul E_{mass} er begge dybde og spenningsavhengig. Forbygningstrykk viser seg å være invers proporsjonal til bergmassens deformasjonsmodul E_{mass}, opp til et visst forhold mellom spenning og styrke. De seks opprinnelige Q-parameter er funnet nyttig i forklaringen av vellykket, og noen ganger, mindre effektive forinjisering foran tunneler. Redusert sikringsbehov p.g.a. flere forbedrete bergmasseparametere er en dokumenterbar mulighet.

SUMMARY

It has been discovered that the tunnel support-based Q-value, when multiplied by the normalized uniaxial compression strength, gives a number Q_c that correlates rather simply with many parameters that are useful in engineering geology and rock mechanics. Q_c actually consists of the product of a cohesive component CC and the tangent of a frictional component FC, so Q_c can therefore resemble 'c' and 'φ' for rock masses. Q_c may therefore have units similar to MPa. Correlations between Q_c, seismic velocity V_p and modulus E_{mass} are both depth and stress dependent. Support pressure appears to be inversely proportional to rock mass modulus E_{mass}, up to some limiting stress to strength ratio. The six original Q-parameters are found to be useful for explaining the success, or sometimes the reduced effect, of pre-injection ahead of tunnels. Reduced support needs can be a documented, due to the many improved rock mass properties.

INTRODUKSJON

I 1973 fikk forfattaren et forskingsoppgave på NGI som i utgangspunkt hadde som hensikt å finne fram til mulige relasjoner mellom deformasjoner målt i kraftstasjoner og fjellrom,

og bergmassens kvalitet og hydrogeologi. Oppgaven var faktisk ikke løst tilfredstillende i 1973, men bestilleren og, etter hvert mange brukerer, fikk Q-systemet, etter 6 måneder med uventet mye arbeid. Nesten 30 år etter, er utvikling fortsatt på gang med Q-systemet. Flere parametere er blitt plusset på i forbindelse med TBM tunnelprognoser. I enkelte deler av fagområdet, som planleggingen av store brytningsrom i gruver i Canada og Australia, ble antall parameter først redusert i åttiårene (til $RQD/J_n \times J_r/J_a$), for så å bli gjenforenet (med SRF) i de siste år. (Når man setter J_w lik 1.0, på grunn av, etter hvert, mindre vann i dype gruver, er likevel J_w egentlig med i beregningen). Behov for SRF også i gruver, p.g.a. høye spenninger eller ugunstige skjærsoner, ble diskutert i Barton, 1999.

Her vil vi benytte oss av både de seks opprinnelige parameter, og *syv* (når Q er ganget med et normalisert enaksial trykkfasthet : $\sigma_c/100$). Dette representerer en viktig utvikling av Q-systemet som siste ble presentert av forfatteren i Norge (i Barton, 1993). Vi vil benytte oss mye av 'Q_c' i de korrelasjoner med parametrene som følger, hvor Q_c er definert som :

$$Q_c = Q \times \sigma_c/100 \qquad (1)$$

I forhold til tittelen, skal det vises til brukbar koblinger mellom Q_c og flere *bergmekaniske* parametere, som for eksempel 'kohesjon' og 'friksjon' i bergmasser, deformasjon i tunneler og fjellrom, og den statisk (men ikke dynamisk) deformasjonsmodul. I forhold til *ingeniørgeologi*, skal det vises til nyttige koblinger mellom Q_c og P-bølgehastighet V_p, og til interessante nye muligheter innenfor tolkning/planlegging av forinjeksjon. Effekten av forinjeksjon på bergmassekvalitet er 'beregnlig', og med begrensete undersøkelser er muligheter for redusert tunnelsikring i godt avgrensete tilfeller tilstedet..

Utgangspunktet for utviklingen av Q-systemet i 1973 var anvendelse av RQD, og antall sprekkesett (etter forslag av Cecil, 1970). Etter hvert kom utvikling av J_r og J_a, og senere også av SRF, og til slutt J_w. Tilfeldigvis kom den første versjonen av RMR (Bieniawski, 1973) samme år, mens Broch skrev i student notatene i 1973, for undervisningsfaget ingeniørgeologi/fjell ved NTH : "Tilfredstillende klassifikasjonssystemer av denne type (for dimensjonering av sikring i fjellanlegg) er da heller ikke utviklet, og det ligger i sakens natur at en ikke bør forvente dette i nær fremtid, om noen gang." Det er mulig at Selmer-Olsen var kilden til denne påstand, som kanskje var rimelig i 1973, men ikke i dag.

MENINGEN BAK Q-VERDIEN

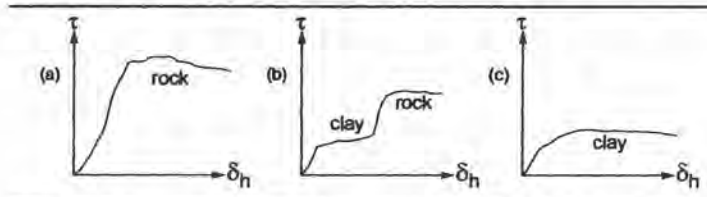
De endelige premisser for utvikling av Q-systemet i 1973 var faktisk et forsøk på en fjellteknisk, kvantitativ forklaring av behovet for sikring i tunneler og fjellrom, i form av et viss antall bolter og/eller flere centimeter med sprøytebetong. Det virket nødvendig å komme med 'en løsning' på dette, før man kunne forstå deformasjonene.

Man blir klar over, mange år senere, at sikringsbehovet for tunneler og fjellrom, har tett sammenheng med 'armering' av utilstrekkelig bergmasse-*friksjon* (med bolter) og 'liming' av utilstrekkelig bergmasse-*kohesjon* (med sprøytebetong). Selvsagt, kan man si nå.

Snart *etter* Q-systemets første publikasjon (Barton m. fl. 1974), ble man klar over den virkelige, og tilfeldige, betydningen av forholdet J_r / J_a (ruhet og fyllingsgrad av sprekker eller diskontinuiteter). Figur 1 viser en grafisk forklaring av dette fra 2002. Forholdet J_r/J_a viste seg å være veldig lik en friksjonskoeffisient (μ) for sprekker og fylte diskontinuiteter, med pluss eller minus fortegn for dilatans eller kontraksjon (+ i, eller – i). Uten tanker på dilatans er :

$$\mu \approx [J_r / J_a] \quad \text{and} \quad \varphi \approx \tan^{-1}[J_r / J_a] \qquad (2)$$

Vi vil kommer tilbake til forholdet J_r/J_a – og til Figur 1, under et senere diskusjon om tolkning av forinjisering, fordi det viser seg at spesielt disse to parameter er nyttig i beskrivelse av god, og mindre god forinjiserings muligheter.



(a) Rock wall contact	J_a/J_r =	0.75	1.0	2	3	4
		(thin coatings)				
		$\tan^{-1}(Jr/Ja)^o$				
A. Discontinuous joints	4	79°	76°	63°	53°	45°
B. Rough, undulating	3	76°	72°	56°	45°	37°
C. Smooth, undulating	2	69°	63°	45°	34°	27°
D. Slickensided, undulating	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
E. Rough, planar	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
F. Smooth, planar	1.0	53°	45°	27°	18°	14°
G. Slickensided, planar	0.5	34°	27°	14°	9.5°	7.1°

(b) Rock wall contact when sheared	J_a/J_r =	4	6	8	12
		(thin fillings)			
		$\tan^{-1}(Jr/Ja)^o$			
A. Discontinuous joints	4	45°	34°	27°	18°
B. Rough, undulating	3	37°	27°	21°	14°
C. Smooth, undulating	2	27°	18°	14°	9.5°
D. Slickensided, undulating	1.5	21°	14°	11°	7.1°
E. Rough, planar	1.5	21°	14°	11°	7.1°
F. Smooth, planar	1.0	14°	9.5°	7.1°	4.7°
G. Slickensided, planar	0.5	7°	4.7°	3.6°	2.4°

(c) No rock wall contact when sheared	J_a/J_r =	5	6	8	12	13	16	20
		(thick fillings)						
		$\tan^{-1}(Jr/Ja)^o$						
Nominal roughness of discontinuity rock walls	1.0	11.3°	9.5°	7.1°	4.8°	4.4°	3.6°	2.9°

Figur 1. Forholdet J_r/J_a med illustrasjoner av typisk oppførsel under skjærbelastning, og omtrentlige $(\varphi + i)^o$, φ^o, eller $(\varphi - i)^o$ vinkler (Barton, 2002a).

'c' og 'φ' for bergmasser ?

Under utviklingen av Q-systemet, var det behov for en beskrivelse av vann og vanntrykk i form av J_w , muligens en slags *korreksjon* for flere av følgende : effektiv-spenning, oppmykning av leire, og strømmningskrefter mot utgravingene. Det er nå konkludert (Barton, 2002a) at en realistisk **friksjons-komponent** (FC) for bergmasser kan uttrykkes slik :

$$FC = \tan^{-1}[\ (J_r/J_a) \times J_w\ ] \qquad (3)$$

De Q-parametere som er igjen, hovedsakelig RQD/J_n , er et uttrykk for *relativ blokkstørrelse*, til tross for opinionen i Palmström m. fl. 2001 at RQD, antall sprekkesett, og sprekkeavstand, ikke gir en god beskrivelse av blokkstørrelse. Forholdet RQD/J_n er brukt av Grimstad og Barton, 1993 for å identifisere massive bergmasser (med f.eks. $RQD/J_n = 50 - 200$), som kan være utsatt for spenningsrelaterte brudd, som for eksempel bergslag. I slike tilfeller er store SRF verdier (fra 5 til 400) anbefalt for å kompensere (*korrigere*) for den oppsprukket og spenningsforstyrret EDZ sone, og for et sterkt forandret sikringsbehov. Her er det en dramatisk reduksjon i blokkstørrelse på grunn av spenningsinduserte brudd, og derfor er også kohesjon dramatisk redusert.

I andre sammenhenger har SRF også store numeriske verdier (f.eks. 2.5 til 20), for å *korrigere* for tytteberg/skvising, for kjemiskeindusert svelling, eller for ekstra effekter knyttet til forkastninger, som ikke er tatt nok vare på ellers i Q-parametrene. Redusert kohesjon (og økt forbygningstrykk) er, med stor sannsynlighet, et fellestrekk i disse kompliserte tilstander. Det er derfor konkludert (Barton, 2002a) at det er også realistisk å definere en **kohesjons-komponent** (CC) for bergmasser, som kan uttrykkes slik :

$$CC = (RQD/J_n) \times (1/SRF) \times \sigma_c/100 \qquad (4)$$

Den letteste måten å bevise at disse ligningene og konseptene kan ha noe for seg, er ved bruk av et ***eksempel***. Tabell 1 viser Q-parameterbeskrivelse til fem bergmasser, med stadig dårligere karakter nedover i tabellen. Beregninger av FC og CC er vist, sammen med andre parametere som V_p og E_{mass} som vil bli behandlet senere. Leseren vil kansje har observert at ligning 1, 3 og 4 kan kombineres slik :

$$Q_c = \tan FC \times CC \qquad (5)$$

Fordi man har antydet at CC (i Tabell 1) har enheter som minner veldig på MPa, kan vi foreslår at Q_c (og ofte Q i rimelig hardt '100 MPa' fjell) har også enheter som minner veldig på MPa. Det er mulig at ligning 5 (eller $Q_c \approx$ '*c*' x tan'φ') er en del av årsaken til Q-systemets relativt enkel korrelasjoner med flere parameter som er i regelmessig bruk i *ingeniørgeologi* (f.eks. V_p) og i *bergmekanikk* (f.eks. E_{mass} og deformasjon). At Q og Q_c kanskje består av produktet '*c*' x tan'φ' er interessant, fordi disse fundamentale parameter har største betydning ved lav komprimeringstrykk, og $\sigma_{radielle}$ er nær null punktet i konturen til tunneler og fjellrom, i samme flate (eller 'sylinder') hvor sikring er installert.

Tabell 1. Fem bergmasser med redusert kvalitet nedover i tabellen. Merk alle de reduksjoner i parameter verdier, bortsett fra et omvendt, og omtrentlig Lugeon trend, som opphører med leire-fyllt sprekker og forkastninger, med tilsvarende høy J_a verdier.

RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q	σ_c MPa	Q_c	*FC°*	*CC* (MPa)	V_p km/s	E_{mass} GPa	≈L
100	2	2	1	1	1	100	100	100	63°	50	5.5	46	0.01
90	9	1	1	1	1	10	100	10	45°	10	4.5	22	0.1
60	12	1.5	2	0.66	1	2.5	50	1.2	26°	2.5	3.6	10.7	0.8
30	15	1	4	0.66	2.5	0.13	33	0.04	9°	0.26	2.1	3.5	22.9
10	20	1	6	0.5	5	0.008	10	0.0008	5°	0.01	0.4	0.9	(1250)

Merknad : RQD, J_r, J_a og σ_c – eller punktlast index I_{50} – kan også utnyttes for å beskrive anisotropi, og derfor også anisotropiske parameter verdier for V_p, E_{mass}, FC og CC (Barton, 2002a).

Med ligning 3 og 4, som er integrerte deler av Q_c, er det mulig å registrere, ved samme Q_c verdi, forskjellige forhold mellom FC og CC, som i prinsippe virker riktig. Et helt annet spørsmål er hvordan man skaffer *virkelige verdier* av c og φ for bergmasser, i en stor nok, representativ målestokk.

Numeriske belastningsforsøk med 3DEC er prøvd i et SKB prosjekt i Sverige i 2001. Disse predikerer ganske høye verdier for 'bruddstyrken' i oppsprukket granitt og dioritt av god kvalitet (Q = 10 – 40). De numeriske målte 'bruddstyrker' er ekvivalent til langt høyere 'c og φ' verdier enn de fleste har brukt i numeriske modeller av 'isotropisk kontinua'.

ESTIMERING AV V_p og E_{mass} og P_r fra Q_c

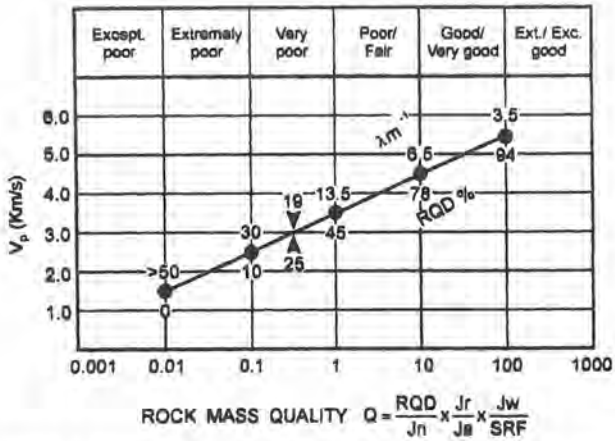
I Tabell 1, er en kolonne for V_p og E_{mass} oppgitt, for de fem forskjellige bergmassekvaliteter. Bakgrunnen for disse er beskrevet i Barton 1995 og 2002a. De empiriske ligninger, utviklet etter *prøv og feil* metoden, over en periode på flere år, er opprinnelig basert på Figur 2, med senere forbedringer (og inklusjon av E_{mass}) i Figur 3.

$$V_p \approx 3.5 + \log Q_c \quad \text{(i km/s)} \qquad (6)$$

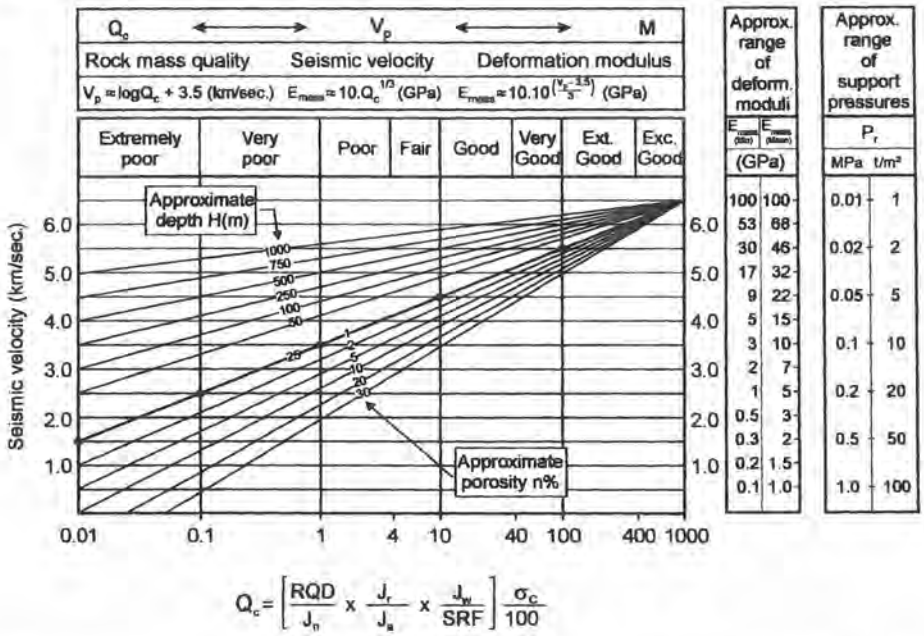
$$E_{mass} \approx 10\, Q_c^{1/3} \quad \text{(i GPa)} \qquad (7)$$

Tommelregelen : Q ≈ 1 når V_p ≈ 3.5 km/s, (og videre oppover eller nedover V_p skalaen ved 1 km/s, per tipotens av Q-verdien), er et nyttig *utgangspunkt*, før man begynne å tenke på effekten av måledybden (eller bergspenning), poretrykk, bergartsstyrke (i Q_c), egenvekt og porositet.

Det følger fra disse to empiriske ligninger at Q_c kan 'elimineres', hvis gode argumenter kan legges frem for et *felles* tolkning/korrigering av V_p og E_{mass} i forhold til dybde (spenning) og porositet. Et diskusjon rundt disse spørsmål er angitt av Barton, 2002a.



Figur 2. Sjøgren m. fl. (1979) forhold mellom V_p, F m^{-1} (antall sprekker per meter) og RQD fra 120 km med seismiske profiler og 2.8 km med borkjerner i forholdsvis faste bergarter med lav porositet. Q-skalaen – for sammenheng med V_p – er fra Barton, 1995, og gjelder også for målinger ved refraksjons- seismikk, også i faste bergarter som granitt og gneiss.



Figur 3. Et integrert estimering av V_p og M (=E_{mass}) med omtrentlig korreksjon for dybde (eller ekvivalent spenning) og porositet.(Barton, 1995, 2002a).

Til høyre i Figur 3 er deformasjonsmoduli M (eller E_{mass}) verdier angitt i tabell-format. Verdiene (i GPa) følger ligning 7 og den sentrale diagonale linjen, dvs. de er ikke korrigert for dybde. Til venstre for dette er 'minimum' E_{mass} verdier fra Barton 1995, som ligner på en del 'uforklarlige data' fra platebelastnings forsøk. Sprengningsskadet fjell, og effekten av 'sprekkeporositet', som gir redusert seismisk hastighet og sprekkestivhet i nærheten av konturen er mulige årsaker.

Lengst til høyre i Figur 3 er en omtrentlig skala for ***forbygningstrykk***, som er basert på en Barton m.fl.1974 empiriske ligning :

$$P_r \approx 2/(J_r Q^{1/3}) \quad \text{(i kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{eller} \quad P_r \approx 2/(10\, J_r Q^{1/3}) \quad \text{(i MPa)} \qquad (8)$$

Hvis vi setter J_r lik 2 (en typisk 'middels' ruhet som er spesifisert for undulerende, glatte sprekker) og kombinerer med ligning 7, er et overaskende enkelt forhold antydet :

$$P_r \approx 1/E_{mass} \qquad (9)$$

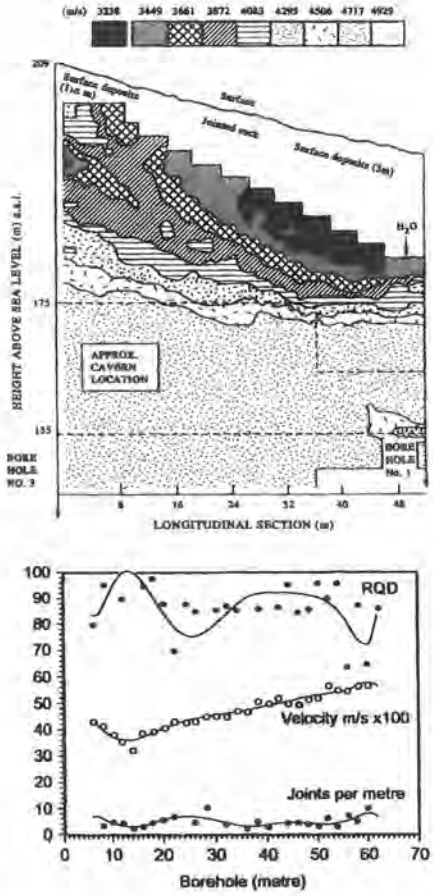
(med P_r i MPa, og E_{mass} i GPa). Selvfølgelig er denne forenklet formel ikke styrt av samme dybde- og porositetslinjer (i Figur 2) som V_p og E_{mass}, men er angitt her som et kuriositet. Ved betydelig dybde i forhold til begrenset bergmassestyrke, vil behov for P_r sannsynligvis øke sterkere ved lave Q-verdier, enn i ligning 9.

Praktisk bruk av Figur 3 er lettere å forstå med et ***eksempel.*** La oss ta resultater fra forundersøkelser ved Gjøvik Olympiske fjellhall, og første se på resultatene av seismiske-tomografi som er illustrert i Figur 4. Økt V_p med økt dybde er lett å registrere, tross ingen systematisk trend for RQD og F m^{-1}. En økning i V_p lik 1.5 – 2.0 km/s over de første 60 m er registrert, sannsynligvis p.g.a. et sterk økning i de horisontale spenninger, første til 3 og videre til 6 MPa, i løpet av disse 60 m. Denne er lik effekten fra 100-200m økning i dybde.

Med gjennomsnitt Q-verdier varierende fra 12 (fra forundersøkelsen), til 9 (i pilot utgravingen) og 7 (i den 60 m hengen) , og σ_c varierende fra ca. 70 til 90 MPa, får vi faktiske Q_c verdier fra ca. 5 til 10 (etter ligning 1). Ligning 6 og Figur 3 viser til V_p = 4.2 til 4.5 km/s ved den 25 m referanse dybde, og til ca. 5.0 til 5.5 km/s ved 100 til 200 m (ekvivalent) dybde, som er godt i overenstemmelse med Figur 4.

Når det gjelder E_{mass}, viser ligning 7 og Figur 3 til referanseverdier for E_{mass} (ved 25 m dybde) = 17 til 22 GPa, ved Q_c varierende fra 5 til 10. Ved den spenningsrelaterte (3 til 6 MPa) ekvivalente dybde fra 100 til 200 m, er $E_{mass} \approx$ 30 til 40 GPa. I UDEC-BB beregningene til NGI var E_{mass} satt til 20, 30 og 40 GPa ved økning i dybde.

Resultater fra NGI's deformasjonsberegninger (som var blinde, klasse A prediksjoner) var forbausende lik de senere målte verdier, ved bruk av MPBX. Prediksjonen var også foretatt før man hadde mulighet for Q-logging under utgraving av den store fjellhallen (Barton m. fl. 1994).

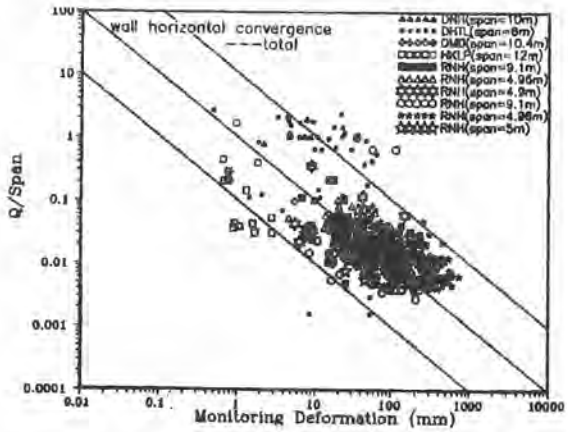


Figur 4. Seismisketomografi mellom to av borhullene, under plasseringsvalg for Gjøvik Olympisk fjellhall. Merk økning i V_p med dybde, tross lite forandret oppsprekknings grad eller RQD. (etter Barton m.fl. 1994, og Barton2002).

ESTIMERING AV DEFORMASJON

Figur 5 viser en stor samling av *konvergensdata* fra mange tunneler i Taiwan, publisert av Chen og Guo, 1997. Disse forfatter fulgte et tidligere Barton m.fl. 1994 form for presentasjon : *deformasjon* mot *Q/spennvidde* på log skalaer, som var tatt i bruk under presentasjon av MPBX måledata fra Gjøvik fjellhall. Det viste seg senere at et sentral (diagonal) trend i tidligere (og Figur 5 data) ha følgende (svært enkle) form :

$$\Delta \text{ (i mm)} \approx \text{spennvidde(i meter)/Q} \qquad (10)$$



Figur 5. Deformasjon- og konvergensdata for tunneler og fjellrom, fra Chen og Guo 1997, fremstilt i samme format som Barton m.fl. 1994.

Det er ennå ikke kjent hvilken betydning, relativt sett, FC og CC har for målte deformasjoner i tunneler og fjellrom. Mangel på sikring, eller feil valg av sikring i forhold til FC eller CC kan være én grunn til den store spredningen i data i Figur 5, samt også tunnel dybden i forhold til bergmassens styrke (og E_{masse}).

Prøv og feil metoden ble tatt i bruk på nytt, og en ekstra korreksjon (eller justering) av forholdet σ_v / σ_o (som ved valg av SRF) ble utnyttet til slutt, med differensiering av σ_v og σ_h :

$$\Delta_v \approx (\text{spennvidde}/100Q).(\sigma_v / \sigma_c)^{1/3} \qquad (11)$$

$$\Delta_h \approx (\text{høyde}/100Q).(\sigma_h / \sigma_c)^{1/3} \qquad (12)$$

Derfor har spenningsforhold $k_o = \sigma_h / \sigma_v$ angivelig følgende form :

$$k_o \approx (\text{spennvidde}/\text{høyde})^2.(\Delta_h / \Delta_v)^2 \qquad (13)$$

Eksempel : Indisk kraftstasjon : $\sigma_v \approx 4$ MPa, $\sigma_h \approx 6$ MPa ($k_o = 0.66$)
(Spennvidde = 20m, Høyde = 50m) $\sigma_c \approx 30$ MPa, $Q \approx 3$
Fra MPBX : Δ_v (i hengen) ≈ 25 mm, Δ_h (i veggen) $\approx$ 50-55 mm (ofteste)
(Merknad : uttrykk dimensjoner av fjellrom og tunneler i mm!)

Ligning 11, 12 og 13 viser til estimerte verdier lik 28 mm, 56 mm, og 0.64, alle ganske nær det som ble målt. Ved bygging av Gjøvik fjellhall, viser ligning 11 en estimert verdi av Δ_v lik 7 mm, som også er meget lik det som ble målt med MPBX midt i hengen. Men det må spesielt bemerkes at med ekstremt lave Q-verdier, som ikke er forbedret med drenasje og forinjisering, er det antatt meget stor deformasjoner ved bruk av disse to ligningene. Dette er kanskje 'korrekt', i den forstand at tunnel kollapse muligens er et faktum i slike tilfeller.

TOLKNING AV FORINJEKSJON VED Q-PARAMETRENE

En viktig impulse til den senere tids bruk av Q-metoden til tolkning av forinjeksjon (Barton, 1999, Barton m.fl. 2001 og Barton, 2002b) er vist i Figur 6, fra (dessverre) en sjelden brukt forundersøkelsesmetode fra et damvederlag i Brazil. Effektiv tetting av de meste ugunstige sprekkesett (i relasjon til permeabilitet) er påvist. Dette er sannsynligvis akkompagnert av små (noen ganger større) forbedringer i den *effektiv* RQD (hvis minst én sprekkesett er 'eliminært' av injiseringen). Derfor er det også en viss reduksjon i antallet *effektive* sprekkesett J_n.

Videre, av samme grunn, kan det være en 'dreining' av J_r og J_a til det *mindre-ugunstig* sprekkesett (men ikke hvis 'sett 1' er betydelig leireførende, på grunn av problemer med heft i mange tilfeller). At J_w er forbedret etter forinjisering er selvfølgelig forventet, men i bergmasser som er infisert med *mye* leire, er både J_a og J_w ikke så lett å påvirke, hvis ikke utvasking/uttynning (av leire) kan gjennomføres under første del av forinjiserings-prossessen.

Ved bruk av høye trykk (opp til 10 MPa) og med kontrollert hydrauliske åpning, er *en del* muligheter for uttynning/utvasking av leire klart til stede. I denne forbindelser kan man også fundere på mulige fordeler ved bruk av vanninnpressingsforsøk under vesentlige høyere trykk enn Lugeon forsøk, med dagens maksimum $\Delta P_w = 1$ MPa.

På basis av den overforliggende diskusjon, kan man antyde flere begrensede forandringer i et passende (relevant) utvalg av Q-parametere, som resultat av godt utført, høytrykks-injisering, med mikrosement (eventuelt ultrafinsement), og mikrosilika.

Følgende ***eksempel***, for en tunnel med 50m overdekning, illustrerer *ett* sett med muligheter, blant annet ved et passende kombinasjon av J_r og J_a verdier (fra *øvre-del-til-venstre* i Figur 1, hvor det er lettere å oppnå et godt resultat, uten spesielle tiltak)

Parameter	før injisering	etter injisering	merknad	Q-økning
RQD	20	40		x 2
J_n	15	6		x 2.5
J_r	2	3	ny sett	x 1.5
J_a	2	1	ny sett	x 2
J_w	0.5	1		x 2
SRF	1.0	1.0	totalt =	x 30

$$Q_{før} = \frac{20}{15} \times \frac{2}{2} \times \frac{0,5}{1} = 0,7$$

$$Q_{etter} = \frac{40}{6} \times \frac{3}{1} \times \frac{1}{1} = 20$$

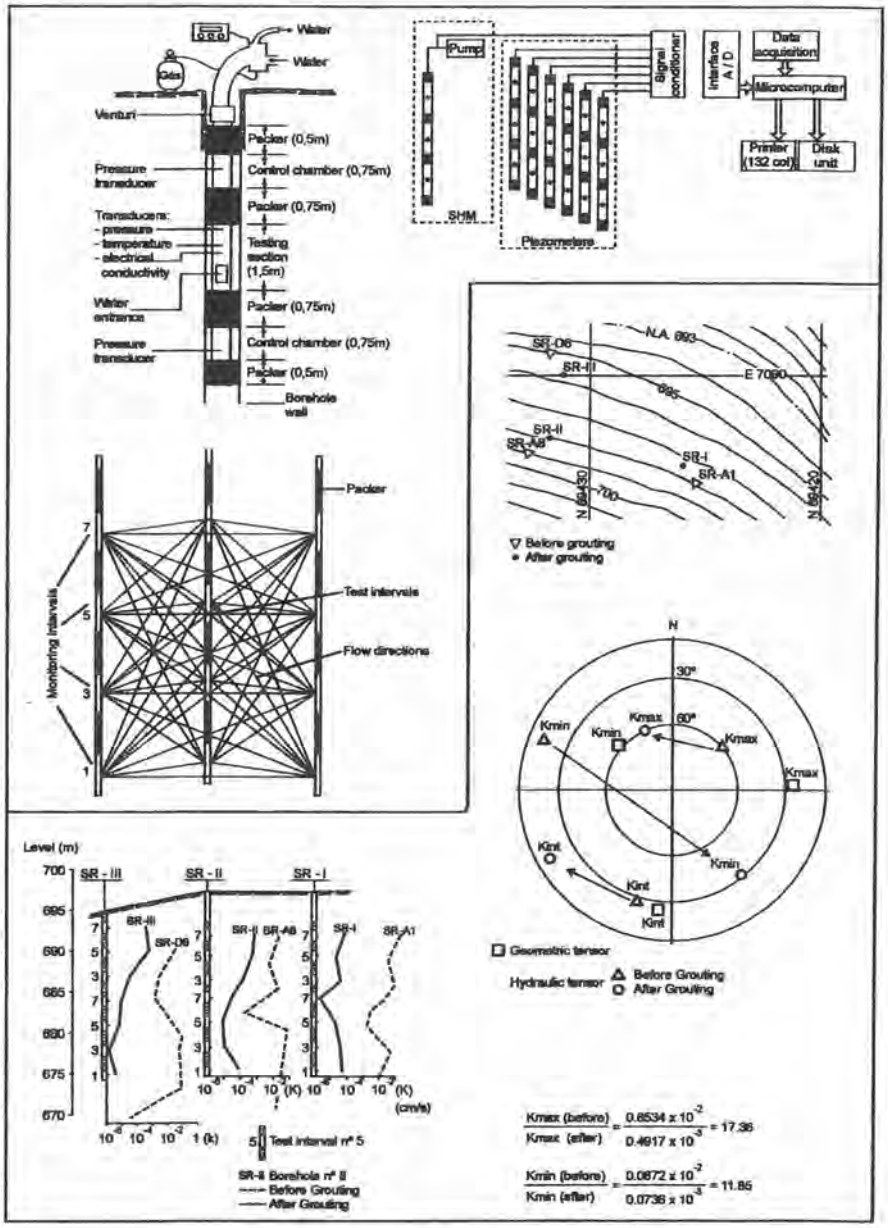
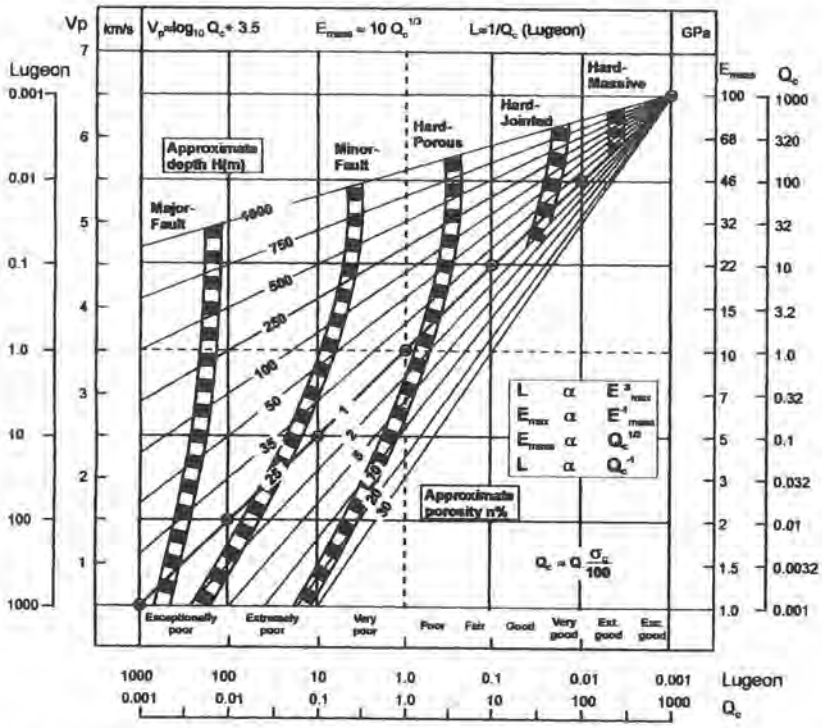


Figure 3.Tre-dimensjonale målinger av permeabilitet, både før og etter injisering med sement mørtel, viser rotasjon av permeabilitetstensorene, og er sannsynlig bevis for tetting av (ihvertfall) den mest permeabel sprekkesett. Quadros m.fl. 1995.

Første tolkes sammenhengen mellom forinjisering og seismisk hastighet (ved referanse til Figur 3). Det kan estimeres en flytting ***fra*** koordinater (x, y) lik Q = 0,7 og V_p = 4.0 km/s (ved 50 m dybde), ***til*** Q = 20 og et forbedret V_p. Når det gjelder V_p, kan det være så høy etter injisering som for eksempel, 5,5 km/s (ved den "250 m" linje – eller ekvivalent til 5 MPa innspenning). Dette er ***hvis*** vi forventer lignende resultater (av ΔV_p) tilsvarende det som kan registreres med før og etter mellomhullsmåling av V_p på dype damfundamenter (som også har god innspennings-forhold). Denne 'ΔVp effekten' kunne danne grunnlaget for en av tolkningsmetodene, hvis V_p målingen ble tatt i bruk for kontroll av injiseringen.

I Figur 7, som er en videreutvikling av Figur 3 (Barton, 1999), vil de fysiske resultatene av forinjeksjon ha en tendens til å flytte de tre mulige sett med x, y koordinater (V_p, Lugeon, og E_{mass} mot Q_c) i retningen *"litt opp og litt til høyre"* (d.v.s brattere enn 45°), avhengig av hydrogeologien og de tilhørende sprekkegenskaper og bergmassegenskaper før injisering. Resultatet vil også, i høyeste grad, være avhengig av hvilken forinjiseringsteknikk og materialer som er tatt i bruk, i forhold til sprekkenes gjennomsnittsåpning. Siste nevnte kan estimeres fra Lugeon forsøk, etter justering for sprekkeruhet J_r eller JRC, og for trykk forskjell, vann ($\Delta P \leq 1$ MPa) kontra sementene (ΔP fra 5 til 10 MPa?) (Se Barton, 2002b).



Figur 7. Et integrert tolkning/predikering metode for bergmasseparameter, basert på Q_c, etter Barton, 1999.

Fra tidligere forinjiseringsprosjekter finnes det flere eksempler på ***for store kornstørrelse, for tynne sprekker og for lave injiseringstrykk***, og elendige resultat, (selv etter mer enn 150 ***km*** med forinjiseringshull). Figur 7 er beregnet for anvendelse når den effektiv Q-verdien er virkelig forbedret, av forinjeksjon som er riktig utført av erfaren personnel.

MULIGHET FOR FORBEDRET STABILITET OG BERGPARAMETER

Hvis vi fortsetter diskusjonen om mulige forbedringer i Q-parameterene som resultat av forinjisering, kan vi også utnytte flere av ligningene som er presentert her, og evaluere disse både før og etter forinjisering. De forholdsvis beskjedne (antatt) forandringer i enkelte Q-parameter som her er illustrert, kan bety forbedring i tunnel stabiliteten i mange tilfeller. Dette er et resultat av forbedrete bergmasseparametere som kohesjon, friksjon, deformasjonsmodul, trykkstyrke, osv., *hvis disse ligningene gjelder* både før og etter en fullgod forinjisering. La oss antyde de følgende, små forbedringer i Q-parametrene, som resultat av forinjisering:

RQD økes fra 30 til 50% (effektiv tetting av de fleste sprekker i ett sett – konservativ)
J_n reduseres fra 9 til 6 (3 sett forandres til 2 plus tilfeldig – dette er også konservativ)
J_r økes fra 1 til 2 (p.g.a. forsegling av de fleste sprekker i sett 1)
J_a reduseres fra 2 til 1 (p.g.a. forsegling av de fleste sprekker i sett 1)
J_w økes fra 0,5 til 1 (fordi sett 1 *hadde* største permeabilitet og minste normal spenning)
SRF (kan øke hvis det var 2,5 fra før p.g.a. løse, åpne sprekker nær overflaten). Men her vil vi utelukke dette for å være (unødvendig) konservative.

Før forinjisering

$$Q = \frac{30}{9} \times \frac{1}{2} \times \frac{0,5}{1} = 0,8$$

Etter forinjisering

$$Q = \frac{50}{6} \times \frac{2}{1} \times \frac{1}{1} = 17$$

I Tabell 2 er de *mulige, empiriske* konsekvenser av disse forbedringer av Q-parameterene undersøkt ved anvendelse av ligningene som står oppført i forgående seksjoner av artikkelen, og ved bruk av tilleggs stoff som er å finne i referanselisten. Begrensningene kan være mange, og er diskutert i Barton, 2002.

Tabell 2. Bergmasse- og stabilitetsforbedringer som kanskje er mulig med et god forinjiseringsresultat, basert på Q-system korrelasjonene (etter Barton, 1999 og 2002).

Før forinjisering	Etter forinjisering	Se ligning, eller figur, eller Barton,2002
Q = 0.8 (meget dårlig)	Q = 16.7 (godt)	$Q = RQD/J_n \times J_r/J_a \times J_w/SRF$
$Q_c = 0,4$	$Q_c = 8,3$	$Q_c = Q \times \sigma_c/100$ (σ_c = 50 MPa)
$V_p = 3,1$ km/s	$V_p = 4,4$ km/s	$Vp \approx \log Q_c + 3.5$ (+dybde effekt) (km/s)
$E_{mass} = 7$ GPa	$E_{mass} = 20$ GPa	$E_{mass} \approx 10\, Q_c^{1/3}$ (+dybde effekt) (GPa)

$SIGMA_{cm}$=9 MPa	$SIGMA_{cm}$ = 25MPa	$SIGMA_{cm} \approx 5\ \gamma\ Q_c^{1/3}$ (MPa)
P_r = 13,6 t/m^2	P_r = 4,9 t/m^2	$P_r \approx 0{,}1\ Q_c^{-1/3} \approx 10^{-3}/E_{mass}$ (MPa)
Lugeon = 2,5	Lugeon = 0,1	$L \approx 1/Q_c$
$K \approx 2{,}5 \times 10^{-7}$ m/s	$K \approx 10^{-8}$ m/s	$K \approx 10^{-7} \times L$ (m/s)
Δ = 25 mm	Δ = 1 mm	$\Delta \approx$ SPENNVIDDE(i meter)/Q (mm)
FC = 14°	FC = 63°	FC = $\tan^{-1}[(J_r/J_a) \times J_w]$°
CC = 1,7 MPa	CC = 8,3 MPa	CC = $RQD/J_n \times 1/SRF \times \sigma_c/100$ (MPa)
B 1,6 m c/c	B 2,4 m c/c	(Q-sikring) Grimstad og Barton, 1993
S(fr) 10 cm	ingen	(Q-sikring) Grimstad og Barton, 1993

KONKLUSJONER

1. Q-parametrene, og tallene for hver av disse, var opprinnelig utviklet ved bruk av *prøv og feil* metoden, på minste to hundre tilfeller av sikret (eller usikret) tunneler, tunnelstrekninger og fjellrom. Disse var utvalgt fra mange lands geologi (mer enn femti bergarter er faktisk representert), men med noe vekt på Scandinaviske anlegg i grunnfjellet.

2. Under senere tids arbeid med karakterisering av anlegg for anskaffelse av inngangsparametere for numeriske analyser, ble Q multiplisert med en normalisert enaksial trykkfasthet $\sigma_c/100$ for lettere å kunne utvikle korrelasjon med dynamiske-, styrke-, og deformasjonsparametere. $Q_c = Q \times \sigma_c/100$ viser godt, lettformulert korrelasjon med blant annet V_p og E_{mass}, fordi $Q_c < 10^{-5}$ til $Q_c > 10^3$ er en passende skala for bergmassens (og hydrogeologiens) dramatiske variasjonsområde, tilsvarende et ras- og vannfyllt tunnel, til Stetindens massive 1,392 m av granittisk gneis (som har Q_c kanskje $> 10^3$?).

3. I ettertid, har det vist seg at enkelte kombinasjoner av Q-parametrene, blant annet J_r/J_r og RQD/J_n, med sine store kombinasjoner av tall, har tilknytning til fundamentale styrkeparametere som c og φ. To nye parametere, som vi har kalt CC og FC er utledet fra eksisterende Q-parametere, og indikerer at Q_c (og Q) består, omtrentlig, av produktet 'c' og tan 'φ', og har derfor omtrent 'MPa' som enhet.

4. Korrelasjonen mellom V_p og Q_c, og mellom E_{mass} og Q_c, er begge influert av effektivspenningsnivå, og av porositet, mens trykkfastheten allerede er innkorporert i Q_c verdien. Ved eliminering av Q_c, har den statiske deformasjonsmodulen E_{mass} direkte relasjon til V_p. Det tidligere, klassiske forholdet mellom V_p, V_s og den dynamiske deformasjonsmodulen, som har viste seg å ikke være brukelig i planleggingen av damfundamenter og fjellanlegg, kan erstattes av den direkte $V_p - E_{mass}$ korrelasjonen.

5. Tilfeldigvis er alle seks Q-parameterene potensielt nyttige i tolkningen av forinjiseringsresultater. En liten forbedring i flere av dem, p.g.a. delvis eller gjennomgående tetting av et eller flere sprekkesett, fører til økte Q-verdier. Hvis lingningene som presenteres her, som knytter Q og Q_c til bergmasseparameter, er gjeldende både før og etter injisering, som antydet, da er det mulig å dokumentere forbedret kvalitet og redusert tunnelsikringsbehov i utvalgte områder av J_r og J_a feltet (Figur 1), på basis av godt utført forinjisering.

6. Estimering av Q-verdi forbedringer (Q_1 til Q_2) p.g.a. forinjisering kan klassifiseres etter følgende grupperingene : $Q_2 = 1$ til $4 \times Q_1$ er 'dårlig', 4 til 10 er 'middels', 10 til 40 er 'god', og > 40 er 'meget god'.

REFERANSER

1. Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*. 6: 4: 189-236.

2 Barton, N., 1993, "Tunnel sikring ved NMT basert på borekjernelogging" (Tunnel support based on drillcore logging) *In Norwegian*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1993.

3. Barton, N. 1995. The Influence of Joint Properties in Modelling Jointed Rock Masses. Keynote Lecture, Proc. of 8th ISRM Congress, Tokyo, 3; 1023-1032, Balkema, Rotterdam.

4. Barton, N. 1999. General Report concerning some 20th Century lessons and 21st Century challenges in applied rock mechanics, safety and control of the environment. Proc. of 9th ISRM Congress, Paris, 3; 1659-1679, Balkema, Netherlands.

5. Barton, N. 2002a. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. Int. J. Rock Mech.& Min. Sci. 39, 185-216, Pergamon, Elsevier.

6. Barton, N. 2002b. Teoretiske og empiriske forståelse av forinjisering, og mulighet for redusert sikring i utvalgte tunnel strekninger. Miljø- og Samfunnstjenelige Tunneler, Oslo vegvesen.

7. Bieniawski, Z. T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. The Civil Engineer in South Africa, Dec.'73, 335-343.

8. Cecil,O.S. 1970. Correlations of rock bolt – shotcrete support and rock quality in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois, 414p.

9. Chen, C.N. og Guo, G.C. 1997. Rock mass classification and guideline for tunnel convergence. J. Chinese Inst. Civil and Hydraulic Eng. Taiwan, 9 (3), 359-367, (i Kinesisk).

10. Palmström, A., Milne, D. og W. Peck, 2001. The reliability of rock mass classification used in underground excavation and support design. GeoEng 2000 Workshop, Discussion leaders, ISRM News Journal, 6 (3), 40.

11. Sjøgren, B., Øfsthus, A. og J. Sandberg, 1979. Seismic classification of rock mass qualities. Geophysical Prospecting, 27, 409-442.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2002

Q-SYSTEMET - MULIGHETER OG BEGRENSNINGER

The Q-system - possibilities and limitations

Dr.scient. Arild Palmstrøm, Norconsult as
Dr.ing. Olav Torgeir Blindheim, Dr O T Blindheim Ltd
Professor, dr.ing. Einar Broch, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver historikken omkring Q-systemet som ble lansert i 1974, og den utvikling det har gjennomgått siden. De enkelte parametere analyseres i detalj, og deres relevans for de naturlige fenomener de søker å beskrive, diskuteres. Dette gjelder både den opprinnelige anvendelsen for vurdering av bergmassekvalitet med hensyn på stabilitet og resulterende sikringsomfang, og de senere forsøk på å gjøre metoden til en slags generell bergmasseklassifikasjon med mange anvendelser. Dette inkluderer også den nylig lanserte Q_{TBM} som skal muliggjøre overslag over inndrifter for TBM, samt forsøk på anvendelse av Q for å utrykke effektene av forinjeksjon.

Det konkluderes at Q-systemet, brukt med omtanke for de tildels alvorlige begrensninger som ligger i systemet, kan nyttes for klassifisering av stabilitet i tunneler og bergrom, fortrinnvis i oppsprukne bergmasser. Det kan derved være et hjelpemiddel for planlegging. Det er mindre nyttig for bestemmelse av nødvendig sikring under utdriving og for permanent sikring, og må for slike forhold brukes med stor varsomhet. Q er neppe egnet for å uttrykke virkningene av for-injeksjon. Q_{TBM} er uoversiktelig og tildels misvisende og bør ikke brukes.

SUMMARY

The paper describes the history of the Q-system that was introduced in 1974, and its later development. The individual parameters are analysed in detail, and their relevance for the natural features they seek to simulate is discussed. This applies to both the original application for assessing rock mass quality with respect to stability and resulting extent of rock support, and the later attempts to make the method into a kind of general rock mass classification with many applications. This also includes the recently introduced Q_{TBM}, which shall allow estimates of penetration and advance rate for TBM, and attempts to apply Q to express the effects of pre-grouting.

It is concluded that the Q-system, used with awareness on its partly serious limitations, may be applied for classification of stability of tunnels and rock caverns, preferably in jointed rocks. Applied here, it may be used for planning purposes. It is less useful for prescription of rock support during construction and for permanent, and has in this case to be used with great caution. It is not likely that Q is suitable to express the effects of pre-grouting. Q_{TBM} is complex and partly misleading and is not recommended for use.

Innhold

1 INNLEDNING 2
2 OPPBYGGING/STRUKTUR AV Q-SYSTEMET 3
3 VURDERING AV INNGANGSPARAMETERNE I Q-SYSTEMET 4
3.1 Blokkstørrelse, RQD/Jn 4
3.2 Skjærfasthet på sprekkeflatene, Jr/Ja 7
3.3 Aktive spenninger, Jw/SRF 10
3.4 Bruk av bergrommet, ESR 17
4 SAMLET VURDERING AV DEN OPPRINNELIGE Q-VERDIEN 18
5 UTVIKLING AV Q-SYSTEMET SIDEN LANSERING 20
6 Q_{TBM} – FORLØSNING ELLER FORLIS? 21
6.1 Hva innebærer Q_{TBM}? 21
6.2 Hovedformler 22
6.3 Q_{TBM} – komplett formel og vurdering 23
6.4 m ("gradient of deceleration") 28
6.5 Oppsummering for Q_{TBM} 31
6.6 Oppsummering for 'm' 31
6.7 Konklusjoner 32
7 BEGRENSNINGER OG MISBRUK AV Q-SYSTEMET 32
7.1 Egnethet og nytte 32
7.2 Begrensning av Q-systemet 33
8 HVORDAN BRUKES Q-SYSTEMET? 38
8.1 I Norge 38
8.2 Internasjonalt 39
9 SLUTTKOMMENTARER 41
10 REFERANSER 42

1 INNLEDNING

Å beskrive bergmasser og berggrunnen ut fra en teknisk synsvinkel er ingen enkel sak. Som ingeniører er vi mer fortrolige med å arbeide med tall enn adjektiver, blant annet fordi det er vanskelig å koble sammen adjektiver fra de ulike parameterne når beregninger skal foretas. Allerede i en tidlig fase av utviklingen av fagfeltene ingeniørgeologi og bergteknikk ble det derfor i flere land presentert ulike klassifikasjonssystemer og såkalte 'metoder'. Et velkjente eksempel er Terzaghi's klassifikasjonssystem for sikring av tunneler. Det ble utviklet i USA og presentert i en bok med tittelen "*Rock Tunneling with Steel Supports*" i 1946. Systemet benytter konservativ antagelser for belastning på sikringen og er tydelig preget av at sikringen skulle foretas med stålbuer, men har likevel i ettertid også vært brukt som et mer generelt klassifikasjonssystem. Et annet velkjent eksempel er den såkalt nye østerrikske tunnelmetoden, - Neue Østerreichische Tunnelbauweise, NØT, som den het opprinnelig, eller NATM (New Austrian Tunnelling Method) som den er kjent som i dag. Den ble første gang internasjonalt beskrevet i 1963.

På den første Bergmekanikkdagen her i landet i 1971, presenterte en av forfatterne (Broch) en artikkel med tittelen "*Funksjonell klassifisering av fjell, generell oversikt – punktlastmetoden*". Den går ut på å koble sammen bergartenes styrke (punktlastindeks) og oppsprekningsgrad for ved adjektiver å karakterisere bergmassenes kvalitet til bruk under planlegging og bygging av tunnelanlegg.

I tillegg til de mer eller mindre generelle klassifikasjonssystemer og metoder er det utviklet en lang rekke spesielle systemer/metoder for klassifisering av for eksempel bergartenes og bergmassenes styrke, oppsprekningsgrad (RQD), forvitringsgrad, borbarhet og sprengbarhet. Felles for alle disse er at de er basert på mer eller mindre målbare observasjoner og målinger som gjøres i felten og/eller i laboratoriet. Observasjoner og målinger uttrykkes så vanligvis i tall som igjen på ulik måte kombineres til en sluttsum eller et sluttprodukt. Som oftest plasseres så dette tallet i en tabell hvor det gis en klassifisering av bergmassens kvalitet med hjelp av adjektiv. (Eksempelvis beskriver Q-verdier mellom 1 og 4 "*dårlig bergmasse*").

I løpet av de årene vi har holdt på i bransjen har vi gjort oss noen erfaringer om hva som har hendt med disse systemene og metodene. En erfaring er at hvis et system eller en metode først oppnår en viss anerkjennelse, så varer det ikke så lenge før noen ønsker å utvide anvendelsesområdet. Det kan være personene som utviklet systemet/metoden, men det kan også være andre. Et velkjent eksempel er at NATM, som altså ble utviklet på bakgrunn av erfaringer med bygging og sikring av tunneler i fjell i Alpene, ble tatt i bruk ved planlegging og bygging av en tunnel i stive leirer ved Heathrow flyplass i England. Det gikk som bekjent meget galt.

Q-systemet er i utgangspunktet en klassifisering av bergmasser med hensyn til stabilitet i tunneler og bergrom. Det ble første gang publisert i 1974 av Nick Barton, Reidar Lien og Johnny Lunde ved Norges geotekniske institutt (NGI), og har vært et viktig bidrag til utviklingen av bergteknikk siden det ble lansert. Senere er det blitt tatt inn som en viktig del av den såkalte Norwegian Method of Tunnelling (NMT) som var ment som et norsk 'svar' (benyttet av NGI) på den nye østerrikske tunnelmetoden NATM.

Vår hensikt med denne artikkelen er å rette et kritisk søkelys mot Q-systemet. Hvordan er det egentlig bygget opp, og hva slags bergmasser dekker det? Hvilken sikring er det tale om, arbeids-, permanent eller total sikring? Er det egnet for bruk til planlegging og/eller under bygging? Hvordan blir Q-systemet benyttet i Norge og i utlandet?

Etter at Q-systemet ble lansert i 1974 har det, som omtalt i kapittel 5, gjennom diverse artikler blitt lansert stadig flere nye anvendelser av Q. Dette gjelder f.eks. Q_{TBM} for bruk i forbindelse med TBM-tunneler, og nylig til bruk i forbindelse med forinjeksjon. I den forbindelse er det nærliggende å spørre: Er en i ferd med å gå i den samme fellen som andre har gått i før, med å strekke bruken av et tilsynelatende suksessrikt system for langt?

2 OPPBYGGING/STRUKTUR AV Q-SYSTEMET

I utgangspunktet uttrykker verdien av Q *kvaliteten av berggrunnen med hensyn til stabilitet i tunneler og bergrom.* En høy Q-verdi tilsier god stabilitet, mens en lav Q-verdi betyr dårlig stabilitet. De seks parametere som benyttes for å finne Q-verdien, er koblet sammen ved følgende uttrykk:

$$Q = RQD/Jn \times Jr/Ja \times Jw/SRF$$

Q-verdiene kombinert med bergrommets spennvidde eller høyde og krav til sikkerhet brukes i et sikringsdiagram (vist i figur 15), som er basert på gjennomsnittet av mer enn 1000 eksempler fra utført sikring i tunneler og bergrom. Ut fra et sett med tabeller kan

verdiene for de seks inngangsparameterne bestemmes ved ingeniørgeologiske observasjoner i felt, i tunneler og/eller ved logging av borekjerner. Kombinert uttrykker de ifølge Barton et al. (1974):

RQD/Jn relativ blokkstørrelse,
Jr/Ja skjærfasthet på sprekkeflatene,
Jw/SRF aktive spenninger.

De 4 første parameterne i uttrykket for Q-verdien gjelder oppsprekningen som opptrer i bergmassene. Aktive spenninger representerer tilstanden bergmassene befinner seg i. I kapittel 3 er disse seks inngangs-parameterne vurdert nærmere. Bemerk at orientering av sprekkene i forhold til fjellrommet og bergartsmaterialets fasthet ikke er inkludert.

3 VURDERING AV INNGANGSPARAMETERNE I Q-SYSTEMET

Løset (1997) har i en intern NGI rapport gitt en god beskrivelse for hvordan verdiene for inngangsparameterne kan bestemmes samt en del gode råd under kartlegging og for bruk av Q-systemet. Denne rapporten har vært til god hjelp for vurderingene i dette kapitlet.

3.1 Blokkstørrelse, RQD/Jn

3.1.1 Oppsprekningstall, RQD (rock quality designation)

Oppsprekningsgraden uttrykt ved RQD er sammen med SRF som oftest den viktigste parameteren i Q systemet. RQD ble lansert av Deere (1963) som et mål for oppsprekningsgraden målt på borekjerner. RQD er pr. definisjon lik summen av kjernebiter lengre enn 10 cm i prosent av målt kjernelengde. Et spesielt forhold ved RQD er at RQD = 0 samme om kjernebitene er 1 cm eller 9 cm lange, og tilsvarende er RQD = 100 samme om kjernebitene er 10 cm eller 100 cm lange.

For bruk i Q-systemet skal ifølge Løset (1997) bare naturlige sprekker medtas ved logging av kjerner. For sprengte tunneler vil imidlertid som regel sprengningsriss påvirke nedfall av enkeltblokker, slik at (ifølge Løset, 1997) *"alle bruddstrukturer må tas med ved utregning av RQD i tunneler, da alle sprekker uansett opprinnelse vil ha betydning for stabiliteten"*. Sprengningsriss vil også innvirke på antall sprekkesett som inngår, hvilket er omtalt i neste avsnitt.

Hvordan måles/finnes verdier for RQD?

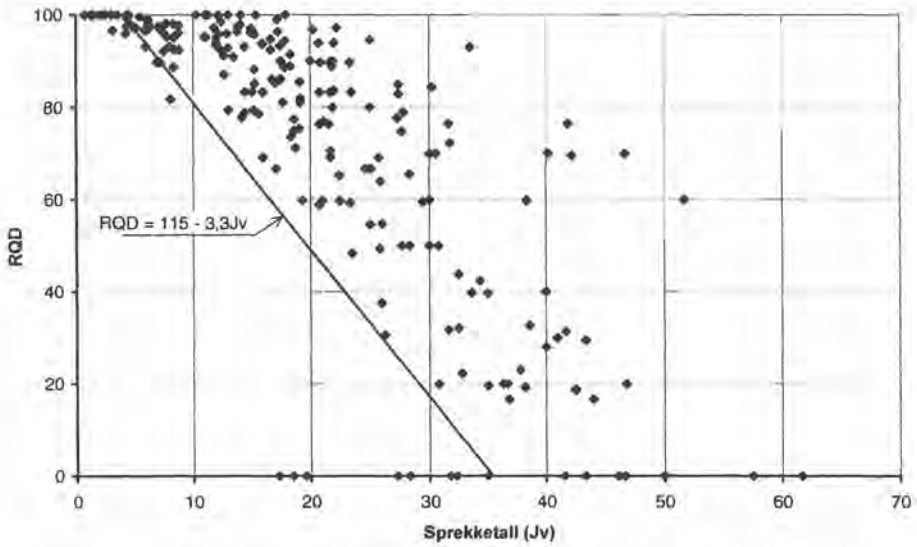
a) Fra borekjerner. Alle kjernebiter lengre enn 10 cm regnes sammen til verdien for RQD. Denne registreringen er imidlertid så enkel og rask at det er lett å overse andre verdifulle karakteristika under loggingen av borekjernene.
b) I tunneler. Det er neppe noen i Norge som går rundt med en stav eller lignende for å måle RQD langs linjer tilsvarende logging langs et borehull. Mange gjør et anslag på Jv (sprekketallet) som er lettere å måle, spesielt hvis sprekkene opptrer i regelmessige sett. Ut fra observasjoner av Jv kan RQD estimeres ved følgende uttrykk:

$$RQD = 115 - 3{,}3Jv \quad \text{(for } Jv < 4.5 \text{ er } RQD = 100\text{; for } Jv > 35 \text{ er } RQD = 0) \qquad \text{eq. (1)}$$

Jv er antallet sprekker som forekommer i en m^3 bergmasse.

Kommentarer

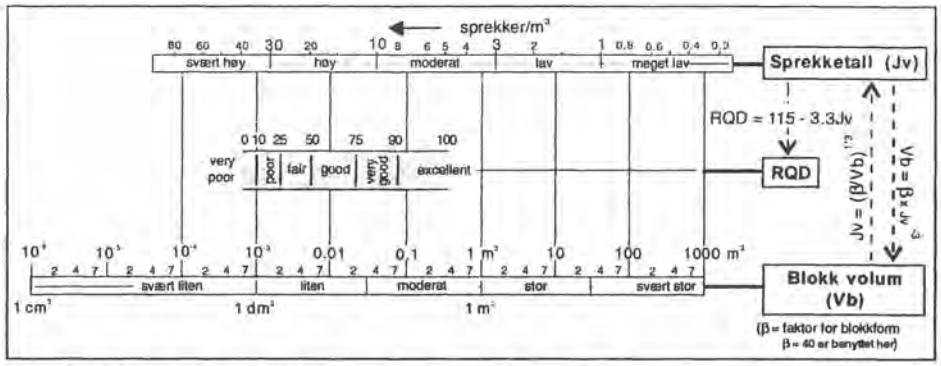
Omregningen fra Jv til RQD kan aldri bli særlig nøyaktig fordi de to parameterne er basert på vesensforskjellig målemetoder. Uttrykket i eq. (1) ble i sin tid (Palmstrøm, 1974) funnet ved opptegning av borehull med ulik vinkel i forhold til en teoretisk, kjent oppsprekning. Med dagens mulighet for beregninger ved bruk av datamaskin (regneark) er en tilsvarende eksersis gjort mer nøyaktig for et langt større antall og med større variasjon i kjent oppsprekingsgrad (Jv). Resultatet av en slik beregning er vist i figur 1.



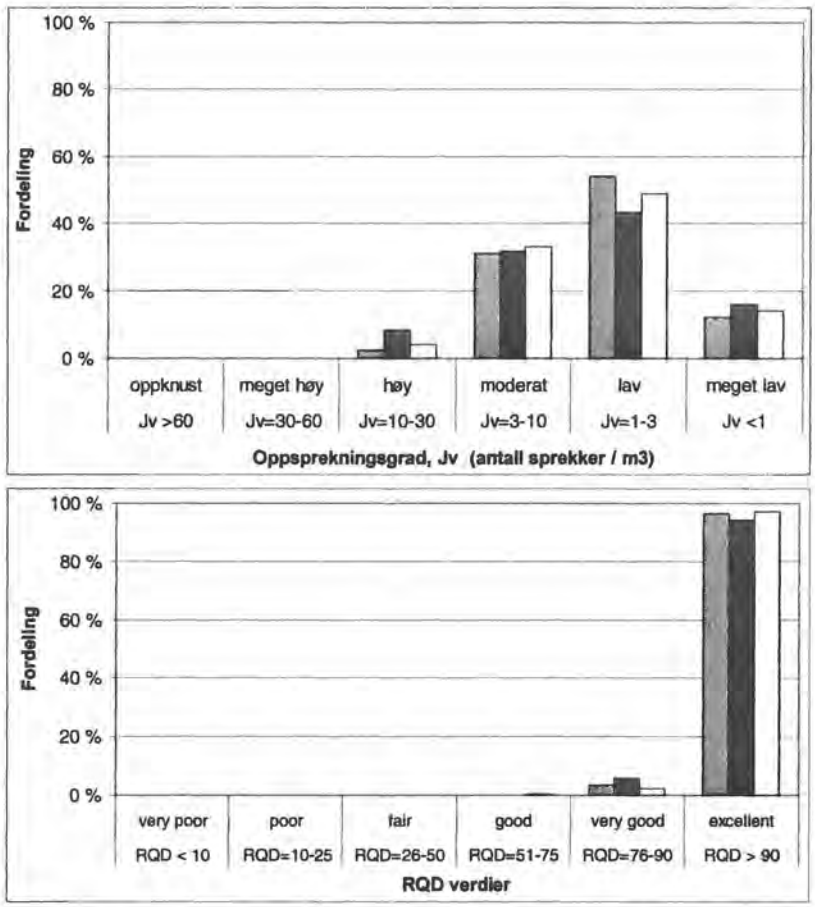
Figur 1. Sammenheng mellom sprekketall og RQD, basert på rettvinklede blokker med varierende sprekkeavstand. For hver (kjente) oppsprekningsgrad er RQD beregnet for linjer (borehull) med ulik vinkel i forhold til sprekkeretningene. Legg merke til at RQD =100 for et intervall for Jv <18 , mens RQD = 0 for Jv > 17. Dette viser klart vanskeligheten med å uttrykke en god sammenheng mellom RQD og Jv (og andre målemetoder for oppsprekningsgrad)

Det fremgår her at det er stor spredning i resultatene. Dette gjelder særlig grenseverdiene for RQD (0 og 100), hvilket vanskeliggjør omregninger, blant annet mellom RQD og Jv. Tas det hensyn til den store spredningen i grenseverdiene er vel den sammenhengen som benyttes, noenlunde grei. Men den gir ikke den grad av nøyaktighet som en kunne ønske.

Fordi RQD = 0 for alle kjernebiter kortere enn 10 cm og tilsvarende RQD = 100 for alle kjernebiter lengre enn 10 cm, dekker RQD bare et begrenset område av oppsprekningen, slik det fremgår av figur 2. Et konkret eksempel på denne svakheten er vist i figur 3 og i seksjon 3.3.2 A. Dette forholdet begrenser det variasjonsområdet for bergmasser som dekkes av Q-systemet, hvilket er nærmere omtalt i kapittel 4.



Figur 2. RQD dekker egentlig bare et lite felt av den naturlige variasjonen i oppsprekningsgraden, dvs. blokkstørrelse fra ca. 1 dm³ til ca. 500 dm³



Figur 3. Eksempel på fordeling av Jv og RQD for 3 borehull på til sammen 450 meter i gneis ved Molde. Som det fremgår er det få sprekker og RQD > 90 for det meste av kjernene. Det fremgår at Jv viser en langt større variasjon. Ved å beregne RQD fra Jv reduseres målenøyaktigheten betraktelig.

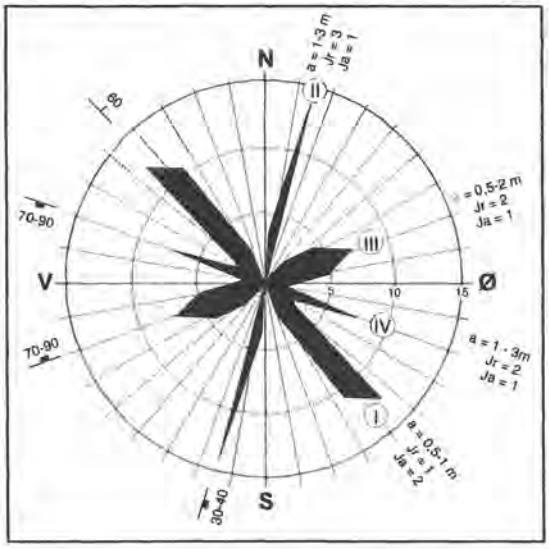
3.1.2 Sprekkesett, Jn

Et sprekkesett består av parallell-orienterte sprekker med innbyrdes avstand kortere enn et par meter. På en lokalitet vil det i Norge som regel være et fåtall sprekkesett; 2 - 4 sett er vanlig.

Ved å benytte Jn er variasjonsområdet for oppsprekningsgraden blitt utvidet; i og med at det som regel er få sprekkesett ved de høyeste verdiene for RQD og tilsvarende flere sprekkesett ved lave RQD verdier.

Hvordan måles/finnes verdier for Jn?

Ut fra stereonett eller sprekkerose for et område vil det som regel bli angitt flere sett enn det som opptrer på den enkelte lokalitet (figur 4). For at blokknedfall skal forekomme må det som regel opptre minst 2 sprekkesett + villsprekker. Ved sprengte tunneler anbefaler Løset (1997) at sprengningsriss regnes som sporadiske eller 'villsprekker'. Svært korte sprekker (stikk) som også vil kunne ha betydning for stabiliteten rent lokalt, regnes på samme måte.



Figur 4. Presentasjon av oppsprekningen ved sprekkerose (a = sprekkeavstand). En sprekkerose dekker som regel et større område og vil derfor normalt vise flere sprekkesett (her med 4 sett) enn det som forekommer på den enkelte lokaliteten.

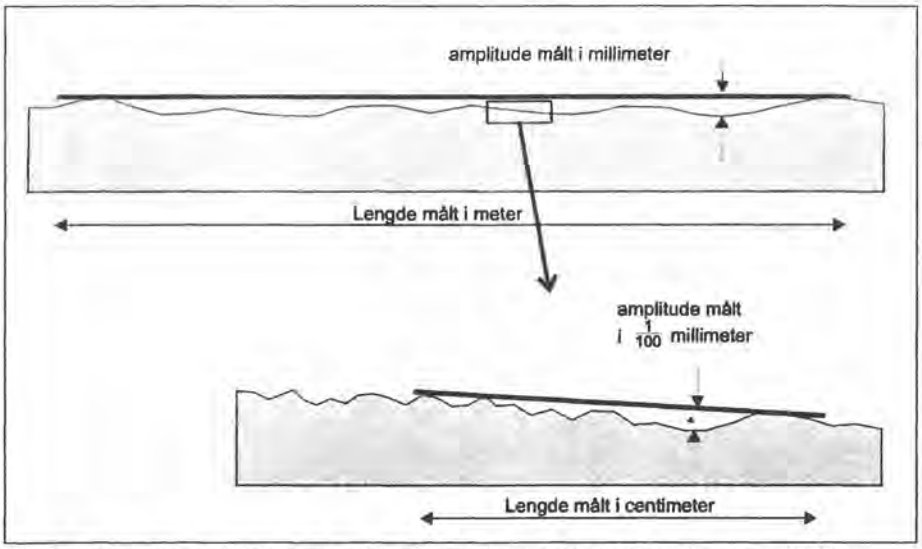
3.2 Skjærfasthet på sprekkeflatene, Jr/Ja

3.2.1 Sprekkeruhetstall, Jr

Ruhetsinndelingen ble opprinnelig utarbeidet i Sør-Afrika (Piteau, 1973) og raffinert i USA, før den ble inntatt i Q systemet og her gitt tallverdier tilpasset Q-systemet. Ruhetstallet for sprekker er basert på ruhet i to målestokker (se figur 5):

a) Glatthet av sprekkeflaten; målt i mm - cm størrelse, Denne kan bestemmes ved å stryke en finger langs sprekkeflaten. Man kjenner da om flaten er ru eller glatt. Man kan også måle ruheten med et enkelt instrument - et såkalt profilometer, se figur 6.
b) Planhet av flaten, målt i m skala. Kan bestemmes ved f.eks. å legge en meterstav på sprekkeflaten, og man vil da lett se om flaten er plan eller bølgete og hvor stor bølgeamplitudene er, se figur 6.

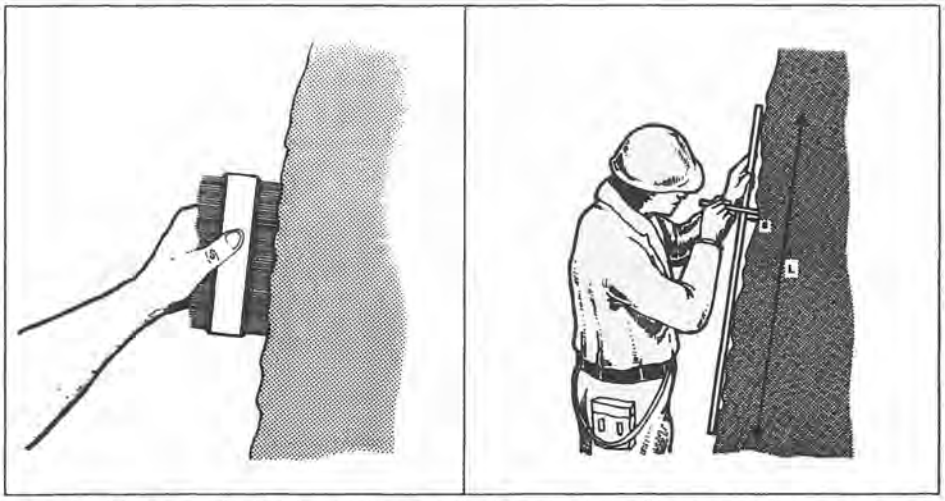
Ved å koble disse to parameterne kan ruhetstallet finnes. Jr verdien for ugunstigste sprekkesett benyttes, dvs. det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten.



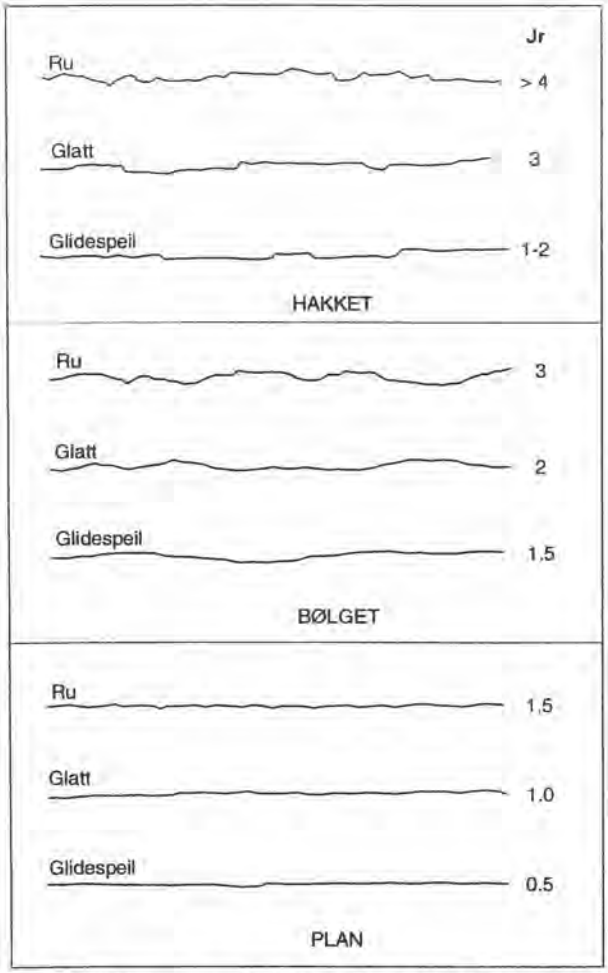
Figur 5. Sprekkeruhet utgjøres av planhet (øverst) og glatthet (etter Palmstrøm, 1995)

Hvordan måles/finnes verdier for Jr?

Bestemmelse av sprekkeruheten gjøres i Norge hovedsakelig ved enkle observasjoner basert på skjønn, sjelden eller aldri ved målinger slik som vist i figur 6. Beskrivelsen for å bestemme Jr ut fra observasjoner er noe mangelfull. Det er vanskelig i praksis å bestemme grensene mellom de ulike verdiene for Jr. Figur 7, som er en prinsippskisse, er til liten hjelp for dette.



Figur 6. Måling av glatthet (venstre) og planhet (høyre) Hvor ofte gjøres måling av ruhet på denne måten i Norge?



Figur 7. Skisser av sprekkeflater med tilhørende Jr -verdier (etter Løset, 1997)

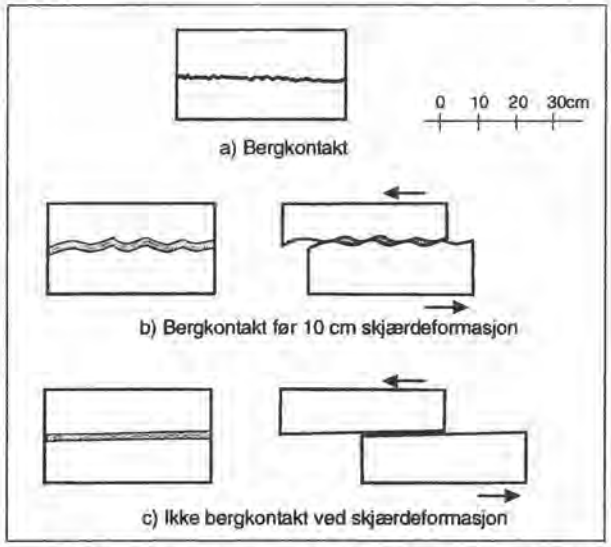
I de tilfellene sprekkene har en tykk fylling av et svakt mineral eller eventuelt oppknust bergartmateriale, slik at det ikke er bergkontakt mellom sprekkeflatene, har ruheten ikke lenger noen betydning for friksjonen og det vil være egenskapene til fyllmaterialet som vil avgjøre friksjonen. I de tilfellene benyttes Jr = 1. Som kommentert under avsnittet om sprekkefylling (Ja) angir NGI ikke noen tykkelse på sprekken når dette inntreffer.

3.2.2 Tall for sprekkefylling, Ja

Dette gjelder eventuell mineraltype som forekommer i sprekken og dens tykkelse. En skiller vanligvis mellom sprekker:

a) uten og med belegg, bergkontakt,
b) tynn mineralfylling, dvs. bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon,
c) tykk mineralfylling (angitt som sone eller bånd), dvs. ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon.

Figur 8 viser meget forenklet forskjellen mellom disse tre typene. Figuren er neppe særlig god for praktisk bruk. Det er ikke angitt noen tall for grensen (tykkelsen) av sprekken mellom de tre kategorier, da figuren illustrerer dette teoretisk.



Figur 8. Sprekker med og uten bergkontakt (fra Løset, 1997)

Hvordan måles/finnes verdier for Ja?

a) Ved observasjon av sprekken, enten i tunnelen/bergrommet eller i (sprengte) vegskjæringer, der eventuelt sprekkematerialet ikke er utvasket.
b) I borekjerner der innholdet av sprekkematerialet ikke er utvasket under boringen. Her er det meget vanskelig å bestemme om det blir kontakt mellom sprekkeflatene ved skjærbevegelse eller ikke.

Ja for ugunstigste sprekkesett benyttes (etter samme prinsipp som for Jr)

Kommentarer

1. Hva med verdier for Ja når tunnelen er over eller under grunnvannstanden? Hva med Ja når det er vannlekkasjer som bløter opp sleppematerialet? Se seksjon 3.3.1.
2. Friksjonsvinkelen (Jr/Ja) kan vel ikke være den samme ved svake og ved sterke bergarter? Siden bergartsegenskaper ikke er med i basis Q-systemet, vil Ja kunne være unøyaktig for en del bergarter.

3.3 Aktive spenninger, Jw/SRF

3.3.1 Sprekkevannstall, Jw

"Parameteren Jw har en ugunstig effekt på skjærfastheten for sprekker pga. reduksjon av den effektive normalspenningen." I tillegg vil *"vann langs sprekkene kunne bløte opp mineralfyllingen slik at den blir svakere eller glattere, eventuelt kan også fyllingen vaskes ut."* (Barton et al., 1974).

Verdien for sprekkevannstallet bestemmes på grunnlag av innlekkasje i bergrommet i tabell 1.

Tabell 1. Verdier for sprekkevann i Q-systemet (Barton et al., 1974, Løset, 1997)

SPREKKEVANNSFAKTOR		ca. vanntrykk (kg/cm²)	J_w
A	Tørre bergrom, fukt eller spredte drypp.	< 1	1
B	Dryppregn. Stedvis utvasking av sprekkefylling.	1 - 2,5	0,66
C	Strålelekkasjer eller høyt trykk i massivt berg med sprekker uten fylling.	2,5 - 10	0,5
D	Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekkefylling.	2,5 - 10	0,33
E	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprengning. Avtagende med tiden.	> 10	0,2 - 0,1
F	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprengning. Ikke avtagende.	> 10	0,1 - 0,05

Merknad: i) Faktorene C - F er antatte. Jw verdien økes når dreneringstiltak blir utført.
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert.

Hvordan måles/finnes verdier for Jw?

a) På forprosjektstadiet. Ifølge Løset (1997) er det *"vanskelig å vurdere Jw på forundersøkelsesstadiet", "borehull kan gi indikasjon om lekkasjeforhold ved-vanntapsmålinger".* En kan *"vurdere Jw ut fra oppsprekningsgrad og generelle erfaringer fra området."*

b) Under bygging. Det er greit å observere lekkasjene i en tunnel. En del lekkasjer avtar forholdsvis raskt, andre etter en tid. Det vil si at 'stabiliteten bedrer seg'. og arbeidssikringen (ifølge Q-systemet) vil kunne være mer omfattende enn den permanente.

Kommentarer

1. Hvordan skal en forstå koblingen av lekkasje og vanntrykk i tabell 1? Når skal "*ca. vanntrykk*" benyttes, og i hvilken avstand ut fra tunnelen skal dette eventuelt måles?
2. Hva er stor / meget stor innlekkasje?
3. Vedr. punktene D - F i tabell 1: Hvordan gjøres sikringen når det er stor lekkasje? Bruk av sprøytebetong som i de fleste tilfellene fremkommer fra sikringsdiagrammet, er neppe egnet ved store vannlekkasjer da betongen vaskes bort. I slike tifelle er det andre tiltak som først må gjøres. Disse synes ikke medtatt i Q-systemet.
4. Vann som bløter opp/vasker ut sleppemateriale og senker friksjonen på sleppemateriale, burde heller tas med i Ja-verdien, eller det kan kanskje anses som et spesialtilfelle i forbindelse med svakhetssoner?
5. Innvirkningen av lekkasjer på sikringsomfanget ifølge Q-systemet er vist i tabell 2.

Tabell 2. Innvirkning av vanntrykk på sikringsomfang for Q = 4 i et tørt bergrom

Vannforhold	**Jw verdi**	**Q verdi**	**Sikring** i 10 m bred tunnel, ESR = 1	
			bolteavstand	**sprøytebetong**
Tørt bergrom, fukt	1,0	4	2,1 × 2,1 m	45 mm
Stor innlekkasje/vanntrykk	0,33	1,3	1,75 × 1,75 m	70 mm
Meget stor innlekkasje/vanntrykk - avtagende	0,1	0,4	1,5 × 1,5 m	100 mm

Det fremgår her at vannlekkasjen i sterk grad innvirker på omfanget av estimert sikring.

Det er klart at vanntrykket vil kunne påvirke forholdene i tunnelen, men det har neppe så avgjørende betydning som innflytelsen av Jw tilsvarer. Ved sprengning vil rissdannelse og omlagring av spenninger oftest føre til drenering slik at vanntrykket på sprekkene nærmest tunnelen reduseres. Dette reduserer innvirkningen fra vanntrykket. Erfaringen fra sprengte tunneler i Norge er da også at vanntrykket sjelden har synlig innvirkning på stabiliteten. Grunnvannstrykket virker således på bergmassene i 'spenningsvollen' godt utenfor tunneloverflaten. Store vannlekkasjer er således mer et driveteknisk enn et stabilitetsproblem. Det er sjelden aktuelt å benytte sprøytebetong slik Q-systemet angir, før lekkasjen avtar eller injeksjon og/eller drenering er utført.

Det er riktignok enkelte forhold der høyt grunnvannstrykk kan innvirke på stabiliteten, for eksempel der det er sprekker uten drenasje nær tunneloverflaten. Dette kan være sprekker nær parallelt heng, vegg eller såle. Slike tilfelle bør fortrinnsvis behandles særskilt. Et eksempel på dette er tilløpstunnelen på Holen kraftverk i 1970-årene der det pga. av en sprekkesone parallelt tunnelen med meget høyt vanntrykk ble utført full betongutstøpning i heng, vegger og såle.

3.3.2 Spenningsfaktor, SRF

"SRF er en komplisert empirisk parameter som beskriver "aktive spenninger". Den kan betraktes som en totalspennings parameter." Barton et al. (1974).

Spenningsforholdene for bestemmelse av SRF er inndelt i 4 kategorier:

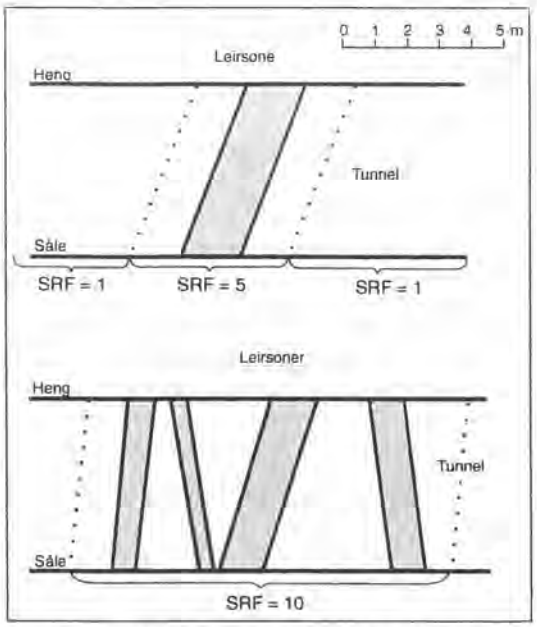
A. Svakhetssoner som skjærer tunnelen
B. Spenninger i harde, kompetente bergarter (eventuelt bergtrykksproblem, som *sprakefjell, bergslag*)
C. Spenninger i inkompetente bergarter (eventuelt plastisk flytning, tyteberg eller 'squeezing')
D. Svellende berg pga. kjemisk svelleaktivitet med tilgang på vann.

Ved bestemmelse av SRF må man først vurdere hvilken av disse kategoriene bergmassene på det aktuelle stedet befinner seg i, og så finne parameterverdien i denne kategorien fra tabellen for SRF.

A. Svakhetssoner som skjærer tunnelen

Svakhetssone er betegnelse på en sone eller lag i berggrunnen der fastheten er lav sammenlignet med den omgivende bergmassens fasthet. Ifølge NBG's håndbok ingeniørgeologi - berg (1985) er slik sone å regne som svakhetssone når den er > 1 dm tykk.

Et viktig trekk ved svakhetssoner er spenningsforandringene i og ved sonen. *"I forbindelse med svakhetssoner kan det helt lokalt oppstå anormale spenningstilstander. Hvis en sone er så svak at den ikke kan overføre de spenningene som er tilstede, kan man på den ene siden ha spenningskonsentrasjoner, mens det på den andre siden er avspent. Det som må vurderes i forbindelse med svakhetssoner når det gjelder SRF-verdiene, er derfor om sonen har noen innvirkning på spenningsforholdene i tunnelen. Slike soner vil normalt bare ha virkning helt lokalt enten i bare selve sonen eller i de nærmeste omgivelsene. Er det flere soner nær hverandre, kan en lengre tunnelstrekning bli påvirket."* (Løset, 1997). Dette er fremstilt skjematisk i figur 9.



Figur 9. Svakhetssoners betydning for SRF (fra Løset, 1997). Øverst enkel sone, nederst hyppig oppireden av soner

Hvordan måle/finne SRF verdi for svakhetssoner?

I tabellen for bestemmelse av SRF for soner kan verdien bestemmes ut fra 7 ulike klasser for disse. Det forekommer svært mange og forskjellige svakhetssoner i berggrunnen. Det er derfor vanskelig ved en slik enkel tabellarisk oppstilling å omfatte alle. Q-systemet benytter en enkel inndeling i:

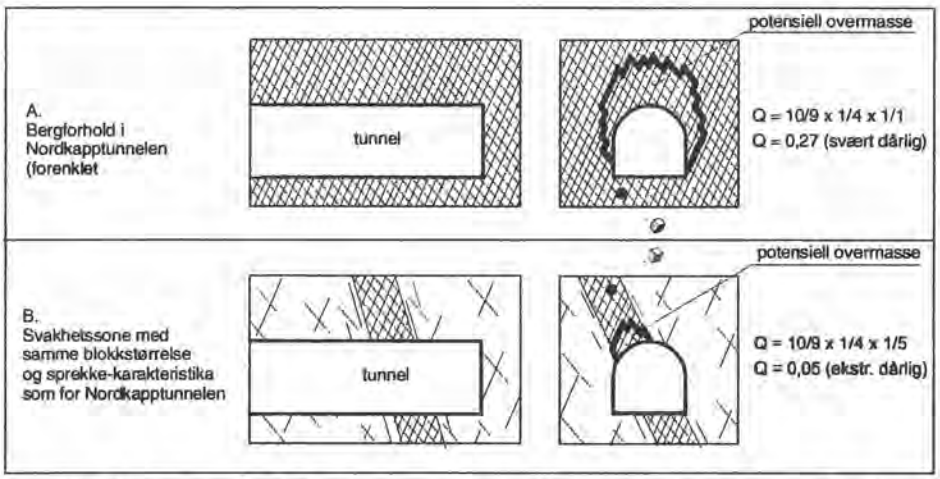
1. Hvordan sonen forekommer, enten som enkel sone, eller det er hyppig opptreden av mindre soner (se figur 9)
2. Innhold av leirmateriale/kjemisk omvandling
3. I hvilket dyp de enkle sonene (i kompetente bergarter) ligger (inndelt i dypere eller grunnere enn 50 m)
4. Sidebergets karakter, - gjelder bare for enkle soner
5. Diverse typer soner (ukonsoliderte åpne sprekker/sterkt oppsprukne soner, 'sukkerbit-berg')

Svært mange soner passer inn i en av disse klassene. Soner i inkompetente bergarter (som fyllitt og andre skifrige bergarter) synes imidlertid i liten grad å være dekket. Videre er ikke soners størrelse med, som stabilitetsmessig sett ofte er den viktigste faktoren. Løset (1990) har imidlertid gitt et bidrag til justering av Q verdien ut fra tykkelse på tynne soner. Dette avhjelper dette noe.

Kommentarer

1. Svakhetssoner med svelleleire er ikke med i de 7 klassene av SRF for soner. Svelleleire er tatt med i SRF for svellende berg, men dekker dette også svellende svakhetssoner?

2. Det er vanskelig å følge logikken i hvordan spenningsreduksjonen/-omlagringen i svakhetssoner får betydning som "*aktive spenninger*" og innvirkning på stabiliteten/sikringen. Slik det er uttrykt i Barton et al. (1974) er det hovedsakelig belastningen ("*rock load*") fra sonen som er ivaretatt i SRF-verdien for soner. Da er det nærliggende å spørre: Hva med sterkt oppsprukne bergmasser som har samme oppsprekning (RQD/Jn) og sprekkefriksjon (Jr/Ja) som i en svakhetssone? Dette forholdet er skjematisk vist i figur 10. I tilfelle A med vesentlig større potensiell overmasse og belastning på sikringen vil SRF-verdien finnes i kategorien "*harde kompetente bergarter*". Ved moderat spenningsnivå blir da SRF = 1. I tilfelle B med svakhetssone blir SRF = 5. Her vil Q verdien gi et sikringsomfang som er vesentlig høyere enn for tilfelle A. I praksis vil det imidlertid være omvendt. Det som i praksis virker inn på stabiliteten her, er silo-virkning i soner, slik det er antydet i figur 10. Effekten av denne avhenger av sonens tykkelse.



Figur 10. Det er stor forskjell på overmasse i en svakhetssone og i sterkt oppsprukne bergmasser pga. silo-virkning. Sammensetningen av bergmassene i sonen (B) er de samme som for bergmassene i (A)

Et eksempel som belyser dette, er forholdene i nordre del av Nordkapptunnelen. Her var det ifølge beskrivelse i en internt notat gjort på stuff 745 m inn fra nordre påhugg:

"Flattliggende lag av finkornet sandstein/kvartsitt med varierende innhold av bladige mineraler. Lagdelingssprekkene er oftest lengre enn 3 m og belagt med kloritt og derfor glatte. Sprekkeavstanden er for det meste 5 - 20 cm. De platene (hellene) som dannes av de plane, godt spaltbare lagdelingssprekkene, synes lett å brekke opp. Sannsynligvis er dette pga. små, uregelmessige riss som er delvis gjengrodd. men som blir aktivisert ved sprengningen."

Dette gir følgende inngangsparametere til Q:
RQD = 10 - 30; Jn = 4 - 9 (2 - 3 sprekkesett); Jr = 1 (glatte og plane sprekker); Ja = 4 (klorittbelagte sprekker); Jw = 1 (ingen lekkasjer); SRF = 1 (moderat spenningsnivå i kompetente bergarter)

Ut fra dette fåes: Q = 0,3 - 1,9 (meget dårlig - dårlig kvalitet). Estimert sikring i heng ut fra Q-systemet for tunnelen med spennvidde 8,5 m: systematisk bolting med bolteavstand 1,5 - 1,9 m; fiberbetong, 50 - 100 mm tykk.

I praksis ble det for store deler av tunnelen i disse bergmassene benyttet full salvelengde. Det var meget ustabile bergmasser på stuff og store overmasser. Følgende sikring var vanlig: sprøytebetong rett etter salven på heng, vegger og stuff; betongutstøpning på stuff for hver salve (for arbeidssikring som også ble den permanent sikringen). Dette er vesentlig tyngre sikring enn det Q-systemet angir.

Det ble foretatt refraksjons-seismiske målinger på sjøbunnen like over tunnelen. Disse viste berghastigheter på Vp = 5000 - 5500 m/s. Beregningsmetoden publisert av Grimstad et al. (1993) for å finne Q-verdien fra refraksjons-seismiske berghastig-heter gir $Q = 10^{(Vp - 3,5)} = 32$ (god), altså langt fra det som ble påtruffet i tunnelen like under. Også i intern NGI rapport (2001) er det til dels funnet dårlig sammen-heng mellom Q-verdier og seismiske hastigheter, spesielt når det gjelder SRF.

Det er hovedsakelig RQD's mangelfulle karakterisering av sterkt oppsprukne og oppknuste bergmasser (se figur 2) som kan forklare at Q-verdiene for bergmassene i Nordkapp-tunnelen ikke er dekkende.

B. Spenninger i harde, kompetente bergarter

Løset (1997) beskriver SRF i denne gruppen slik: *"Generelt beskriver denne gruppen SRF forholdet mellom bergspenningene og bergartsstyrken σ_c i et bergrom. Begge kan måles og SRF kan beregnes ut fra forholdet mellom bergartens enaksiale trykkstyrke og største hovedspenning, eller tangentialspenningen og bergartens enaksiale trykkstyrke."* Denne gruppen omfatter egentlig to stabilitetsforhold: 1) blokknedfall og 2) sprakeberg/bergslag

Hvordan måles/finnes verdier for SRF i harde, kompetente bergarter?

Tilfelle 1, blokknedfall: Verdien for SRF anslås ut fra overdekningen dersom ikke spenningsmålinger er utført.

Tilfelle 2, sprakeberg: Opptrer i overbelastede *sprø, massive* bergarter. I planleggings-fasen må SRF anslås på grunnlag av erfaringer og beliggenhet av anlegget sammenholdt med type bergarter. Under bygging vil verdien for SRF kunne finnes ut fra graden av sprak. Det er intensiteten av bergspenningsytringene og hvor lang tid det går før problemene begynner, som avgjør SRF-verdien.

Kommentarer

Q-verdien/sikringen kunne like gjerne bestemmes direkte (i en egen tabell) ut fra ytringsform uten å gå hele veien om RQD, sprekkesett, ruhet etc. Parameterverdiene i Q-verdien gir imidlertid noe informasjon om bergmassenes beskaffenhet, hvilket kan ha interesse for beskrivelse av bergmassene.

C. Spenninger i inkompetente bergarter (plastisk flytning, tyteberg)

Plastisk flytning forekommer som 'squeezing' eller *"tyteberg"* som NBG's terminologikomité har benevnt det. Fenomenet forekom enkelte steder i Sulitjelma gruver i grønnskifer og fyllittiske bergarter, men er ellers lite utbredt i Norge. Andre steder i verden der det oftere opptrer overbelastning av svake bergarter, for eksempel av enkelte skifre

eller kjemisk omvandlete bergmasser, er dette en stor utfordring ved bygging av tunneler.

Hvordan måles/finnes verdier for SRF for bergmasser med "squeezing"?

Pga. overbelastingen i *"disse plastiske eller deformerbare, svake bergartene benyttes en høy SRF-verdi. Bergoverdekningen vil her kunne være avgjørende for denne."*

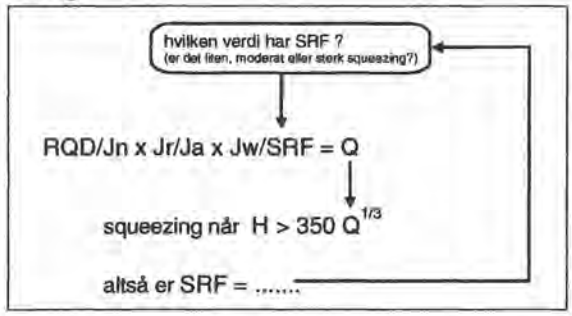
"Graden av flytning/deformering må beregnes eller anslås for å finne verdien i tabellen for SRF." (Løset, 1997).

Kommentarer

1. Bhawani Singh et al. presenterte i (1992) en empirisk metode fra erfaringer i Himalaya bygget på Q systemet for å estimere hvorvidt det oppstår 'squeezing'. Dette inntreffer når tunnelen har en bergoverdekning

$$H > 350\, Q^{1/3} \qquad \text{eq. (2)}$$

Det er imidlertid ikke gitt retningslinjer for hvilke bergarter dette omfatter. I eq. (2) skal altså 'squeezing' ('tyting') finnes ut fra Q-verdien, men i denne verdien ligger det jo allerede en SRF faktor som er bestemt av omfanget av 'squeezing'. Figur 11 viser at hele beregningen i eq. (2) er en 'loop' fordi verdien av $350\, Q^{1/3}$ er sterkt avhengig av hvilken inngangsverdi for SRF-verdi som benyttes for å finne verdien av Q.



Eq. (2) er ukritisk inntatt i artikler om Q systemet uten skikkelig angivelse av de mange begrensningene denne har.

Figur 11. Viser problemet med bestemmelse av Q når den samtidig brukes til vurdering av "squeezing" (tyteberg)

2. Det er vanskelig å forestille seg at en enkel Q-verdi skal kunne dimensjonere et så komplekst forhold som plastisk flyting av bergmasser (tyteberg). Her bør sikringen og andre tiltak dimensjoneres ut fra de særskilte vurderinger som kreves for slike forhold.

D. Svellende berg, kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgang på vann

Også svelling er komplisert og sterkt avhengig av lokale, geologiske og geometriske forhold. Svellende berg kan forekomme både i svakhetssoner/forkastninger og enkelte omdannede bergarter som inneholder med svelleleire (leire med smektitt, montmorillonitt), samt i bergarter med anhydritt/gips.

Hvordan måles/finnes verdier for SRF i svellende berg?

Svellende mineraler kan påvises i borehull, i sprengte skjæringer og i bergrom/tunneler. Men det er meget vanskelig å karakterisere og vurdere svellende berg. På forundersøkelses-stadiet kreves ofte omfattende grunnundersøkelser for å dokumentere forekomst, mengde og type svellende mineral etc for å kunne estimere grad av svelling.

Kommentarer

1. Hva er moderat og hva er intens svelling?
2. Det mangler angivelse av hvilket omfang/forekomst av svellende materialer det dreier seg om. For eksempel betyr erfaringsmessig enkeltslepper med svelleire med godt sideberg lite for stabiliteten.
3. Som for tyteberg er det vanskelig å forestille seg at en enkel Q-verdi skal kunne dimensjonere et så komplekst forhold som svellende berg. Her bør sikringen og andre tiltak dimensjoneres ut fra særlige undersøkelser og målinger som grunnlag for vurderinger for å estimere drivemetode og sikring.

3.4 Bruk av bergrommet, ESR

I tillegg til bergmassekvaliteten (Q-verdien) er det to andre faktorer som er med og bestemmer sikringsopplegget i tunneler og bergrom. Det er sikkerhetskravet som stilles til bruken av bergrommet/tunnelen og dets dimensjoner, dvs. spennvidden (bredden) og vegghøyden. Sikkerhetskravet er i Q-systemet ivaretatt i faktoren ESR ("Excavation Support Ratio"). De ulike typer av bergrom krever ulikt omfang av sikring i samme type (kvalitet) bergmasse.

En vegtunnel vil naturlig ha et strengere krav til sikkerhet enn en vanntunnel. Tabell 3 viser sikringen i en 10 m bred sterkt trafikkert vegtunnel (ESR =1,0) og en like stor vanntunnel (ESR = 1,3) Det fremgår at det er liten forskjell på sikringen i de to tunnelene, dvs. virkningen av ESR er liten. Er dette dekkende?

Tabell 3. Variasjon i sikring med krav til sikkerhet i en vegtunnel kontra en vanntunnel.

Type tunnel	**bredde/ESR**	**Q-verdi**		
		20 (god)	2 (dårlig)	0,2 (meget dårlig)
Vegtunnel	10/1 = 10	bolter 2,5×2,5 m	bolter 1,9×1,9 m; 7 cm sprøytebetong	bolter 1,4×1,4 m; 14 cm sprøytebetong
Vanntunnel	10/1,3 = 7,7	tilfeldig bolting	bolter 1,9×1,9 m; 5 cm sprøytebetong	bolter 1,4×1,4 m; 13 cm sprøytebetong

Et viktig forhold i denne sammenhengen er at sikringen i visse typer bergrom i praksis er bestemt nær uavhengig av bergkvaliteten. Dette gjelder for eksempel hengen i kraftstasjoner. Tidligere skulle det være kontaktstøpt hvelv her, i dag benyttes som regel bolter og fiberarmert sprøytebetong, samme om det er massivt (godt) berg eller mer oppsprukket berg.

4 SAMLET VURDERING AV DEN OPPRINNELIGE Q-VERDIEN

Q-systemet er utviklet for å estimere stabilitet / sikring i tunneler og bergrom. De vurderinger som i det foregående er gjort av de seks inngangsparameterne og av parameteren for sikkerhetsnivå, kan oppsummeres i tabell 4.

Tabell 4. Kommentarer til inngangsparameterne i Q-systemet

Parameter		Kommentarer til anvendelsen i Q-systemet
RQD	Oppsprekningstall (10 - 100) *)	RQD gir unøyaktig angivelse av oppsprekningen, men er i oppsprukne bergmasser ofte tilstrekkelig når usikkerheten i måling og fordeling av sprekkene tas i betraktning. Pga. sin unøyaktighet og begrensede dekningsområde begrenses de bergmassene RQD omfatter, og derved muligheten for bruk av Q-systemet til annet enn sikring. Det stilles derfor et stort spørsmålstegn ved bruk av Q-verdi til for eks. konvertering til RMR eller andre system, for beregning av inngangsparametere (i Hoek-Brown bruddkriterium, etc.), Q_{TBM} eller for beregning av E-modul. Drivemetoden (sprengning etc.) påvirker oppsprekningstallet. I hvilken grad gjør dette seg gjeldende for bruk i Q-systemet?
Jn	Sprekkesett (0,5 - 20)	Det benyttes ofte for mange sprekkesett (for høy verdi for Jn) fordi alle registrerte sett innen et større område anvendes og ikke bare de som opptrer på den enkelte lokaliteten. Drivemetoden påvirker antall sprekkesett.
Jr	Sprekkeruhet (0,5 - 4)	Målingen er ofte unøyaktig og person-avhengig, da den oftest gjøres ved enkle observasjoner. Utilstrekkelig beskrivelse av Jr kan gi unøyaktige verdier.
Ja	Sprekketilstand / sprekkefylling (0,75 - 20)	Skal våt, fuktig eller tørt sleppemateriale benyttes ved bestemmelse av Ja-verdien? Det er ingen enkel og klar angivelse av hva som er delvis eller ingen kontakt ved fylte sprekker. Er 10 cm skjær fornuftig gradering?
Jw	Sprekkevannsfaktor (0,05 - 1)	Denne parameteren har neppe så stor innflytelse som inndelingen og verdiene for Jw tilsier. Vannlekkasje er mer et driveteknisk enn et stabilitetsmessig problem. Vannlekkasjer begrenser bruken av sprøytebetong.
SRF	Spenningsfaktor (2,5 - 10, svakhetssoner) (0,5 - 400, kompetent berg) (5-20, tyteberg, "squeezing") (5 - 15, svelleberg)	SRF har en noe uheldig inndeling og til dels begrunnelse, blant annet for: - Svakhetssoner: sonestørrelse er ikke med, geometri bare delvis. Det er mange begrensninger knyttet til SRF i svakhetssoner. - Spenninger i kompetent berg: sikring i sprakefjell bør bestemmes direkte ut fra observert intensitet. - "Squeezing" og svelling: slike forhold er ikke særlig godt dekket; særskilte vurderinger/beregninger bør gjøres. SRF burde vel heller kalles en "justerings-faktor" (for å få den verdien på Q som gir riktig sikring. Justeringen av SRF fra 20 til 400 for intenst sprakefjell viser at det er slik den egentlig benyttes i Q-systemet.)
ESR	Bruksfaktor (0,5 - 5)	Normer og krav til en del typer tunneler og bergrom bestemmer ofte minimum sikring, til dels uavhengig av bergkvalitet. Disse kravene burde heller angis i en tabell for ulike typer bergrom (kraftstasjonshaller, T-banestasjoner, vegtunneler, etc.).
*) *Tallene i parentes angir variasjonsområdet for parameteren*		

Andre forhold
Q-systemet kobler sammen ulike typer av egenskaper og oppførsel (stabilitet) av bergmasser til ett tall. Dette forenkler systemet, men begrenser bruksområdet og anvendbarheten og oversikten for brukeren.

Geometriske forhold som retning av sprekkene er det vanskelig å få med på en egnet måte i et klassifikasjonssystem. I og med at ugunstigste sprekkesett benyttes i Q-systemet, er noe av denne svakheten oppveid.

Bruken av Jw burde tones ned eller den burde tas med i SRF og/eller Ja når det gjelder å bruke Q-verdien for å bestemme sikring.

Inndelingen og bruk av SRF virker til dels ulogisk. Den skal omfatte et stort spektrum av spenningsrelaterte forhold. Det er vanskelig å se at den bare knyttes til spenninger, en referanse til bruddmekanismer/nedfall kan være mer hensiktsmessig, som for eksempel vist i tabell 5.

Tabell 5. Eksempel på inndeling av bergmassers oppførsel i bergrom

Type instabilitet	**Bergmasse karakteristikk**	**Type bergmasse**
Blokknedfall	Oppsprukne bergmasser	Oppsprukne (diskontinuerlige) kompetente bergmasser
Sprakefjell, bergslag	Overbelastede, kompetente bergmasser	Massive (kontinuerlige) bergmasser
Bukling	* Overbelastede anisotrope/skifrige bergarter	Skifrige bergarter parallelt tunneloverflaten
Tyteberg ("squeezing"), kryp	¤ Overbelastede, inkompetente (plastiske) bergmasser	Blant annet en del glimmerrike, skifrige bergarter
Svellende berg	¤ Svellende bergmasser	Innhold av svellende mineraler (anhydritt, smectitt (montmorillonitt))
Spesielle forhold	¤ Oppknuste og/eller omdannede og/eller leirinfiserte soner	Svakhetssoner, forkastninger, skyvesoner
	* "Mixed ground"	Opptreden av flere typer bergmasser med ulike egenskaper i samme lokalitet
	* Vanninnbrudd	Åpne kanaler, porøse bergarter/løse, granulerte bergmasser under grunnvannsspeilet
	* Bergarten tåler ikke vann (karst etc.)	Kjemisk ustabile bergarter (kalkstein, marmor, evaporitter)
	* Bergarten tåler ikke luft, den smulderer opp ("slaking")	Enkelte forvitrede bergarter, visse typer slamsteiner
** ikke medtatt eller dekket av i Q-systemet*		
¤ forfatterne mener dette er utilstrekkelig dekket av Q-systemet		

Ut fra det foregående fremgår det klart at det ikke kan være riktig å bruke Q verdien ukritisk til andre typer beregninger eller å beregne Q-verdien ut fra andre systemer eller fra geofysiske målinger (refraksjonsseismikk). Heri ligger det for mange begrensninger og farlige muligheter for feil.

5 UTVIKLING AV Q-SYSTEMET SIDEN LANSERING

Siden Q-systemet ble lansert for nær 30 år siden har det fått stor oppmerksomhet internasjonalt. Det har nok vært mindre interesse for bruk og utvikling av Q systemet i Norge enn i andre land. Dette gjenspeiles i de relativt få presentasjonene om Q systemet på høstkonferansen (Fjellsprengningskonferansen/Bergmekanikkdagen) i forhold til hva som er publisert internasjonalt:

1986: Klassifikasjon av bergmasser med hensyn til stabilitet i tunneler. Nye erfaringer med Q-metoden.

1990: OL ishall i fjell med 60 m spennvidde - bergmekaniske undersøkelser.

1993: Tunnel sikring ved NMT basert på borkjernelogging.

1999: Q_{TBM} - En ny metode for vurdering av fremdrift ved TBM-boring.

Gjennom en rekke artikler og publikasjoner i tidsskrifter og på konferanser har forbedringer av Q-systemet dukket opp; ikke minst har forfatterne av Q-systemet lansert mange nye mulige bruksområder og anvendelser. Tabell 6 viser en oversikt over hvilken utvikling/utvidelse Q-systemet har fått. Det er sikkert mange artikler som forfatterne av denne presentasjonen ikke har fått med seg, men tabellen skulle allikevel gi en oversikt over utviklingen.

Tabell 6. Utvikling av Q systemet

År	Utvikling	Referanse
1974	Q-systemet lanseres	Barton N., Lien R. og Lunde J.: Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics
1977	Bruk av Q-systemet for: - sikring av vegger - arbeidssikring	Barton N., Lien R. og Lunde J.: Estimation of support requirements for underground excavation. 16. Symposium on Rock Mechanics
1980	Bruk av Q-systemet for beregning av inngangsparametere til Hoek-Brown bruddkriterium for bergmasser	Hoek E. and Brown E.T.: Underground excavations in rock. Bok utgitt av Institution of Mining and Metallurgy
1988	Nytt diagram for sikringsbestemmelse (forenkler denne)	Grimstad E. og Barton N.: Design and methods of rock support. Norwegian tunnelling today. Norwegian Soil and Rock Engineering Assoc., publ. nr. 5
1990	Sikring av smale svakhetssoner	Löset F.: Bruk av Q-metoden for sikring av smale svakhetssoner og arbeidssikring. Norges geotekniske institutt, intern rapport.
1991	Beregning av Q verdier fra seismiske berghastigheter	Barton N. (1991): Geotechnical design. World Tunnelling.
1992	Introduksjon av NMT ("Norwegian method of tunnelling") hvori Q systemet utgjør en viktig del	Barton N. et al.: Norwegian method of tunnelling. World Tunnelling
1992	Beregning av "squeezing" ved hjelp av Q	Bhawani Singh et al.: Correlation between observed support pressure and rock mass quality. Tunnelling and Underground Space Technology.
1993	Oppdatering med: – justering av verdier for SRF – bruk av nye sikringsmetoder – beregning av deformasjonsmodul for bergmasser	Grimstad E. og Barton N.: Updating of the Q-system for NMT. International Symposium on Sprayed Concrete.

1995	Innføring av trykkfasthet i Q-verdien ved introduksjon av Qc	Barton N.: The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. Keynote lecture, 8th ISRM Congress.
1999	Q_{TBM}	Barton N.: TBM performance estimation in rock using Q_{TBM}. Tunnels & Tunnelling.
2001	Q systemet benyttes for vurdering av injeksjon	Barton N. et al.: Strengthening the case for grouting. Tunnels & Tunnelling.
2002	Videreutvikling av Q, oppsummering	Barton N.: Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.

Som det fremgår over er systemet utviklet og utvidet ved at nye parametere er blitt innlemmet i systemet og til tider er også uttrykk blitt modifisert. Det har vært vanskelig for brukerne av systemet å følge med i dette, da ikke alltid er lett å skaffe seg de ulike tidsskrift og konferansekompendier som er benyttet. Den siste artikkelen til Barton (2002) gir imidlertid en god oversikt over hva status er i dag og avhjelper noe av dette behovet.

Av tabell 6 og av Barton (2002) kan en lett få inntrykket av at Q-systemet kan brukes til omtrent alle typer beregninger og vurderinger innen bergteknikk og at det derved representerer et noe nær generelt system. Dette er langt fra tilfelle. Et viktig forhold i den sammenhengen er hvilke begrensninger systemet har. Forfatterne/utviklerne av systemet har i liten grad gitt klare begrensninger for bruken. De har snarere på en ukritisk måte innført nye bruksområder for systemet, slik det er vist i tabell 6. Få eller ingen artikler omtaler begrensninger - verken når det gjelder type bergmasse, stabilitetsproblem, bergrom, eller når det gjelder bergartsegenskaper. Opplysninger om systemets begrensinger bør snarest gjøres kjent.

6 Q_{TBM} – FORLØSNING ELLER FORLIS?

6.1 Hva innebærer Q_{TBM}?

6.1.1 Behov for TBM prognoser

Nick Barton introduserte Q_{TBM} i en artikkel i Tunnels & Tunnelling, September 1999. Fredrik Løset presenterte metoden her på Bergmekanikk-dagen i november 1999. Detaljert forklaring finnes i boken "*TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock*", Barton (2000). Gjennomgangen i dette kapitlet refererer seg til fremstillingen i boken.

Behovet for gode prognosemodeller for TBM er uomtvistelig, og omfatter:

- Netto inndrifter, kutterlevetider
- Utnyttelsesgrad og brutto inndrift over prosjektet
- Kostnader
- Sammenlikning med konvensjonell drift (D&B = drill and blast)

Det kan her nevnes at det på NTH/NTNU siden 1976 har vært utviklet og oppdatert en prognosemodell for TBM som søker å dekke dette behovet. Denne har fått utbredt bruk i Norge og etter hvert også utenlands.

Barton ser på netto og brutto inndrift, og diskuterer tentativt sammenlikning med D&B.

6.1.2 Hva kreves av en TBM prognosemodell?

En fullstendig modell må inkorporere:

1. Geologiske/geotekniske faktorer. For disse bør det benyttes parametere som er rimelig tilgjengelige, ved kartlegging og/eller testing. Dette er nødvendigvis ikke lett å tilfredstille.
2. Maskintekniske faktorer. Det er åpenbart at her bør de vesentligste være med, men vel og merke på en slik måte at beskrivelses- og tolkningsfasen for geo-data ikke blandes samme med de mange trinn i utvelgelse av TBM og overslag over mulig ytelse.
3. Organisatoriske faktorer. Det er klart at disse ikke kan behandles som statistiske data. Ikke alle erfaringer er like relevante, eller de bør sorteres etter helt andre typer kriterier enn rent tekniske.

For de to første sett av faktorer kan en anvende kjente teknikker fra (robust) empirisk databehandling, inkludert nødvendig sortering og normalisering av data.
Barton ser på de geologiske og geotekniske faktorer, pluss mate-kraft alene av de maskintekniske. Utgangspunktet er derved ufullstendig. Ambisjonsnivået er imidlertid høyt, idet han forsøker å favne alle tre typer av faktorer.

Henger det på greip?

6.2 Hovedformler

6.2.1 Formel for netto inndrift

Formelen for netto inndrift lyder $PR = 5 \times (Q_{TBM})^{-1/5}$

PR = Penetration Rate, netto inndrift, m/time
Q_{TBM} = "Forbedret" Q-verdi relevant til TBM inndrift

Formelen er utviklet etter 'prøve-og-feile' metoden ved sammenlikning med TBM erfaringsdata. Barton har brukt varierte kilder av data fra litteraturgjennomgåelse. Mye av dette er interessant lesning og gir oppfrisking av både kjente erfaringer og sammendrag fra nye undersøkelser. Naturlig nok er Barton's fokus på de geologiske/geotekniske faktorene.

Som en umiddelbar observasjon til formelen ser man at høyere Q_{TBM} gir lavere PR. Omvendt gjelder dette bare ned til et visst nivå, som vil bli vist i det følgende.

6.2.2 Hovedformler for brutto inndrift

Disse lyder: $AR = U \times PR$ og $U = T^m$ dvs.: $AR = PR \times T^m$

AR = Advance Rate = brutto inndrift, m/time
U = utnyttelsesgrad, % (tidsavhengig)
T = total-tid
m = gradient for redusert ytelse med økende tid (negativ)

Parameteren 'm' omtales som "*gradient of deceleration*". Med denne forsøker Barton å uttrykke den kjente effekt at utnyttelsesgraden er tidsavhengig, og at den gjerne synker med økende tid. Dette forklares med at ettersom tunnelen blir lengre, øker ofte forekomst av ekstreme forhold, f.eks. hardere bergarter, mektigere knusningssoner etc, dvs. en slags Weibull's effekt i stor skala.

På liknende måte øker kanskje forsinkelser pga. økende andel av opptreden av maskinreparasjoner, transportproblemer etc, selv om endel av dette kunne ha vært unngått.

Barton understreker viktigheten av at erfaringsdata for utnyttelsesgrad refereres i forhold til tidsramme. Tallene vil naturlig være forskjellige om fokus er på en uke (f.eks. den beste) eller på et år. Dette er riktig nok.

Imidlertid er det ikke bare uvant å bruke totaltiden, dvs. 24 timer i døgnet, hele uken, alle uker i året som referanse-ramme. Det kan også bli misvisende, og i alle fall tungvint å bruke, når ferier og tid som ikke utnyttes til arbeidsskift (f.eks. pga. lokale arbeidstidsbestemmelser) behandles på samme måten som forsinkelser pga. geologiske forhold og unngåelige eller u-unngåelige maskinproblemer.

Utnyttelsesgrad er tradisjonelt i Norge definert i forhold til tilgjengelig tid. Dette er også internasjonalt anerkjent og anvendt.

6.2.3 Talleksempel

Et enkelt talleksempel kan gi en første illustrasjon:

For $Q_{TBM} = 1$ (på angitt grense mellom 'good' – 'very good', se figur 12) blir netto inndrift:

$$PR = 5\times(Q_{TBM})^{-1/5} = 5\times1^{-1/5} = 5 \text{ m/time}$$

Kombinert med en 'ytelses-gradient' m = - 0.2, som angis som en typisk middelverdi, får vi: $T = 24\times365 = 8760$ timer

$$U = T^{m} = 8760^{-0.2} = 0{,}16 \text{ eller } 16\ \%$$

$$AR = 5\times0.16 = 0.8 \text{ m/time (dvs. ~7 km over ett år)}$$

Sammenliknes dette med den vanlige måte å referere utnyttelsesgrad som boretid i forhold til *tilgjengelig tid* på, får en f.eks. for 46 uker av 110 skift-timer:

$$\text{Utnyttelsesgrad} = (8760\times0.16)/(46\times110) = 0.28 \text{ eller } 28\ \%$$

Det er åpenbart behov for en klargjøring: utilgjengelig tid kan ikke slås i samme kategori som forsinkelser av forskjellige grunner, verken for planlegging eller oppfølging.

Fokus på langtids-utnyttelse er bra, utelatelse av 'tilgjengelig tid'-begrepet er ikke bra.

6.3 Q_{TBM} – komplett formel og vurdering

6.3.1 Oversikt over parametere

En "*preliminary*" utgave av formelen ser slik ut:

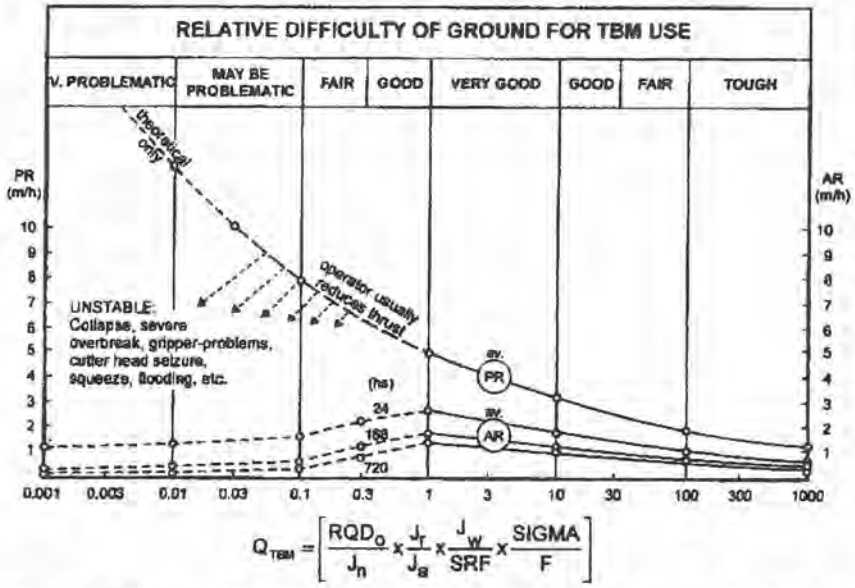
$$Q_{TBM} = (RQDo/Jn)\times(Jr/Ja)\times(Jw/SRF)\times(SIGMA/F)$$

Denne er brukt som x-akse i figur 12 (Figure 44 i Barton, 2000), som det vil bli referert til i etterfølgende diskusjon. I sin fulle bredde lyder formelen:

$$Q_{TBM} = (RQDo/Jn)\times(Jr/Ja)\times(Jw/SRF)\times(SIGMA/F^{10}/20^{9})\times(20/CLI)\times(q/20)\times(\sigma_\theta/5)$$

RQDo = orientert RQD, langs tunnelakse
Jn, Jr, Ja, Jw, SRF er gamle kjenninger fra Q-systemet
SIGMA = bergmasse-fasthet som utrykkes som $5\gamma Qc^{1/3}$ der $Qc = (\sigma_C/100)\times Qo$ eller som $5\gamma Qt^{1/3}$ der $Qt = (I_{50}/4)\times Qo$ (Qo er orientert Q)
F = matekraft pr kutter, tonn (~10 kN)

CLI = Cutter Life Index (etter NTH/NTNU)
q = kvartsinnhold, %
σ_θ = gjennomsnittlige biaxial-spenninger langs stuff, MPa



Figur 12 Netto inndrift (PR) og brutto inndrift (AR) som funksjon av et foreløpig uttrykk for Q_{TBM} (Figure 44, Barton, 2000)

De første tre leddene er de samme som i Q-systemet, bortsett fra at RQD nå er orientert langs tunnelaksen som RQDo. Bemerk at med SIGMA i telleren i fjerde ledd kommer alle disse parameterne inn på nytt, nå korrigert for bergartsfasthet.

Vi tar dette ledd for ledd ..

6.3.2 RQDo/Jn (~blokkstørrelse)

Brøken RQD/Jn sies å utrykke et mål for relativ blokkstørrelse. Som tidligere nevnt i kap. 3, er dette en meget sterk forenkling.

RQDo, dvs. RQD orientert langs tunnelaksen, er like vanskelig å forestille seg som RQD i andre retninger. Hvis det brukes data fra kjernelogging eller fra overflatekartlegging må en gå via de mer grunnleggende parametere, dvs. sprekke-avstand og vinkel.

RQDo er ufølsom for høye og lave frekvenser av stikk og sprekker, som tilfellet er for RQD. Dette er minst like uheldig for anvendelse i sammenheng med TBM som for stabilitet, i alle fall for netto inndrift. For borbarheten vil RQDo ikke skille godt nok, parameteren er rett og slett ikke egnet.

Jn følger antall sprekkesett, orienteringen teller ikke. Sprekkesettene må telles med omhu, ellers får man lett for store utslag.

Den samlede virkningen i forhold til TBM inndrift er ikke lett å ha noen følelse for.

Kombinasjonen av en ufølsom, uegnet og en svært følsom parameter er tvilsom.

6.3.3 Jr/Ja (~ skjærfasthet på sprekkeflater)

Dette leddet er en kjenning fra Q-systemet, der:
Jr = tall for sprekkeruhet ("joint roughness number"), og
Ja = tall for sprekkefylling ("joint alteration number")

I Q-systemet gjelder tallene for ugunstigste sprekkesett mht. stabilitet. For Q_{TBM} angir Barton at det er mer relevant å bruke verdier for det sprekkesett som er gunstigst for borbarheten. Dette er rimelig. Det gunstigste settet vil ofte være et som står med en butt vinkel til tunnel-aksen, noe som gir liten innvirkning på stabiliteten.

Som inndrifts-indikator i Q_{TBM} vil en lavere Jr/Ja (pga. lavere ruhet og/eller økende sprekkefylling) indikere en høyere (potensiell) inndrift. Dette er riktig i utgangspunktet. Der hvor redusert stabilitet medfører behov for sikring rett bak borehodet (f.eks. bolter og nett), må gjerne inndriften reduseres for at sikringen skal kunne henge med. Dette har Barton innsett, og antyder at for $Q_{TBM} < 1$ må matekraften reduseres. Noen hjelp til anslag av denne reduksjonen gis ikke.

Egentlig er dette ganske komplekst. Hvis en borer med raske boreflytt, men må vente på installasjon av sikringsmiddel, hører reduksjonen hjemme under utnyttelsesgrad. Bores det langsomt (med redusert matekraft) slik at sikring installeres fortløpende, er matekraft-reduksjon prinsipielt en riktig behandling.

Parameterne er rimelig relevante for borbarheten. Den reduserende effekten på stabilitet fanges ikke opp.

6.3.4 Jw/SRF ('aktive spenninger')

Dette leddet er kanskje det som er vanskeligst å forstå og bruke i Q-systemet. Det gjelder også når det anvendes i Q_{TBM}. Som tidligere omtalt er
Jw = sprekkevanns-tall (verdi for "water softening, inflow and pressure effects") og
SRF = spennings-faktor ("stress reduction factor")

For Jw må det anføres alvorlige innvendinger mot anvendelsen som indikator for netto inndrift. Fuktig eller vannmettet bergart vil riktignok kunne bores litt raskere enn tørre bergarter. Imidlertid er det aller meste av skalaen for Jw (se tabell 1) irrelevant og direkte misvisende, idet den faktisk medfører at store vann-innstrømminger skulle gi (potensielt) økt netto inndrift for TBM, siden redusert Jw for økt vanninnstrømming gir lavere Q_{TBM}. Dette kan ikke korrigeres med matekraft-reduksjon, som ikke har noe med dette å gjøre. Innvirkning av vanninnstrømming må i stedet behandles i forbindelse med utnyttelsesgrad.

Med hensyn til høye spenninger, så er det observert at dannelse av spenningsriss foran stuff i massive bergmasser kan gi økt inndrift. Dette nødvendiggjør imidlertid ofte en redusert matekraft, pga. slagpåkjenninger på kuttere og borehode. En økning i SRF pga. økte spenninger kan indikere økte stabilitetsproblemer for TBM. Høye spenninger kan medføre at det ikke kan bores fortere enn at sikring bak borehodet kan henge med, men det blir jo den motsatte effekten av den som faktisk simuleres. Igjen kommer behovet for behandling av matekraft-utnyttelse inn. Parameteren hører mer hjemme under utnyttelsesgrad.

Jw/SRF er uoversiktelig, og lite relevant for TBM netto inndrift.

6.3.5 SIGMA (rock mass strength)

Barton indikerer at SIGMA representerer 'boremotstand' uttrykt ved:

$$SIGMA = 5\gamma Qc^{1/3} \text{ eller } 5\gamma Qt^{1/3}$$

Qc = $(\sigma_C/100)\times Qo$ for ugunstige sprekkevinkler (liten vinkel til tunnelakse):
Qt = $(I_{50}/4)\times Qo$ for gunstige sprekkevinkler (stor vinkel til tunnelakse).
γ = egenvekt, g/cm^3
σ_C = trykkfasthet, MPa
I_{50} = punktlast-index for 50mm kjerner, MPa
Qo = orientert Q

Dette skal gi en *"fine-tuning"* for anisotropi. Tanken er at ved ugunstige vinkler til sprekker eller skifrighet dominerer 'knusende' boring, som kan simuleres med trykkfasthet. Ved gunstige vinkler dominerer avskalling. som bedre simuleres med et mål for strekkfastheten. Dette er ikke urimelig i seg selv.

Bemerk imidlertid at nå introduseres hele 'pakken' av Q-parametere på nytt (opphøyd i 1/3), nå korrigert for bergarts-fasthet, som jo mangler i Q-systemet. Den samlede effekten blir etter hvert svært uoversiktelig.

Hele 'pakken' av Q-parametere er med på nytt, korrigert for fasthet (som mangler i Q).

6.3.6 F (matekraft per kutter)

Matekraften, målt i tonn (~10kN) per kutter, er den viktigste maskinparameteren for TBM. For å kunne modellere netto inndrift (PR) i m/time introduserer Barton denne i Q_{TBM}.

Matekraften er normalisert mot 20 tonn, som er rimelig typisk for 17" (432mm) kuttere i massivt fjell. Matekraften er ført inn som $F^{10}/20^9$ for å få den nødvendige tyngde i $PR = 5\times(Q_{TBM})^{-1/5}$. Dette begrunnes med at PR gjerne tilnærmet følger en funksjon av matekraft i andre potens. Dette er ikke urimelig som et utgangspunkt. På denne måten gir F en kraftig effekt på Q_{TBM} og (potensiell) netto inndrift.

Barton angir at *"operator usually reduces thrust"* for Q_{TBM} under 1 ('good' - 'very good'). Eksempler på grunner til dette er diskutert over.

Virkningen av matekraft på netto inndrift er meget viktig. Det betyr imidlertid ikke at en maskinparameter har noe å gjøre i et system for beskrivelse eller klassifikasjon av bergmasser. Dette forholdet alene gjør det umulig å bruke Q_{TBM} som en 'verdi' som kunne oppgis for en tunnel eller delstrekninger av denne. Ingeniørgeologen måtte da tolke hvilken type TBM, dens kapasitet og tilstand, som skulle legges til grunn. Det er han eventuelt ikke kvalifisert for, i alle fall hører denne oppgaven hjemme i et senere trinn enn fremskaffing av relevante geo-data, samt beskrivelse og tolkning av disse.

Selvsagt er det nødvendig for planlegging og sammenlikning av alternativer å gjøre konkrete overslag over netto fremdrift for 'typiske' TBM, men det må tas som et eget utredningstrinn. Hvis Barton mener at Q_{TBM} nettopp skal brukes som et verktøy for et slikt utredningstrinn på planleggings- eller anbudsstadiet, så er modellen for enkel med hensyn til maskinparametere. Det er for unyansert å bruke matekraft alene som maskinparameter for de mange typer TBM som brukes. Dette nivået ble passert for over 20 år siden i NTH's prognosemodell-utvikling.

Det er fundamentalt feil å inkludere maskinparametere i en beskrivelse av bergmasser.

6.3.7 SIGMA/($F^{10}/20^9$)

Barton uttaler at det enklere leddet SIGMA/F ble forsøkt først, så erstattet av 'power'-versjonen for å gi sterkt nok utslag på Q_{TBM}, som nevnt i forrige seksjon.

Dette leddet kan sies å gi et uttrykk for 'boremotstand' over 'påvirkning', som det inverse av 'effekt' eller borbarhet. Også andre borbarhets-systemer må defineres i forhold til 'påvirkningen', dvs. anvendt utstyr og hvordan det opereres. Hvis en bestemt borbarhets-parameter skal anvendes for andre typer av utstyr enn det som det var utviklet og korrelert for, må nye empiriske sammenhenger etableres. Dette hopper Barton over, og slår alle TBMer under ett.

Ved sammenlikning med endel rapporterte erfaringsdata for TBM 'påviser' han at netto inndrift i m/time kan sammenliknes ved bruk av dette leddet uavhengig av andre parametere. Dette neglisjerer f.eks. forskjellen mellom skjoldmaskiner og åpne TBM. Han nevner så vidt dreiemoment, og hvordan dette under boring kan variere i forhold til matekraft, men ikke hvordan dreiemoment-kapasiteten kan variere sterkt for forskjellige TBM, og derved påvirke oppnåelig netto inndrift. Omdreiningstall nevnes så vidt, kuttertyper og kutter-konfigurasjoner neglisjeres. Slike faktorer er jo vanskelige å kvantifisere og er ikke inkludert i alle prognosemodeller, men som kanskje heller ikke gir seg ut for å være altomfattende.

Dette leddet synes å korrumpere Q_{TBM} som en 'verdi' for beskrivelse eller klassifikasjon av bergmasser og er for enkel for en prognose-modell som tar mål av seg til å inkludere maskinparametere.

Lavere SIGMA og høyere F gir lavere Q_{TBM} og indikerer høyere netto inndrift (PR). Den omtalte begrensning i PR under $Q_{TBM} = 1$ på grunn av nødvendig matekraft-begrensning er antydet i figur 12.

Angående matekraft bemerkes til slutt at Barton noen steder omtaler effekten av matekraft på en uklar måte, idet det vises til at PR noen ganger synker med økende matekraft. Dette skjer imidlertid kun hvis bergarten samtidig blir sterkere eller bergmassen mer massiv. Det er heller ikke klart om han skiller, eller har forstått, forskjellen mellom den skarpe økning i PR som kan observeres under matekraft-økninger for en spesifikk TBM (f.eks. under lokale inntrengnings-tester), og den forskjell som opptrer mellom TBM med forskjellige kutterstørrelser og tilhørende forskjell i matekraft-nivå (men også i kutteravstander etc).

Innvirkning av matekraft er uklart forklart (forstått?)

6.3.8 (20/CLI)×(q/20) ('abrasivitet')

For enkelthets skyld omtales disse to leddene under ett, idet de begge gjelder abrasivitet (i vid forstand). CLI = Cutter Life Index (fra NTH/NTNU prognosemodell), q = kvartsinnhold, målt i %

Normaliseringen mot CLI = 20 og q = 20 % er separat sett rimelig. Det er vel kjent at lave CLI-verdier og høye kvartsinnhold gir korte ring-levetider. Parameterne er ikke helt uavhengige.

Barton's begrunnelse for å inkludere disse leddene i Q_{TBM} er at sløve kutter-egger gir lavere PR. Imidlertid er denne effekten kortvarig og lite signifikant totalt sett for dagens 'konstant-tverrsnitt' kuttere, som jo er ganske 'butte' også som nye.

Erfaringsdata kan tyde på at Q_{TBM} ved dette er blitt overfølsom for abrasivitet. For en generell parameter for inndrift er dette et unødvendig 'raffinement'.

Virkningen av 'skarp' kutter-egg er kortvarig og neglisjerbar totalt sett for dagens 'konstant-tverrsnitt' kuttere

6.3.9 $\sigma_\theta/5$ (spenninger på stuff)

Dette leddet skal korrigere for den effekt at høye spenninger på stuff kan forårsake utfall som resulterer i redusert PR, altså den motsatte effekten av eventuell hjelp fra avskalling.

σ_θ = tangentialspenning på stuff ("average biaxial stress on tunnel face")

Dette er begrunnet ut fra utfall pga. høye spenninger i stuff og vegger, som nødvendiggjør eller resulterer i lavere matekraft. Den samlede virkningen mot SRF er vanskelig å vurdere. Det synes som om denne parameteren heller kunne vært utnyttet som en støtteparameter for anslag av matekraftreduksjon og kanskje også for utnyttelsesgraden. Effekten av høye spenninger er også sterkt avhengig av maskintype og utrustning.

Normaliseringen mot 5 MPa er begrunnet ut fra at det normalt ikke opptrer noen reduksjon av inndrift pga. spenninger inntil ~100 m dyp. Dette synes å være et lavt tall.

Altfor enkel behandling av komplekst problem, som er sterkt avhengig av TBM-type.

6.4 m ("gradient of deceleration")

6.4.1 Medvirkende faktorer

Parameteren 'm' er en slags ytelses-indikator, som reduserer utnyttelsesgraden i forhold til totaltiden:

$AR = U \times PR$, $U = T^m$, dvs.: $AR = PR \times T^m$

Parameteren sies å utrykke "*coupled performance*" av TBM og bergmassen, samt faktorer som:

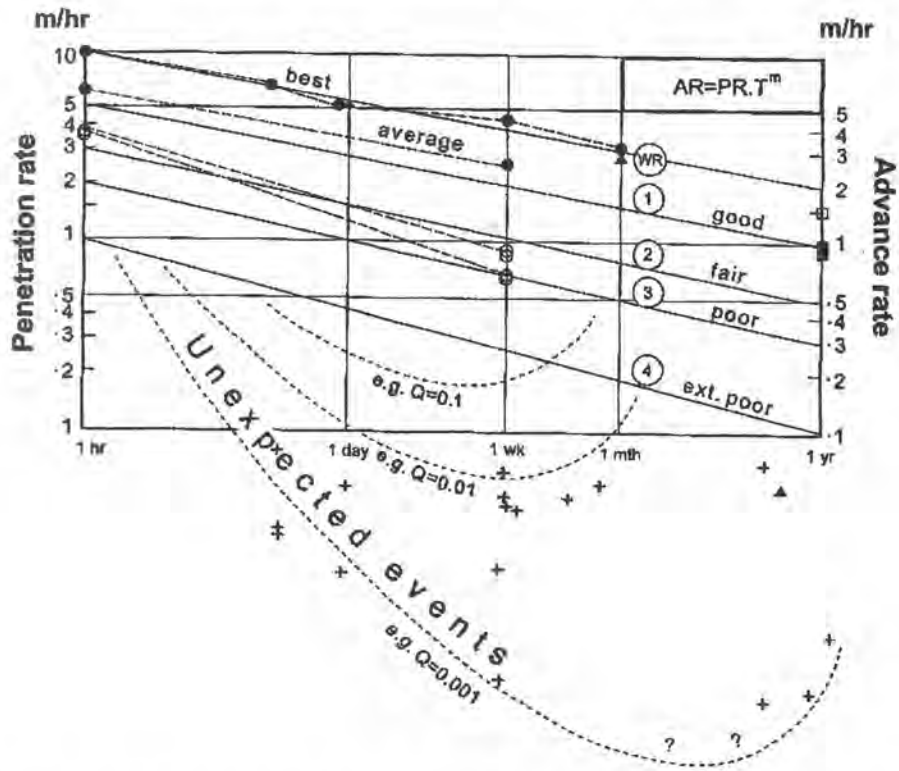
- nivå av forundersøkelser
- maskin-design
- stabilitets-sikrings-design
- tunnel management

Dette er interessant i utgangspunktet, men følges ikke opp idet innvirkningen av disse faktorene, som omfatter både maskintekniske og organisatoriske, ikke er angitt utover med adjektiver for forskjellige nivåer som vist i tabell 7.

Denne inndeling stammer fra en plotting av 'performance' data for 145 tunneler, som danner bakgrunn for linjene i figur 13. Blant kjente anlegg nevnes f.eks. Meråker under WR-kategorien og VEAS-tunnelen i Oslo i relasjon til innvirkningen av systematisk forinjeksjon.

Tabell 7 Nivåer av 'm' som ytelses-indikator

Nivå	Betegnelse	m-verdi
WR	World record	- 0.15
1	Good	- 0.17
2	Fair	- 0.19
3	Poor	- 0.21
4	Extremely poor	- 0.25
	Typical mean	- 0.20
	Pre-injection delays	- 0.45
	Unexpected events	- 0.5 to – 0.9 (temporary)



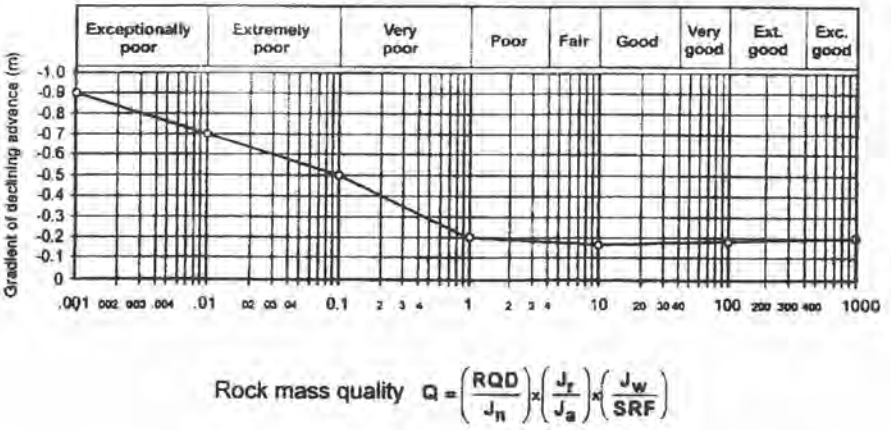
Figur 13. Redusert brutto inndrift (AR) som funksjon av totaltid og 'performance'- nivå (Figure 34, Barton, 2000)

Dette ser interessant ut, men ved forsøk på bruk innses raskt at det er vanskelig å velge nivå ut fra adjektivene alene.

Meget følsom parameter, verdi må velges med omhu ..

6.4.2 m-verdi fra Q

Barton gir en veiledning hvordan m-verdien kan velges ut fra bergmassens kvalitet uttrykt ved Q (ikke Q_{TBM}). Dette er vist i figur 14 (Figure 45, Barton, 2000) med avlesning gjengitt i tabell 8.



Figur 14. Foreløpig anslag av m-verdi som en funksjon av Q (Figur 45, Barton, 2000)

Tabell 8. m-verdier lest ut av figur 14

Q-verdi	Kvalitet	m-verdi
1000	≥ Exceptionally good	- 0.20
100	Very to Extremely good	- 0.19
10	Fair to Good	- 0.18
1	Very poor to Poor	- 0.20
0.1	Extremely to Very poor	- 0.5
0.01	Exceptionally to Extremely poor	- 0.7
0.001	≤ Exceptionally poor	- 0.9

I figur 14 ses at det indikeres et optimum for Q = 10 ('fair' – 'good'). Det kan synes rimelig ved første øyekast. Imidlertid er det litt vanskelig å innse hvorfor utnyttelses-graden skulle synke fortere for svært gode bergmasse-kvaliteter uttrykt ved hjelp av Q. I massivt berg er utnyttelsesgraden gjerne på det høyeste. Høy Jw pga. lite vann eller lav SRF (få svakhetssoner eller moderate spenninger), som gir høyere Q, burde heller ikke trekke ned utnyttelsesgraden.

Hvis tanken er at massivt fjell ofte også har høy bergartsfasthet, og eventuelt abrasivitet, og derved røyner mer på TBM, burde dette i stedet vært tatt inn på en annen måte, idet bergartsfasthet og abrasivitet ikke inngår i Q.

Verre er at det ikke er angitt hvordan verdier etablert fra Q skal kombineres med de andre faktorene som nevnt over og uttrykt i tabell 7. Riktignok er det lettere å tilpasse seg gode fjellforhold og derved oppnå verdensrekorder, enn å oppnå dette i dårlig fjell. Imidlertid kan f.eks. maskin-design og organisasjon være elendig uavhengig av fjellforholdene.

I beste fall er dette uferdig. Eksempler på misforståelser eller misbruk (bevisst eller ubevisst) finnes allerede.

Kombinasjonen med andre faktorer enn Q er uklar.

6.4.3 Komplett formel for 'm'

Den komplette formelen for 'm' lyder:

$$m \approx m_i \times (D/5)^{0.20} \times (20/CLI)^{0.15} \times (q/20)^{0.10} \times (n/2)^{0.05}$$

m_i = basis utledet fra Q (+ andre faktorer?)
D = tunnel diameter, m (normalisert mot 5m)
CLI = Cutter Life Index (NTH/NTNU)
q = kvartsinnhold, %
n = porøsitet, %

Her synes m_i å være utledet av figur14, dvs. fra Q, muligens justert etter skjønn for de andre nevnte faktorene.

Tunneldiameteren er tatt inn, normalisert mot 5 m. Dette synes begrunnet ut fra at større tunneldiameter gir redusert stabilitet, selv om det i større tunneler er mer plass til å takle problemene.

De to neste leddene er begrunnet ut fra abrasivitet, forsterket av porøsitet i siste ledd. Det siste forklares med at porøse (og svake) bergarter, som samtidig er abrasive, kan gi 'selvskjerping' (dvs. sterk slitasje på siden av kutteregen), noe som kan gi redusert kutterlevetid. Imidlertid kan dette også gi økt netto inndrift, så det er et spørsmål om ikke det siste leddet heller eller også burde være med i Q_{TBM} pga. innvirkningen på PR.

Porøsitet skulle snarere vært med i Q_{TBM}.

6.5 Oppsummering for Q_{TBM}

I sum synes Q_{TBM} å være svært uoversiktelig. Mange geo-faktorer puttes i én stor gryte, der Q er den viktigste spikeren, men der også andre parametere tilsettes. Det er klart at prognose-modeller som forsøker å gape over det meste, lett får mange parametere og blir tungvinte å bruke. Det er imidlertid viktig at en da beholder muligheten til eller tvinges til å se virkningen av de enkelte faktorene. Førsteinntrykket er at Q_{TBM} kamuflerer i stedet for å klargjøre, ikke minst pga. den komplekse inkorporeringen av Q (som også er beheftet med svakheter) med diverse modifikasjoner.

Endel parametere er irrelevante eller direkte misvisende for netto inndrift. Det synes å være fundamentalt feil å inkludere en maskin-faktor (matekraft) som variabel; dette ødelegger klassifikasjonen av bergmassen som sådan. Som et prognose-verktøy blir Q_{TBM} overforenklet med hensyn til maskinparametere.

Q_{TBM} henger ikke på greip.

6.6 Oppsummering for 'm'

a. Parameteren er ufullstendig (utviklet), idet selv elementære maskinelle og operasjonelle faktorer mangler.
b. Grunnlaget i forhold til Q er svært følsomt, tilsynelatende influert av ønske om å beskrive alle mulige og umulige situasjoner ut fra geologiske/geotekniske forhold (alene).
c. F.eks. er grad av forberedelse og egnethet av TBM ikke avhengig av bergmassen, men av tolkning og forståelse av ventede forhold.
d. Utelating av 'tilgjengelig tid' er ikke bare uvant, det gir tungvint bruk og er ikke klargjørende for hvordan totaltid disponeres eller kan disponeres.

'm' kan lett misforstås eller misbrukes.

6.7 Konklusjoner

Q_{TBM} i sin nåværende form bør ikke brukes.

Hvis Q_{TBM} forsøkes videreutviklet, bør det ikke tilføyes ytterligere 'raffinering', men snarere bør en drastisk forenkling foretas, f.eks. ved å inkludere bare sentrale basis-parametere.

Maskinelle faktorer bør ryddes ut hvis Q_{TBM} skal være en slags bergmasse-klassifikasjon.

Det kan være verdt å se nærmere på hvordan noen basis-parametere kan benyttes til støtte i anslag av matekraftreduksjon pga. oppsprekking og spenningsproblemer.

Muligens kan Q (ikke Q_{TBM}) utvikles som en støtteparameter for overslag av utnyttelses-grad, med de begrensninger som er diskutert i tidligere kapitler.

Ytelses-indikatoren 'm' må redefineres, inkludert klargjøring av hvordan de forskjellige typer faktorer (geologiske/geotekniske, maskinelle og operasjonelle) virker inn. Dette er ingen enkel sak.

Slutt-kommentar
Netto og brutto inndrift for TBM er et resultat av et komplekst samspill av mange faktorer. Det er vanskelig nok å analysere kvalitativt hvordan de forskjellige faktorene virker inn, for ikke å snakke om å kvantifisere effektene. Det er plass til forskjellige typer metoder for klassifisering og prognose-modeller. De bør imidlertid alle bidra til klargjøring. Dette synes ikke å være tilfelle med Q_{TBM} og 'm'.

7 BEGRENSNINGER OG MISBRUK AV Q-SYSTEMET

7.1 Egnethet og nytte

7.1.1 Varsomhet er nødvendig

Først et betimelig sitat:
"I am more and more amazed about the blind optimism with which the younger generation invades this field, without paying attention to the inevitable uncertainties in the data on which their theoretical reasoning is based and without making serious attempts to evaluate the resulting errors." Karl Terzaghi (in his latest years)

Bruk av Q-systemet krever i tillegg til ingeniørgeologisk forståelse, innsikt i dets oppbygning, god kjennskap til forutsetningene og de begrensninger det har. Det har som nevnt vært for dårlig lansering av systemets bruksområde og begrensninger; en har faktisk etter hvert fått inntrykk av at systemet gjelder for nær sagt alle bergforhold.

I Norge er det, bortsett fra svakhetssoner, som regel enkle grunnforhold, hvilket gjør at systemet her oftest med noen unntak har fungert bra. Erfaringen viser likevel at de ulike aktørene ofte får ulike verdier av Q i samme lokalitet.

7.1.2 Bruk under planlegging, under driving eller begge deler?

Det er uklart formulert i de mange publikasjoner om Q-systemet hvorvidt sikringen som fremkommer, kan brukes til planlegging og/eller driving. Løset (1997) uttrykker det slik: *"Q-verdiene vil gi en indikasjon på hva slags sikring som vil være nødvendig i en tunnel, men stabiliteten til enkeltblokker kan være mer eller mindre uavhengige av Q-verdien. Den nøyaktige utformingen av sikringen, som for eksempel bolteplassering vil derfor ikke Q-systemet si noe om."* Han skriver videre at Q-systemet kan *"også brukes ved forundersøkelser"*.

Andre forfattere mener det motsatte, som Bieniawski (1997): *"Rock mass classifications on their own should only be used for preliminary, planning purposes and not for final tunnel support."* Hoek & Brown (1980) *"recommend classification systems for general use in the preliminary design of underground excavations"*.

I dette ligger at klassifikasjonssystem heller ikke bør brukes for å bestemme sikring under bygging eller for valg av permanent sikring. I tunnelene kan imidlertid Q-systemet være en god veileder eller gi viktig dokumentasjon, forutsatt at bergforholdene er innenfor systemets begrensninger.

7.2 Begrensning av Q-systemet

7.2.1 Hva spenner Q-systemet over?

I den nevnte nylig publiserte og omfattende artikkelen av Barton (2002) sies det i en av flere konklusjoner at *"the broad, six-order of magnitude Q-value scale, and the even broader nine-order of magnitude Qc-value scale, give relatively simple correlations with parameters needed for design, due to the fact that rock masses also display a huge range of strengths, stiffnesses and degrees of stability or instability. An RMR or GSI scale of only about 10-100, i.e. one order of magnitude, cannot easily correlate with phenomena as different for instance as the landmark Sugarloaf Mountain of Rio de Janeiro, where Q may approach 1000, or piping failure causing a tunnel to fill with 7000 m3 of claybearing quartzite (and much greater volumes of water). Here, Q may have approached a limit of 0.001, until Jw improved due to relief of some of the extreme water pressure"*

Sagt på en enkel måte påståes det her at Q-systemet er et bedre system enn RMR ("Rock Mass Rating") og GSI ("Geological Strength Index") fordi Q-verdiene, som er basert på multiplikasjon, spenner over et større tallområde (og må plottes i logaritmisk skala) enn RMR- og GSI-verdiene (som uttrykkes i lineær skala). Den påstanden har vi store problemer med både å forstå og ikke minst akseptere.

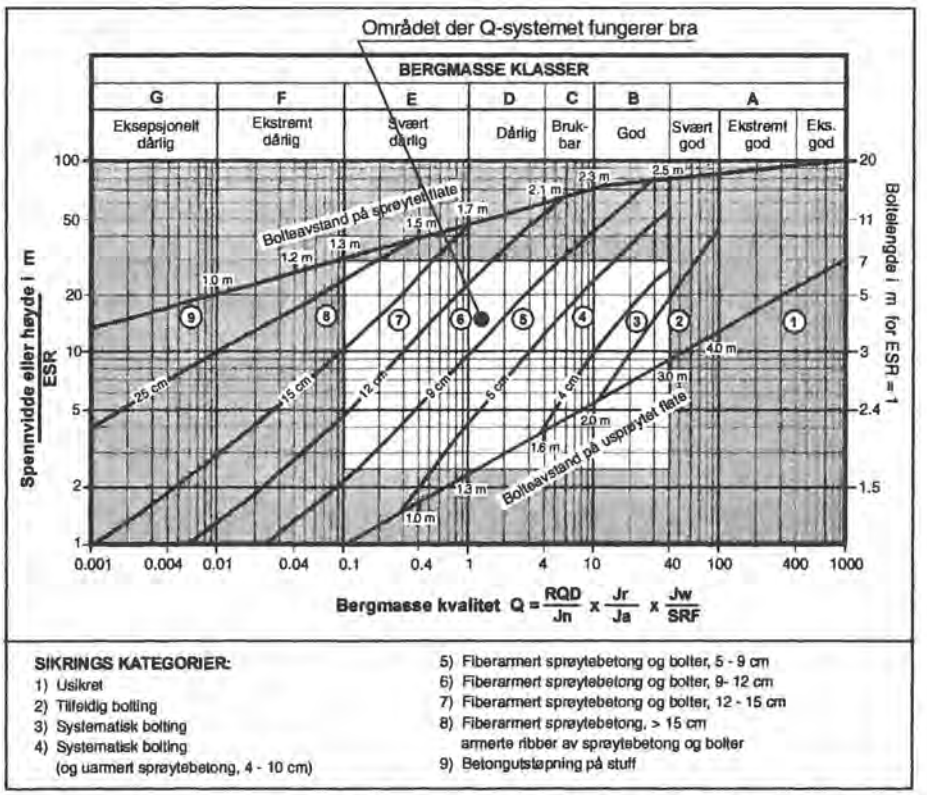
I figur 15 vises det siste oppdaterte diagrammet for anbefalt permanent sikring basert på bruk av Q-verdier, Grimstad og Barton (1993). En kritisk vurdering av nytteverdien av dette kan være som følger:

> For bergklasse A (meget god – ekstremt god – eksepsjonelt god) vil det i praksis ikke bli utført sikring, dvs. at hvorvidt Q-verdien er 40 , 100 eller 1000 er egentlig uinteressant. Også i kapittel 3 er det vist at dette området er dårlig dekket av Q-systemet, da RQD egentlig ikke dekker oppsprekning med blokkstørrelser over noen m^3 størrelse.

For bergklassene F (ekstremt dårlig) og G (eksepsjonelt dårlig) er forholdene så vanskelige at det i langt de fleste tilfeller vil være uforsvarlig å basere sikringen av tunneler og bergrom på en enkel bergklassifisering. Her vil som oftest forhold som bare delvis fanges opp av Q-systemet være av avgjørende betydning. Dermed kan det også sies at hvorvidt en Q-verdi er 0.1, 0.01 eller 0.001 egentlig er uinteressant. Også her vil RQD manglende dekning av oppsprekingen bevirke at Q-systemet ikke fanger opp forholdene, selv om Jn til en viss grad motvirker denne svakheten.

For praktisk bruk sitter en derfor igjen med et sikrings-diagram som kan brukes for området $0.1 < Q < 40$, eller *"one and a half order of magnitude"* for å vende tilbake til sitatet. Hvorvidt et slikt system er vesentlig bedre enn systemer som bare beveger seg i *one order of magnitude*, kan man i det minste sette et stort spørsmålstegn ved.

Når det gjelder den såkalt ekvivalente dimensjonen for spennvidde eller høyde, er også diagrammet urealistisk stort. I praksis vil de minste verdier ligge på 2-3 m, mens det vel ikke er noen som vil basere valg av sikring av mer enn 30-40 m store heng eller vegger utelukkende på målte Q-verdier. I figur 15 har vi derfor skyggelagt de felt som vi i praksis finner urealistiske for praktisk bruk.



Figur 15. Begrensningene i Q sikringsdiagram. Utenfor dette bør supplerende metoder / vurderinger / beregninger benyttes

Det vi nå står igjen med, er et diagram som viser at i bergmasser som varierer i kvalitet fra og med Meget Dårlige til og med Gode, dvs. vanlige norske forhold, bør tunneler og

bergrom av vanlig størrelse (3 – 30 m bredde eller høyde) sikres med bolter som settes inn med avstander varierende fra 1,3 til 2,5 m og påføres stålfiberarmert sprutbetong med tykkelse varierende fra 4 til 15 cm. Dette er en erkjennelse som vel de fleste tunnelfolk, iallfall her i landet, glatt aksepterer, - men knapt nok føler at de trenger noe omfattende klassifikasjonssystem for å forstå. Dette er vel kanskje også forklaringen på at Q-systemet, selv 28 år etter at det ble introdusert, kun i liten grad har vært brukt av andre enn NGI – medarbeidere her i landet.

7.2.2 Utvidet anvendelse?

En annen konklusjon i allerede nevnte artikkel, Barton (2002), er følgende: *"Seismic P-wave velocity Vp, and static modulus of deformation Emass can clearly be linked, due to their individual relationship with the Q-value, which has been normalised by consideration of uniaxial compression strengths different from 100 MPa. The resulting Qc-value is reduced or increased in proportion to σc , which removes the need for "mobilisation" of σc through the strength to stress ratio found in SRF. A potential linkage of the high pressure and therefore deforming Lugeon test value with Qc has also been identified, and a theoretical basis for this has been discussed, assuming an absence of clay in the joints."*

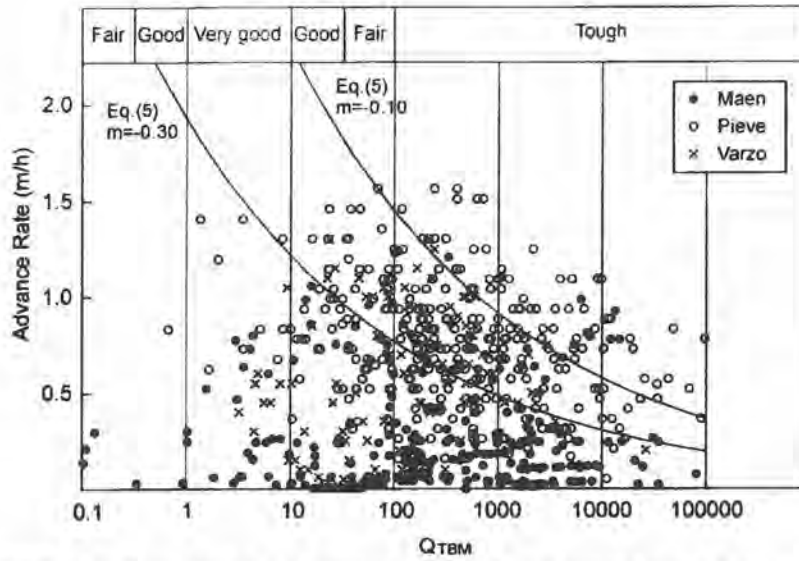
Resonnement og konklusjoner eller påstander av denne karakter viser til fulle at en er i ferd med å strekke et klassifikasjonssystem langt utover hva det i sin tid ble laget ble for å behandle.

7.2.3 Erfaringer med Q_{TBM}

Q_{TBM} er for øvrig diskutert i en artikkel med tittel: *"TBM performance estimation using rock mass classification"* i siste nummer av Intl. J. Rock Mechanics and Mining Sciences av Sapigni et al. (2002). Tre tunneler med samlet lengde 14 km i harde, metamorfe bergarter i Nord-Italia er grundig kartlagt både etter RMR-metoden og Q- og Q_{TBM} – metodene. Forfatterne finner basert på statistisk analyse en rimelig sammenheng mellom RMR-verdier og netto inndrift ("Penetration Rate"), men peker på at spredningen i resultatene er så stor at de er av begrenset praktisk nytte for å predikere TBM resultater.

I konklusjonen sier forfatterne at det er dårligere korrelasjoner både med Q-verdier og med den nye Q_{TBM}. De finner det særlig vanskelig å forklare den manglende korrelasjon med Q_{TBM} ettersom denne bl.a. skal være basert på berg-maskin interaksjonsparametere med spesiell relevans for TBM bruk. Det uttales: *"In particular, Q_{TBM} shows low sensitivity to penetration rate, and the correlation coefficient with recorded data is even worse than conventional Q or other basic parameters like the uniaxial compressive strength of the intact rock."* Resultatene for Q_{TBM} er vist i figur 16. Dette må vel trygt kunne beskrives som et vakkert haglskudd i et logaritmisk diagram, og trenger neppe noen ytterligere kommentarer.

Nå fortsetter forfatterne med å si at man åpenbart ikke kan vurdere pålideligheten av Q_{TBM} modellen på bakgrunn av et enkelt tilfelle, men sier videre at den manglende sammenheng ("mismatch") understreker vanskelighetene med å predikere fremdrift når så mange faktorer er involvert ("rock mass condition, machine and muck removal system characteristics, human experience").



Figur 16. Brutto inndrift ("Advance Rate") for tre TBM tunneler plottet mot Q_{TBM} (Figur 12 i Sapigni et al, 2002)

Slike erfaringer understøtter klart og entydig vår hovedinnvending mot den utvikling, for ikke å si misbruk, av Q-metoden som vi har sett i de senere år. En går langt utover det som metoden en gang var tiltenkt å dekke, og snubler rett inn i den fellen vi innledningsvis pekte på. Kanskje var foredragsholderen på Bergmekanikkdagen for tre år siden mer forutseende enn han kunne ha forestilt seg da han kommenterte Q_{TBM} (og 'm') med sine 12-15 parametere slik: "*Dette nærmer seg muligens Q-galskap?*".

7.2.4 Tillitvekkende grunnlag?

Når det ellers gjelder Q-systemet og 'haglskudd-diagram' er det fristende å hente inn figur 4 (se figur 17) fra Grimstad og Barton's artikkel: "*Updating of the Q-system for NMT*", presentert på det internasjonale sprøytebetong-symposiet på Fagernes i 1993. Ifølge forfatterne viser diagrammet korrelasjonen mellom bolteavstand i områder uten sprøytebetong og Q-verdien. Dette diagrammet er for øvrig ikke det eneste 'haglskudd-diagrammet' i artikkelen. Så vidt vi har forstått er det på bakgrunn av slike diagram at sikringsanvisningene i figur 15 er basert.

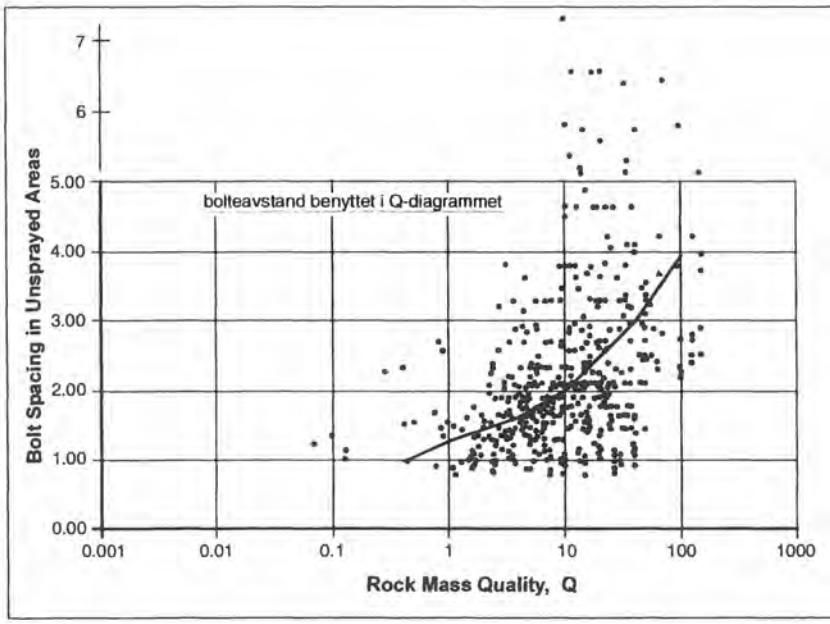
For øvrig er det pussig at Grimstad og Barton (1993) har valgt å benytte lik bolteavstand for tunneler med liten og med stor spennvidde under de samme grunnforhold (Q-verdi). Og videre at boltelengden kun er bestemt av bergrommets spennvidde (og ikke også varierer med grunnforholdene, se figur 15).

Det pågår for tiden arbeid med å se på mulig bruk av Q-systemet for vurdering av forinjeksjon / tetting av tunneler. For slik bruk har vi følgene kommentarer:

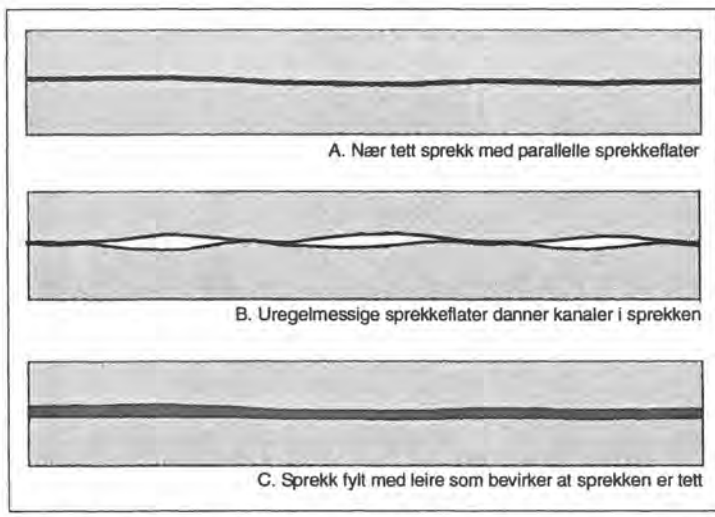
- Sprekkevidde/-tykkelse er indirekte med i Ja når det gjelder sprekkekontakt i fylte sprekker, men det finnes ingen parameter som dekker kanaldannelse i sprekkene, se figur 18. Dette er en viktig faktor når det gjelder vannlekkasjer, bevegelse av vann, konduktivitet i berggrunnen, samt forplantning av lydbølger.

- Samtidig som permeabiliteten generelt øker med økende oppsprekning, dvs. økende Q-verdi, vil innhold av leire på sprekkene redusere permeabiliteten, dvs. reduserende Q-verdi.

Dette er så viktige parametere at Q-systemet må betraktes som uegnet for vurdering av bergmassepermeabilitet/injeksjon/lekkasjer.



Figur 17 Innhentede erfaringer fra boltesikring i usprøytede områder i tunneler (modifisert fra Figur 4 i Grimstad og Barton, 1993)



Figur 18. Sprekken i tilfelle A og B vil få samme Q-verdi, mens for tilfelle C vil Q-verdien være 1/6 til 1/12 av verdien for A og B.

8 HVORDAN BRUKES Q-SYSTEMET?

8.1 I Norge

8.1.1 Til planlegging og anbud

Q-systemet har tross innvendinger etter hvert fått en viss anvendelse i Norge, særlig i planleggings-fasen i forbindelse med overslag over omfang av forskjellige bergmasse-kvaliteter og derved forventet behov for de forskjellige sikringsmidler. Til dette har det vist seg å være nyttig, eller føles nyttig, fordi det gir en mulighet for forskjellige utøvere og involverte å referere sine erfaringer og synspunkter til en felles ramme. I alle fall stimulerer det til en mer bevisst bruk av adjektivene med hensyn på kvalitetsvurdering av bergmassene.

Oversikter over Q-verdier, f.eks. for forskjellige delstrekninger av en tunnel, har også funnet veien inn i anbudsdokumenter. Dette kan gi anbyderne en mulighet til å supplere sine tolkninger av de adjektiver som ellers brukes til å beskrive bergmasse-kvalitet. Brukes Q-verdiene på denne måten, er det tvingende nødvendig at det gjøres komplett i den forstand at alle delstrekninger dekkes, med tilhørende forklaringer. Det er fremdeles nødvendig å gjøre det klart hva som er årsaken til god eller dårlig kvalitet, dvs. de geologiske og geotekniske fenomenene må beskrives og fortolkes.

Brukt bevisst og fullstendig kan Q-systemet gi en mulighet for å sammenlikne forventede og erfarte forhold på en systematisk måte, noe som kan komme godt med for både byggherre og entreprenør hvis de ender i en diskusjon om hvorvidt forholdene var som forventet. Dette er også en av de anvendelser som Bieniawski (1988, 1997) peker på som særlig nyttig.

Det bør påpekes at når Q-systemet brukes i anbudsrapporter, er det svært viktig å være presis angående hva de oppgitte verdier refererer til, dvs. om de gjelder observasjoner i dagen eller i nærliggende anlegg, eller om de gjelder forventede verdier på det dyp anlegget eller tunnelen skal ligge i. Hvis ikke, blir dette lett en kilde til misforståelser og unødvendige krav.

8.1.2 Til bruk under utdriving

Bestemmelsen av sikring under driving foregår i Norge normalt på følgende måte, typisk for f.eks. trafikktunneler:

Arbeidssikring

I henhold til den vanlige enhetspris-kontrakten bestemmes sikring på stuff av entreprenøren i samråd med byggherren. I praksis forgår dette ved at stuff-mannskapet, som normalt er vel kvalifiserte tunnel-folk under ledelse av kyndige baser, velger og utfører den sikring de mener er nødvendig for arbeidssikkerheten. Byggherrens skiftkontrollører kan delta i en diskusjon for å bidra til at utført sikring på stuff inngår på en fornuftig måte i den permanente sikringen. Når begge parter har kvalifiserte folk, går dette som regel greitt. Uenigheter kan oppstå f.eks. dersom byggherren mener at det utføres for mye sikring, f.eks. sprøytebetong på godt fjell, eller om byggherren ønsker full utstøpning utført med det samme, hvis dette allikevel må gjøres som permanent sikring i svært dårlig fjell.

I disse vurderingene og diskusjonene, er det sjelden at Q-systemet brukes. Bergmasse-kvaliteten vurderes og omtales i praktiske og tilstrekkelige begreper som både

stuffmannskap og kontrollører behersker, og som i prinsipp fokuserer på tilstedeværelsen av sprekker, slepper, vann, spennings-ytringer, svelleleire etc. Spesielt tas orienteringen av sprekker (som mangler i Q-systemet) og mulige avløste blokker med i betraktningen, og er ofte utslagsgivende for sikringsomfanget.

Det forekommer nok heller sjelden at entreprenøren hefter seg med å registrere Q-verdier, med mindre han er pålagt dette i kontrakten. Byggherren kan oftere utføre en slik registrering, enten som en støtte i vurderingen av behovet for å supplere stuff-sikringen til permanent sikring, eller som et ledd i erfaringsinnsamling. Verdien av begge anvendelser er avhengig av at man faktisk utfører kartleggingen på stuff mens bergmassen er direkte observerbar. Er det for travelt for skiftkontrollørene, skorter det gjerne på entusiasmen til å utføre registreringen selv om den ikke behøver å være tidkrevende.

Permanent sikring

Selv om slik registrering foregår, er det allikevel vanlig at suppleringen av stuff-sikring til permanent sikring bestemmes uten å skjele til Q-verdier. Behov for full utstøping vurderes gjerne ut fra eventuell forekomst av aktiv svelleleire, eller om svakhetssoner både er sterkt oppknust og fører vann, og/eller dannelse av deformasjonsriss i sprøytebetong. Ofte er nødvendig supplering kun innsetting av enkelte ekstra bolter i utstikkende knøler etc.

I sum kan det sies at under utdrivingen brukes Q-systemet gjerne som en støtte, hvis det overhodet brukes. Det kan være interessant å sammenlikne den sikring man faktisk har bestemt ut fra observasjoner alene med den som anbefales i Q-systemet. Eventuelle avvik kan gi indikasjoner om over- eller undersikring. Dette kan være nyttig for å bedre tilpasningen av den utførte sikring til fjellforholdene generelt, dvs. å unngå sjablonsikring som er motivert ut fra andre faktorer enn reell bergmassekvalitet, f.eks. rent økonomiske. Dette kan være et spørsmål både om å unngå falsk sikkerhet og unngå unødvendig oversikring.

8.1.3 Videre utvikling

Det er vanskelig å se at det skulle være særlig grunn til å endre norsk praksis vesentlig. Det er viktig å konsentrere innsatsen om å sørge for tilpasset sikring. Q-systemet er ikke det eneste og kanskje heller ikke det beste middelet til å oppnå dette. Andre metoder for karakterisering, beregninger og dokumentasjon kan fortjene oppmerksomhet og utprøving (f.eks. Palmstrøm 1995, 1996).

Det er ellers viktig å dokumentere våre erfaringer slik at de kan brukes når vi drar utenlands. I denne sammenheng er det verdt å minne om at en i utlandet sjelden finner stuff-folk med tilsvarende kvalifikasjoner som på norske (eller Skandinaviske) anlegg. Behovet for 'systemer' og dokumentasjon er derfor mye større.

8.2 Internasjonalt

8.2.1 Utbredt bruk

Internasjonalt finnes det ofte en villighet og et behov for å gjøre ting grundigere enn det vi er vant med her hjemme. Derfor kan det ikke sjelden forekomme at det på forundersøkelses-stadiet er utført klassifikasjon med flere systemer, ofte både med RMR og Q-systemet.

Kineserne er som kjent grundige av seg, og i tillegg til sitt eget generelle klassifikasjons-system, pluss et spesielt for bergmasser i vannkraftanlegg, supplerer de gjerne med RMR og Q, i alle fall som en sammenlikning.

I Sør-Afrika, der de vettugt nok har beholdt ingeniørgeologiske vedleggsrapporter til anbud som gir en tolkning av forventende forhold, brukes naturlig nok RMR, men ofte finner man også Q-verdier for fullstendighetens skyld.

Det kan nok sies at Q-systemet brukes på planleggingsstadiet på mange prosjekter, og at Q-verdier ofte inkluderes i anbudspapirene, mer eller mindre bevisst.

Som en konsekvens er det heller ikke uvanlig at sikringsklasser eller liknende er relatert til Q-verdier, i alle fall som en støtte i valg av klasse. Ingeniørgeologer og entreprenører som vil arbeide internasjonalt må derfor sørge for å ikke bare venne seg til å bruke Q-systemet, men også være forberedt på å diskutere inngangsparametere og alle finurligheter i detalj. Ellers kan en lett bli tatt på sengen av de som har gjort hjemmeleksen.

Det er vårt inntrykk at Q-systemet oftest brukes på planleggings-stadiet. Under utdrivingen er nok bruken dels som en støtte og dokumentasjon (som i Norge), dels som et grunnlag (eventuelt av flere) for å velge sikringsklasse. Slike sikringsklasser kan være preget av mer systematisk sikring (og tildels oversikring) enn den tilpassede sikring vi i alle fall liker å påberope oss her hjemme.

Vi har erfart at Q-systemet har vært brukt i forbindelse med fremsatte krav i forsøk på å påvise forskjeller mellom forventede og erfarte fjellforhold. I slike tilfelle gjelder det, uansett klassifikasjonssystem, at sammenlikningen foretas på en balansert måte, uten at inngangsparameterne 'dras' i en spesiell retning. Noen av parameterne i Q-systemet kan være særlig utsatt for subjektiv vurdering i slike tilfelle, f.eks. SRF.

8.2.2 Kommunikasjons-middel

Noen ganger kan Q-systemet tjene som et kommunikasjons-middel mellom 'bergfolk' med forskjellig bakgrunn. Når det på store internasjonale prosjekter samles geologer, ingeniørgeologer, geoteknikere, bergmekanikere etc med svært forskjellig teoretisk skolering og ikke minst forskjellig praksis, kan det være vanskelig å bli enige om noe som helst.

Et godt eksempel er beskrevet i det følgende, et gigant-prosjekt i Midt-Østen for underjords-lagring av raffinerte olje-produkter som flere i Fjellsprengningsforeningen og Bergmekanikkgruppen har vært med på. For dette "design-build" prosjektet med kilometervis av store haller og tunneler var det en uerfaren, men meget kravstor byggherre og en entreprenør som først helst ville begrunne ting med at 'slik gjør vi det i Skandinavia'.

Ved å utføre en vanlig grundig geologisk/geoteknisk kartlegging, supplert med en klassifisering etter Q-systemet, inkludert systematisk etterprøving og kalibrering av alle involverte 'registrerere', ble det etablert en metodikk som etter hvert alle kunne og måtte følge, uansett bakgrunn. Dette ga byggherren tillit til at bergmasse-kvaliteten ble skikkelig tatt hensyn til. Dette var imidlertid bare første skritt.

Siden Q-systemet ikke inkluderer orienteringen, som er viktig nok i små tunneler, men er helt kritisk i store tverrsnitt, ble det lagt inn et ekstra vurderingstrinn i prosessen fram

til valg av sikringsklasse. På grunn av anleggets fortifikatoriske krav, var sikringsklassene generelt dimensjonert for dynamiske laster. På den enkelte lokalitet ble sikringsklasse valgt ut fra dette (inkludert overdekning), samt en 're-vurdert' klassifisering der også orienteringen av de viktigste strukturelle elementer (sprekker, slepper etc) ble tatt hensyn til. Dette gjorde at Q-systemet ble inkorporert i en tilpasset design-prosess, og ikke ved en 'automatisk' bruk av sikrings-diagrammet.

På anleggene med granittiske bergarter ble Q-systemet brukt i sin originale form, etter hvert justert til 1993-versjonen. På to av anleggene ble ikke Q-systemet brukt eller det ble brukt i forenklet form. Det ene lå en benkig, men ellers ganske massiv kalkstein, der det stort sett bare kom utslag på Q-verdien når det opptrådte en markert sprekk (som en ikke trengte noe klassifikasjonssystem for å sette noen ekstra bolter i), og hver gang det ankom en ny geolog som måtte 'kalibrere' seg inn. På dette anlegget ble bruken av Q fort sløyfet som unødvendig. På et annet anlegg i en svært massiv sandstein med sjeldne men tildels åpne sprekker ble et forenklet system med kun de sprekke-beskrivende parameterne brukt.

Ellers unngikk en ikke, som på mange anlegg, de kjente diskusjoner om telling av sprekkesett der bergmassen var særlig oppsprukket, samt om SRF for tunneler under varierende og tildels store overdekninger.

Q-systemet ble allikevel nyttig for gjennomføringen av hele prosessen fra kartlegging til klassifisering og videre til støtte for valg av sikringsklasse. Siden prosessen ikke var 'automatisk' var det også mulig å gjøre sammenlikninger mellom anvendt sikring og det Q-systemet angir, for derved å holde øye med om en lå rimelig an i forhold til statiske og dynamiske krav til sikringen.

Det var også nyttig å støtte utvelgelsen av inngangs-parametere til numerisk simulering av virkningen av våpenlaster og jordskjelv på valgt sikring på endel av de 'tommeregler' og liknende som kan finnes i litteraturen omkring Q-systemet.

Det ble bevisst bare valgt ett klassifikasjons-system for å slippe diskusjoner med sammenlikning av tallverdier etc. Det er også klart at hele gjennomføringen av prosessen hadde fordel av at det på begge sider deltok erfarne bergfolk fra særlig Skandinavia og tildels Østerrike, som bidro til at systemene forble et hjelpemiddel og ikke et mål. Vanlig ingeniørskjønn kom tungt inn hvis 'eksperter' med liten praktisk erfaring fant noe å pirke på.

9 SLUTTKOMMENTARER

Q-systemet er et verktøy for å estimere sikring i visse typer tunneler i visse grunnforhold. Det har sin beste anvendelse i oppsprukne, harde bergarter. Det er en mengde restriksjoner knyttet til bruken av systemet i bergmasser utenom dette. Disse har i liten grad vært påpekt i publisert materiale. Brukere bør sette seg grundig inn i hva begrensningene innebærer.

Forsøk på å anvende Q-systemet til å uttrykke virkningen av forinjeksjon på stabilitet, og derved på mulig reduksjon av sikringsomfang, er nylig publisert. Det er lite trolig at det er egnet til dette formålet.

Q_{TBM} er et nylig lansert verktøy for å estimere netto inndrift ("Penetration Rate", PR) for TBM, som sammen med parameteren 'm' som en 'ytelsesfaktor' skal muliggjøre overslag over brutto inndrift ("Advance Rate", AR). Flere av inngangsparameterne er

irrelevante eller misvisende for TBM ytelse og de samlede effekter er uoversiktelig modellert. Foreløpige sammenlikninger tyder på meget dårlige eller manglende korrelasjoner til oppnådde resultater. Q_{TBM} -systemet anbefales ikke brukt.

I arbeidet med å utvikle klassifikasjonssystemer og andre hjelpemidler til å 'beregne' naturen, er det viktig å ha i minnet de utallige variasjoner som forekommer i berg-grunnen og de usikkerheter som er involvert. En viktig del under planlegging og bygging av anlegg i berg er muligheten for å kunne anvende sunt skjønn og praktisk erfaring og holde oversikt med hvordan de ulike parameterne innvirker på hverandre og ikke minst beholde respekten og forståelsen for hvor vanskelig denne oppgaven egentlig er.

Vi ønsker å avslutte med et par visdomsord:

"The geotechnical engineer should apply theory and experimentation but temper them by putting them into the context of the uncertainty of nature. Judgement enters through engineering geology." Karl Terzaghi, 1961

"Judgement is thus the intelligent use of experience or, more cautiously expressed, it is the recognition of one's limitations of the methods one uses, and of the limitations and uncertainties of the materials one works with; and this brings us back to geology." Herbert H. Einstein, 1991

10 REFERANSER

Barton N. (2002): Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. nr. 39, side 185-216.

Barton N., Roald S. og Buen B. (2001/2002): Strengthening the case for grouting. Tunnels & Tunnelling, del 1: desember 2002, side 34-36; del 2: januar 2002, side 37-39.

Barton N. (1999): TBM performance estimation in rock using Q_{TBM}. Tunnels & Tunnelling, September 1999, side 30-34.

Barton N. (1995): The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. Keynote lecture, Proc. 8th ISRM Congr., Tokyo, side 1023 -1032, Balkema, Rotterdam.

Barton N. (1993): Tunnel sikring ved NMT basert på borkjernelogging. Fjellsprengningsteknikk - bergmekanikk - geoteknikk. 1993, side 28.1 - 28.14.

Barton N., Grimstad E., Aas G., Opsahl O.A., Bakken A., Johansen E.D. og Pedersen O. (1992): Norwegian method of tunnelling. World Tunnelling, Vol. 5, juni, side 231-236, august, side 324-328. Også publisert i: NGI publ. nr. 194.

Barton N. (1991): Geotechnical design. World Tunnelling, november 1991, 6 sider.

Barton N., Tunbridge L., Løset F., Kristiansen J. og Vik G. (1990): OL ishall i fjell med 60 m spennvidde - bergmekaniske undersøkelser. Fjellsprengningsteknikk - bergmekanikk – geoteknikk, side 36.1-36.21.

Barton N., Lien R. og Lunde J. (1977): Estimation of support requirements for underground excavation. Symposium on Rock Mechanics, 16. Minneapolis, Minn., Proceedings, side 163-177.

Barton N., Lien R. og Lunde J. (1974): Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, side 189-236. Også publisert i: NGI publ. nr. 106.

Bhawani Singh, Jethwa J.L., Dube A.K. og Singh B. (1992): Correlation between observed support pressure and rock mass quality. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 7, No. 1, side 59-74.

Bieniawski Z.T. (1997): Quo vadis rock mass classifications? Felsbau 15, No 3, side 177-178.

Bieniawski Z.T. (1988): Rock mass classification as a design aid in tunnelling. Tunnels & Tunnelling, Juli 1988.

Broch E. (1971): Funksjonell klassifisering av fjell, generell oversikt – punktlastmetoden. Bergmekanikk 1971, Norsk forening for fjellsprengningsteknikk, Oslo, side 7-21.

Deere D.U. (1963): Technical description of rock cores for engineering purposes. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol. 1, No 1, side 16-22.

Grimstad E. og Barton N. (1993): Updating of the Q-system for NMT. International Symposium on Sprayed Concrete. Fagernes, Proceedings, side 46-66.

Grimstad E. og Barton N. (1988): Design and methods of rock support. Norwegian tunnelling today. Norwegian Soil and Rock Engineering Association, publ. nr. 5, side 59-64.

Grimstad E., Barton N., Lien R., Lunde J. og Løset F. (1986): Klassifikasjon av bergmasser med hensyn til stabilitet i tunneler. Nye erfaringer med Q-metoden. Fjellsprengningsteknikk - bergmekanikk – geoteknikk, side 30.1-30.18.

Hoek E. og Brown E.T. (1980): Underground excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy, London 1980, 527 sider.

NGI intern rapport 515170-8 (2001): Empirical relation between Q-value and p-wave velocity of some typical Norwegian rock types, (av Annette Wold Hagen) 46 sider.

Løset F. (1997): Praktisk bruk av Q-metoden. Intern NGI rapport 592046-2, 40 sider.

Löset F. (1990): Bruk av Q-metoden for sikring av smale svakhetssoner og arbeidssikring. Intern NGI rapport nr. 548140-1, 40 sider.

Norsk bergmekanikkgruppe (1985): Håndbok- Ingeniørgeologi – berg. Tapir, Trondheim, 140 sider.

Palmström A. (1996): Characterization of rock masses by the RMi for use in practical rock engineering. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 11, No. 2, side 175 - 186 (del 1), Vol. 11, No 3, side 287 - 303 (del 2).

Palmström A. (1995): RMi - a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Dr. avhandling, Univ. of Oslo, 400 sider. (også på www.rockmass.net)

Palmström A. (1974): Karakterisering av oppsprekningsgrad og fjellmassers kvalitet. Intern rapport, Ing. A.B. Berdal, 27 sider.

Piteau D.R. (1973): Characterizing and extrapolating rock joint properties in engineering practice. Rock Mechanics, Suppl. 2, side 5-31.

Sapigni M., Bert M., Bethaz E., Busillo A. og Cardone G. (2002): TBM performance estimation using rock mass classifications. Rock Mechanics and Mining Sciences 39, side 771-788.

Terzaghi K. (1946): Introduction to tunnel geology. Rock tunnelling with steel supports. utgitt av Proctor and White, side 5-153.