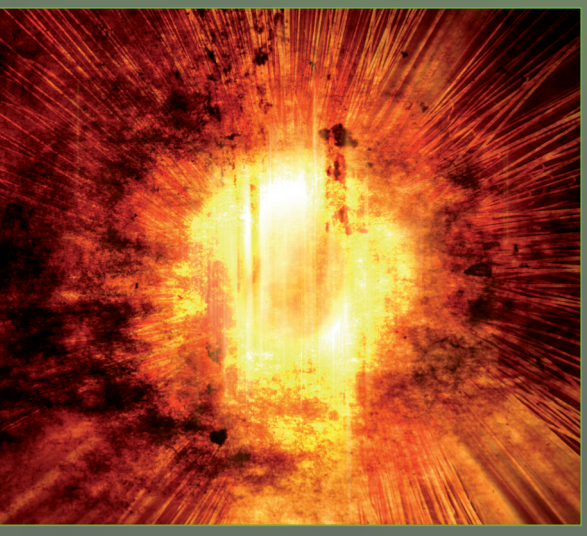
2006

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 23 november 2006

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 24 november 2006

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 24 november 2006



ARRANGØR:

Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 23. november 2006

BERGMEKANIKK

Oslo, 24. november 2006

GEOTEKNIKK

Oslo, 24. november 2006

Hovedarrangør:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:
Jan Kristiansen, Anne Braaten, Roger Olsson, Knut R. Berg

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 23. – 24. november 2006.

Årets arrangement er det 44. 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 foreningenes 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

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2006

1. **Åpning - Utdeling av årets gullfeisel**
   Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
   Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

2. **Planlagte utbygninger i Nordsjøen og muligheter for anleggsbransjen**
   Rådgiver Erik Just Olsen, Olje- og energidepartementet

3. **Bjørvika – Utfordrende prosjekt for miljømessig transport og byutvikling**
   Prosjektleder Svein Røed, Statens vegvesen Region Øst

4. **Produktivitet, samarbeidsformer og økt konkurranse**
   Må vi endre våre gjennomføringsmodeller?
   Stabsdirektør Bjørn Erik Selnes, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

5. **Saudaprosjektet – entreprise B1/B2 - Utfordringer**
   Sivilingeniør Hans Olav Storkås, AF Anlegg
   Sivilingeniør Øyvind Engelstad, Norconsult AS
   Sivilingeniør Ståle Lunde, Aktieselskabet Saudefaldene

6. **Nytt dobbeltspor Lysaker-Sandvika. Prosjekt og utfordringer**
   Cand.scient Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

7. **Fra Pukkverk til Bergverk. Fra kjøp av ett brukt knuseanlegg til utvikling av Europas største Industrianlegg for tilslagsproduksjon.**
   Bergingeniør Knut Petter Netland, Norsk Stein AS

8. **Hundre år med bergverksdrift - fra Ålesundsbrannen til i dag**
   Bergingeniør Karl Johan Eide, Visnes Kalk AS

9. **Nytt fra NFF - Våre internasjonale aktiviteter. Bilateral kunnskapsoverføring og salg**
   Forskningsleder Eivind Grøv, Sintef Berg og geoteknikk
   Formann NFF Internasjonal komité og medlem ITA Executive Council

10. **Lite prosjekt – store utfordringer.**
    Rehabilitering av utløpstunnel ved Borregaard kraftstasjon
    Sivilingeniør Jan K G Rohde, Sweco Grøner AS

11. **Kontrollert sprengning i tunnelpåhugg - Tønsbergpakken**
    Sjefingeniør Arve Fauske, Orica Mining Services

12. **Avrenning fra tunnel - Analyser av vann- og slamprøver under drivefasen til tunnelanlegg med sprengningsarbeid.**
    Sivilingeniør Randi Kruuse-Meyer, Det Norske Veritas AS

13. **Risikomodell for boring gjennom sylte**
    Universitetslektor Vegard Olsen, Inst. for bygg, anlegg og transport, NTNU

14. **Wiresaging – alternativ til sprengning**
    Daglig leder Roger Karlsen Søyland, Diamant Wire Teknikk AS

15. **Sprengning av ny lagerhall for nafta på/under eksisterende bensinlager, Mongstad**
    Sivilingeniør Frode S. Arnesen, Multiconsult AS

16. **Utfordrende bore- og ladeoperasjon i bratt terreng på havbunnen, 82 m under havoverflaten, Ormen lange Main Civil Contract**
Ingeniørgeolog Bjørn R. Morseth, Skanska AS

17. **Hva kreves og hva bør være med i en ingeniørgeologisk anbudsbeskrivelse?**
Sivilingeniør Arild Palmstrøm, Norconsult AS
Sivilingeniør Leif-Rune Gausereide, Norconsult AS

18. **Brann under jord – Erfaringer fra gruvebrannen i Svea**
Gruvesjef Per Nilssen, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK

19. **Utgraving og masseflytting på havdyp ned til 1500 meter. Erfaringer fra offshore**
Dr. ing. Tom Jakobsen, GTO Sediment AS

20. **Arbeider med høye tverrsnitt. Valg av metode for å oppnå sikkerhet**
Store fjellhaller Boliden Odda AS
Sivilingeniør Frode S. Arnesen, Multiconsult AS

21. **Oslo Havn, deponering av forurensede sedimenter i dypvannsdeponi ved Malmøykalven**
Prosjektingeniør Arne Pettersen, NGI
Audun Hauge, Espen Eek, Gijs D. Breedveld, NGI

22. **Bergmekanikk på Kristinfeltet - Ulike bergmekaniske problemstillinger tilrettelagt for et ikke-petroleumsfaglig publikum**
Sivilingeniør Dag Økland, Statoil ASA

23. **Mosjøen Carbon plant – Norges største pelejobb**
Sivilingeniør Morten Alstad, Multiconsult AS

24. **Eksperimentell studie av forkastningsegenskaper i sedimentære bergarter**
Cand. Scient Elin Skurtveit, NGI.
Dr. Fabrice Cuisiat, NGI

25. **Nye støyforskrifter – har det betydning for kontrakter, anbudsdokumenter?**
Cand. Real Egil Ø. Mossige, Bærum kommune, Folkehelsekontoret

GEOTEKNIKK DAGEN

26. **Lederens 10 minutter**
Cand.Scient Anne Braaten, Jernbaneverket Utbygging

27. **Gjenbruksmaterialer til geoteknisk formål**
Sjefingeniør Roald Aabøe, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Prosjektleder Gordana Petkovic, Statens vegvesen Gjenbruksprosjektet

28. **Geotekniske aspekter ved jordskjelvmodellering**
Ph.D. Amir Kaynia, NGI

29. **Flom i Lauvsneselva, Flatanger kommune**
Sivilingeniør Erling Romstad, Rambøll Norge AS

30. **Bygging i områder med fare for leirskred. Nye krav til geoteknisk prosjektering**
Sivilingeniør Odd Gregersen, NGI

31. **St. Olavs hospital, Trondheim - Etablering av dype byggegroper ved sykehus i full drift**
Sivilingeniør Odd Arne Fauskerud, Multiconsult AS

32. **Minnesund bru. Prøvebelastning av stålrørspel 13 år etter installasjon**
Sivilingeniør Trond Føyn, Norconsult AS
Sivilingeniør Johanna L. Rongved, Norconsult AS

33. **E-18 Påhugg Kleivene — Overraskelser i anleggsfasen**
Sivilingeniør Guro Brendbekken, Optimal Geoteknikk AS

BERGMEKANIKKDAGEN

34. **Lederens 10 minutter**
Tekn. Dr .Roger Olsson, NGI

35. **Design av bergrom med ekstreme bergpenninger – verdens lengste to-løpstunnel, Shaanxi, Kina**
Sivilingeniør Halgeir Dahle , SINTEF Byggforsk AS
Sjefsforsker Ming Lu, SINTEF Byggforsk AS
Forskningsleder Eivind Grøv, SINTEF Byggforsk AS

36. **OPS E39 Lyngdal-Flekkefjord. Stabilitet av østre påhugg på Fedatunnelen**
Sivilingeniør Stein Heggstad, Rambøll Norge AS

37. **Numerisk modellering av rundkjøring i Steinbergtunnelen**
Sivilingeniør Are Håvard Høien, Statens vegvesen

38. **Projektering av ett djuplager för lagring av utbränt kärnbränsle – Laxemar, Sverige**
Tekn. Dr. Thomas Jansson, Tyréns AB, Sverige
Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI
Civilingenjör Rolf Christiansson, SKB AB, Sverige

39. **Stabilitetsanalyse av Åknes skredområde**
Sivilingeniør Nicole Ragvin, Norconsult AS

40. **Norsk borbarhetstesting i forbindelse med TBM prosjekt i New York. Hvorfor og hva er egentlig status for metoden**
Laboratorieleder Filip E. Dahl, SINTEF Byggforsk

41. **Forinjeksjon: Fintetting med kolloidal silica. Erfaringer fra Törnskogtunnelen, Stockholm**
Produktsjef injeksjon Hans-Olav Hognestad, UGC International BASF CC

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2006
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2006
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Rådgiver Erik Just Olsen
Olje- og Energidepartementet

Planlagte utbygninger i Nordsjøen og muligheter for anleggsbransjen

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2006
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Prosjektleder Svein Røed
Statens vegvesen Region Øst

Bjørvika – Utfordrende prosjekt for miljømessig transport og byutvikling

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

PRODUKTIVITET, SAMARBEIDSFORMER, ØKT KONKURRANSE - MÅ VI ENDRE VÅRE GJENNOMFØRINGSMODELLER?

Productivity, co-operation and better competition – time to change models for project delivery?

Stabsdirektør Bjørn Erik Selnes, Statens vegvesen

SAMMENDRAG

Dette spørsmålet belyses gjennom to prosjekter som er gjennomført på veg- og jernbanesiden i Norden, samt erfaringer fra ulike entreprise- og samarbeidsformer. Gjennom et internt kartleggingsprosjekt, byggherreprosjektet, har Statens vegvesen gått gjennom sin byggherrevirksomhet, og analysert denne i forhold til andre veg- og transportetater. Samtidig har de nordiske veg- og jernbaneetatene på initiativ av Nordisk ministerråd gjennomført prosjektet ***Felles nordisk anleggsmarked (GNA)***. Dette har resultert i at de nordiske veg- og jernbaneetatene er blitt enige om å gjennomføre et felles opplegg for evaluering og utprøving av nye entreprise- og samarbeidsformer for å lære av hverandres erfaringer. I sammenheng med dette vil også samordning av tildelingskriterier, egnethetsvurderinger og incitamentsordninger bli vurdert, samt å legg grunnlag for en mer samordnet HMS-praksis. Det er utarbeidet forslag til felles funksjonsspesifikasjoner for drift og vedlikehold av veg i de nordiske landene som kan legges til grunn ved revisjoner av de nasjonale retningslinjene. Det vil etableres felles web-portal for anslag og planer for veg- og jernbaneetatene, samt en samordning av termer og uttrykk knyttet til kontrakter. I tillegg arbeides det med felles krav for maskiner ved jernbanebygging og kompetansekrav.
Prosjektet påpeker at i tillegg til nye kontraktsformer som åpner for mer innovasjon, ligger det et betydelig potensial i å utvikle systematisk samarbeid, åpne for alternative løsninger og balansert risiko- og ansvarsdeling innenfor vanlige utførelseskontrakter.

SUMMARY

This question is discussed through two development projects within the road and railway sector in the Nordic countries, and in recent experiences with different project delivery methods. The Norwegian Roads Administration has analyzed the procurement practice while the Nordic Road and railway authorities in the project "Common Nordic Construction Market" initiated by Nordic Council of Ministers have made an analysis of the Nordic market and possible improvements. As a result of this project the Nordic traffic authorities have decided to carry out a common programme for evaluation of new ways of contracting and co-operation to benefit from each other's experiences. Some elements in procurement routines will be adjusted to a more common practice, and a common plan for HSE (health, safety, environment) will be introduced. A new common description for performance specifications for operations and maintenance of roads has been designed, and is planned to be used in the Nordic countries. A common web portal for applications and plans (in English) will be established, and the contract terminology will be adjusted (or at least explained in a common structure). In addition a proposal has been made for common specifications for machinery in railway construction.

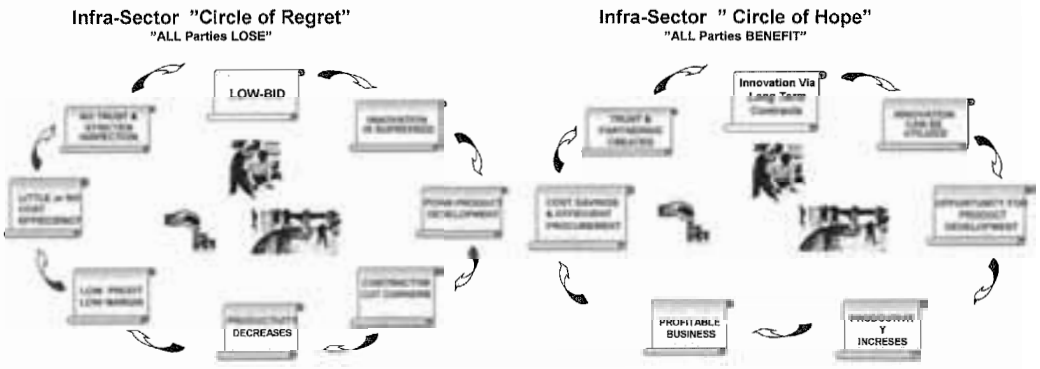
The project emphasizes that in addition to new innovative project delivery methods, there is a considerable potential in developing more systematic co-operation, room for alternative solutions and innovation and balanced risk sharing in traditional Design Build contracts.

Hva preger bygge- og anleggsbransjen?

Bakgrunnen for at Nordisk ministerråd initierte prosjektet GNA Felles nordisk anleggsmarked var primært å legge til rette et felles nordisk marked med gode rammevilkår som både utviklet den interne konkurransen over landegrensene, og samtidig gjorde Norden mer attraktiv som marked for internasjonale aktører.

Men det ble sterkt understreket i mandatet at bygge- og anleggsbransjen ble oppfattet å ha en produktivitetsutvikling som ligger etter andre industrier, og at samarbeidsklimaet mellom bestiller og utfører var dårlig og preget av kortsiktige målsettinger og mye konflikter.

Dette har også vært et tema internasjonalt, og kan illustreres gjennom verdensbankens skisse av den gode og den onde sirkel:



Det kan være ulike oppfatninger om dette gir et riktig bilde av situasjonen, men det er i alle fall en illustrasjon av problemstillinger mange kjenner seg igjen i, og som har vært en del av grunnlaget for diskusjonene om nye, såkalte innovative entreprise- og samarbeidsformer der man søker å utnytte utførendes kompetanse i større grad enn i tradisjonelle kontrakter, og få til arbeidsformer som fokuserer på løsninger og reduserer konfliktnivået.

Bygge- og anleggsbransjen har en dypere forsyningskjede enn mange andre bransjer, og det kan være mange ledd fra byggherrens kontraktspart til den som utfører arbeidet. Dette gjør at forholdene i leverandørkjeden blir en viktig del av det totale bildet. Det virker hult å snakke om samspill mellom byggherre og entreprenør dersom de underliggende leverandører skvises beinhardt av den samme entreprenøren. Dette kan også gjelde i forholdet mellom entreprenør og rådgiver. Derfor ser vi at en del mindre entreprenører og noen rådgivere kan foretrekke å arbeide på kontrakter direkte for offentlige byggherrer fordi de vet at de blir behandlet på en skikkelig måte. Et kontrakts- og samarbeidskonsept er avhengig av at også forholdene i og mellom de underliggende ledd i verdikjeden fungerer godt, og dette er viktig for en sunn utvikling av hele bransen.

For permanente byggherrer med et ansvar for den langsiktige utviklingen innenfor trafikksektoren er dette spesielt viktig.

I de verste tilfellene ser vi at det avdekkes kriminalitet i noen av leddene i forsyningskjeden. Dette er selvfølgelig totalt uakseptabelt og ødeleggende for bransjens omdømme. Fra byggherresiden er vi glade over at bransjen har tatt fatt i dette gjennom flere tunge prosjekter.

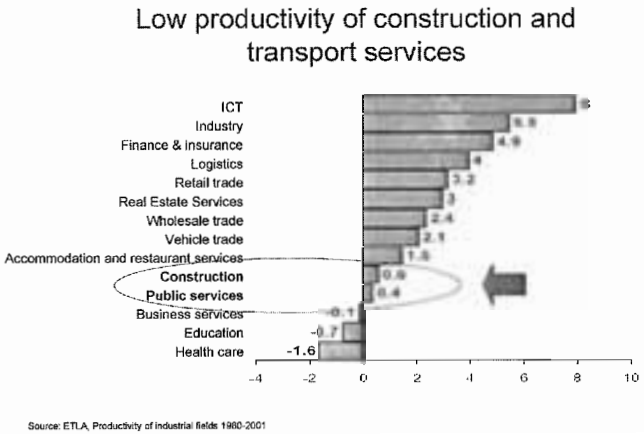
Bygge- og anleggsnæringen har over tid også hatt betydelig negativ omtale på grunn av saker knyttet til korrupsjon hos offentlige bestillere og ulovlig prissamarbeid mellom entreprenører. Mens korrupsjonssakene kommer opp raskt med store mediaoppslag, er det en årelang og tung prosess før prissamarbeidssakene kommer til endelig avklaring. Dette er selvsagt svært uheldig. Det kan også føre til en ansvarsfraskrivelse ved at det henvises til at det er så lenge tiden dette skjedde, og at ingen i dagens ledelse kjenner til dette. Økokrims forelegg beskriver at flere av landets største entreprenører samarbeidet om anleggsanbud på nittitallet, og at det på tilsvarende måte har vært et prissamarbeid på asfaltsiden i 2001. Det er nødvendig for tilliten mellom byggherre og utførende at det ryddes opp i disse sakene, og det forventes at bransjen tar dette alvorlig. De siste korrupsjonssakene viser at det fortsatt er et alvorlig etikkproblem i bransjen.

Av hensyn til bransjens omdømme og det tillitsforhold som må ligge til grunn i kontraktsforhold, må en opprydding på dette felt være en av de viktigste oppgavene for bygge- og anleggsnæringen.

En annen effekt kan være at disse sakene fører til at det blir større avstand mellom det offentliges rammebetingelser og de privates rammebetingelser. Det sikrer en rettferdig og transparent prosess, men kan gjøre det vanskeligere å optimalisere prosessene.

Kan bygge- og anleggsbransjen lære noe av andre bransjer?

Som nevnt viser en del undersøkelser at produktivitetsutviklingen i bygge- og anleggsbransjen har vært lavere enn i andre næringer. Finnene har i sitt arbeid referert til undersøkelsen vist i figuren under.



I byggekostnadsprogrammet tas det fatt i problemstillingen med å finne gode produktivitets-indikatorer.

I denne sammenhengen har det særlig innen byggebransjen vært en diskusjon rundt industriell tenking, og om bygge- og anleggsbransjen kan lære av erfaringene fra andre bransjer. Her har særlig de forbedringsprosessene som har skjedd innenfor bilindustrien med utgangspunkt i Toyotas utviklingsarbeid med fokus på kundens behov og stadige forbedringer i produksjonen og forenklinger i hele verdikjeden vært trukket fram som interessante ("lean production")

I anleggsnæringen har det skjedd en betydelig utvikling de siste år uten at vi har skikkelige indikatorer som viser utviklingen. Det er imidlertid ingen tvil om at effektiv dataflyt, bruk av digitaliserte modeller og nye måter å arbeide sammen på har gitt gevinster. Finnene mener effektiviseringspotensialet ved rasjonell dataflyt i vegprosjekter kan ligge på opp mot 30 prosent. Her vet vi at Norge ligger langt framme, og det skjer en viktig utvikling på området.

Utfordringen er å få til rask erfaringsutveksling slik at nye metoder tas i bruk og utvikles videre gjennom systematisk satsing på forskning og utvikling. Og så må vi finne gode måte å dokumentere utviklingen på.

Prosesser tar tid

Bransjen har gjennom flere år vært preget av svært kortsiktige målsettinger, og det forventes at gevinster skal komme raskt.

Det er viktig å være klar over at forbedringsprosesser tar tid. Scania som har arbeidet aktivt med å forbedre produksjonen etter prinsippene i "lean production" mener det tar femten år å utvikle en slik prosess fullt ut i en stor organisasjon. Fra andre land angis at en overgang til totalentrepriser og funksjonsbeskrivelser vil kreve fire til fem års utviklingstid.

Det er også en erfaring i de organisasjoner som har tatt svært raske grep at det må på plass et underlag for nye kontraktstyper i form av beskrivelser og rutiner, og at dette nødvendigvis må utvikles over tid.

Byggherrestrategier og praksis

Vi må erkjenne at det alltid vil være ulike interesser hos bestiller og utfører. Vi trenger gode rutiner for å håndtere konflikter uansett hvilken gjennomføringsmodell vi har valgt. Det viktige er å ha respekt for hverandres interesser og samordne disse der det er naturlig. Gjennom systematisk samarbeid og partnering kan dette settes i system slik at fokus blir på løsninger og ikke på strategisk tilbudsgiving og tillegg.

Private byggherrer vil ofte bli kvitt byggherrerisikoen og ønsker budsjett- og kvalitets-sikkerhet.

Noen offentlige byggherrer har valgt å bygge ned egen organisasjon betydelig, og kjøper alle tjenester i det private marked inkl. prosjekt- og byggeledelse. I Norden er Vägförvaltningen i Finland et typisk eksempel på dette.

I Vegvesenets byggherreprosjekt ble det gjort en spørreundersøkelse blant personell som arbeidet på prosjekter for Statens vegvesen (entreprenører og rådgivere). Det ble gjennomgående gitt gode tilbakemeldinger en profesjonell og dyktig byggherre som gjerne kunne vært noe mer kreativ, men dette ble overskygget av meldingene om forskjellig praksis mellom regionene og mellom prosjektene.
Ved kartleggingen kom også dette fram i studiene av det svenske vägverket der det er betydelig forskjell i praksis mellom regionene.

Nå er det ingen som forventer at alle skal bli identisk like, men det er en betydelig oppgave å få mer ensartet praksis, og det pågår for tiden et intensivt arbeid med å forbedre de interne prosessene i Statens vegvesen for å utvikle en felles og ensartet byggherrepraksis.

I denne sammenheng er bransjen også invitert til deltagelse gjennom faglige nettverksgrupper

Det pågår en løpende diskusjon om hvilken kompetanse en byggherre skal ha, og her er det nok litt delte meninger blant de nordiske veg- og jernbaneetatene. I tilbakemeldingene fra bransjen i forbindelse med byggherreprosjektet var det entydig at man ønsker en faglig kompetent byggherre.

Her vil det nok skje en utvikling. Det er en lærende prosess der det må være vilje til å bruke tid og ressurser for gjensidig kompetanseutvikling. Det vil være et eget etatsprosjekt i Statens vegvesen om hvilken kompetanse som er nødvendig for oss som byggherre på driftssiden.

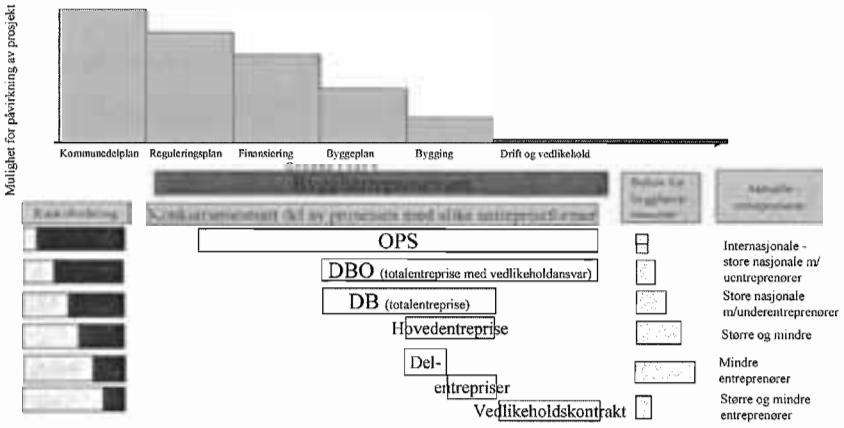
Hva er egentlig oppgaven

Å utvikle og gjennomføre et infrastrukturprosjekt er en omfattende oppgave med krevende rammebetingelser:

- Overordnede plansystemer (NTP)
- Budsjett- og finansieringssystemer, politiske beslutninger
- Arealplanleggingssystem med delt ansvar
- Offentlige anskaffelsesregler
- Økende krav til dokumentasjon
- Økende brukerkrav
- Krav til effektivitet, sikkerhet, kvalitet

Effektivitetsfokuset har vært sterkest på byggefasen der påvirkningsmulighetene er begrenset, mindre på tidlige faser og optimalisering av hele prosessen, livsløpsbetraktninger og samordning av prosjektportefølje. Å finne de beste løsningne i forhold til hele denne prosessen vil være en viktig oppgave framover.

Prinsippskisse for ulike gjennomføringsmodeller
og entrepriseformer



Figuren over viser en skisse over livsløpet i et vegprosjekt. Statens vegvesen har lagt opp en byggherrestrategi som åpner for bruk av ulike kontraktstyper og samarbeidsformer, og ønsker som byggherre å kjennetegnes ved langsiktighet, gjenkjennbarhet, fasthet og løsningsorientert arbeidsmåte.

Av hensyn til lokale konkurranseforhold og utvikling av et bredt leverandørmarked vil gjennomføringsstrategi vurderes for hvert enkelt prosjekt. På store prosjekter er det også innført et system med ekstern kvalitetssikring.

Som kjent er modellen for offentlig privat samarbeid (OPS) prøvd på tre store vegprosjekter. Erfaringene fra de første prosjektene har vært positive, men erfaringene fra disse prosjektene skal evalueres før det tas stilling til videreføringen av OPS.
De viktigste erfaringene fra OPS-prosjektene er kanskje at gjennomføringen har skjedd raskere enn i det vanlige budsjett- og finansieringssystemet, samt at det er gitt større muligheter for utførende å påvirke løsninger, og at livsløpskvalitet og kostnader gis større vekt. Arbeidet med kontraktsutviklingen og samarbeidsforhold i OPS har også gitt verdifulle innspill for utforming av nye kontraktstyper.

Mange konflikter med tilhørende hengesaker har preget bransjen de senere årene. Vi erfarer at sluttoppgjøret blir en arena for forhandlinger rundt gamle saker som har samlet seg opp under anleggets gang, samt at det kommer opp nye saker i sluttoppgjøret som ofte refereres til som "konsekvenskrav" eller "sekundæreffekter" av summen av de andre kravene.
I samråd med bransjen vil vi utvikle et system som forebygger og håndterer konflikter på en enklere, mer effektiv og velfungerende måte

Dette vil skje gjennom varierte kontraktstyper, partnering, tvisteråd og utvidet vurdering av erfaring, egnethet og gjennomføringsevne. Eksempler på varierte kontraktsformer som er i bruk er målpriskontrakter, totalentrepriser og fastpriskontrakter.

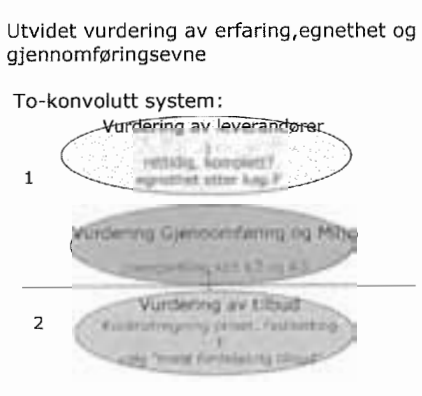
Hensikten med målpriskontrakt er gjennom et bedre samarbeid og en felles målsetting om å videreutvikle et byggeprosjekt, å oppnå kostnadsbesparelser uten at kvaliteten reduseres. For i større grad å åpne for nye løsninger, skal det i disse kontraktene legges inn et ekstra partneringelement. Ved å kontraktsfeste en utviklingsfase og å sette av tid før byggestart er intensjonen at prosjektet kan utvikles ved å forene gode krefter hos entreprenør, rådgivere og byggherre.

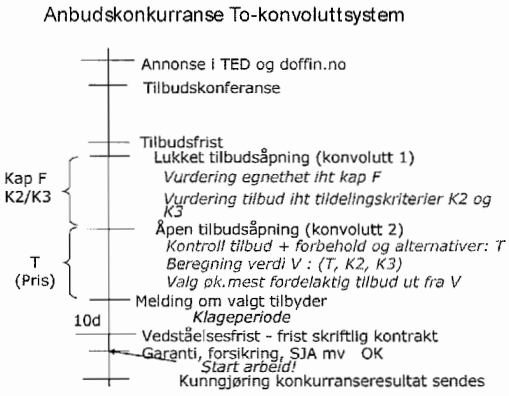
Målsettingen er at alle vegvesenets kontrakter med grunnlag i håndbok 066 skal legges opp etter konsept for partnering og systematisk samarbeid gjennom oppstartsmøte (C5.2) , samarbeidsmøte (C5.3) og forbedringer og utviklingsarbeider (C28.7). Der partene har forslag til alternative løsninger som gir besparelser, tas dette opp skriftlig på samarbeidsmøte eller byggemøte. Der endringer, utviklingsprosjekter fører til besparelser ift kontrakt, deles differensen 50/50mellom partene (etter at utgifter til evt omprosjektering er trukket fra.) Der partene blir enige om utviklingsarbeider, opprettes egne avtaler om dette.
Tvisteråd vurderes tatt i bruk på store prosjekter som

- Supplering av gjeldende tvisteløsningsmekanismer (C5.2 og C5.3)
- formalisering av tvisteløsningsmekanisme (omtalt i slutten av C5.3)

Tvisteråd som tiltak må vurderes avhengig av kontraktstype og –størrelse. Til å bistå partene med effektivt å forebygge og løse uenigheter og tvister knyttet til gjennomføringen av kontrakten, kan det snarest mulig etter kontraktsinngåelse opprettes et tvisteråd bestående av tre medlemmer. Partene skal bli enige om et sett av regler for oppnevning, mandat, prosedyrer for og arbeidsmåte i tvisterådet. Disse skal dersom ikke partene blir enige om noe annet, følge internasjonalt publiserte regler for tvisteråd (Dispute Board/Dispute Review Board, ref publiserte regler fra ICC 1. sept. 2004). Dette prøves ut i Bjørvikaprosjektet der det er ønske om at alle de tre store entreprisene skulle ha et felles konfliktløsningsrådmed en formann som alle parter kan akseptere, og at formannen igjen velger to rådsmedlemmer som alle partene kan akseptere. For at rådet skal være velfungerende, må de ha generell kunnskap om prosjektet, samt innsyn i framdrift og samarbeidsforhold. Prosjektet ønsker et enkelt, effektivt og velfungerende system for håndtering av uenigheter som baserer seg på etablering av de to parallelle prinsipper: partnering og konfliktløsningsråd

Samtidig utprøves på noen prosjekter egnethetsvurdering gjennom tildeling basert på pris og gjennomføringsevne (vektede kriterier), se illustrasjon under.





Totalentreprise med målpris prøves ut på RV 44 omkjøringsveg Kleppe. Utgangspunktet er vanlig totalentreprise med løsning og tilhørende pris. Etter at entreprenør er valgt skal en i fellesskap gjennomføre en utviklingsfase. Eventuelle endringer av løsninger som medfører reduksjon pris i utviklingsfasen gir målprisen. Besparelser fordeles på følgende måte:

Utviklingsfasen: 75 % til totalentreprenøren og 25% til byggherren
Byggefasen : 50 % til totalentreprenøren og 50% til byggherren

Felles nordisk anleggsmarked

Bakgrunn

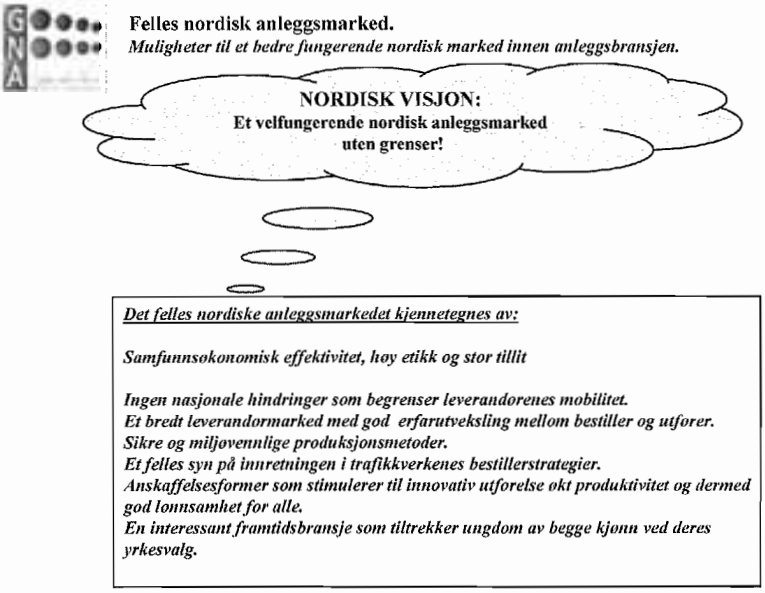
Prosjektet "Gemensam Nordisk Anläggningsmarknad, GNA" ble initiert av Nordisk ministerråd som en del av arbeidet med integrasjon under Sveriges formannskap i 2003. Hensikten med prosjektet var å sikre et felles og velfungerende anleggsmarked i Norden, og bidra til økt effektivitet og et bedre samarbeidsklima mellom bestiller og utførende. På oppdrag fra ministerrådet utarbeidet veg- og jernbaneetatene i Norden (unntatt Banedanmark) i 2003/2004 en rapport som analyserte mulighetene og forutsetningene for et felles nordisk anleggsmarked innen veg- og jernbanesektoren. Rapporten fra GNA fase 1 (Gemensam nordisk anläggningsmarknad, TemaNord 2004:551 Nordisk Ministerråd, København 2004) inneholdt en avtale om å videreføre GNA gjennom åtte delprosjekter i 2005 /2006 i et samarbeid mellom etatene:

Prioriterte utviklingsprosjekter	Ansvarlig etat
Felles database for anslag og planer	Vejdirektoratet, Danmark
Felles database for ordliste	Vägförvaltningen, Banförvaltningscentralen, Finland
Felles krav helse, miljø og sikkerhet (HMS)	Statens vegvesen, Jernbaneverket, Norge
Felles sportekniske og sikkerhetsmessige krav til maskiner ved jernbanebygging	Jernbaneverket, Norge /Banverket, Sverige
Enhetlige kompetansekrav	Banverket/Vägverket, Sverige
Nordisk visjon for det framtidige leverandørmarkedet	Vägverket/Banverket, Sverige
Utvikle entrepriseformer og alternative samarbeidsformer	Vägförvaltningen, Finland
Utvikling av funksjonskrav (drift, vedlikehold av veg)	Statens vegvesen, Norge

I tillegg er det gjort et ad hoc-arbeid for å kartlegge etatenes anskaffelsespraksis. Gjennomføringsansvaret for de enkelte prosjektene er fordelt mellom etatene som vist i oversikten. Arbeidet er koordinert av en nordisk styringsgruppe som har rapportert til bestillergruppen (generaldirektørene). Island og Færøyene har vært observatører. Bransjen har deltatt i seminarer og ulike referansegrupper. Prosjektinformasjon er løpende blitt lagt ut på NVF's hjemmesider . Rapportene fra de ulike delprosjektene i GNA finnes på denne web-siden (www.nvfnorden.org under logo GNA, prosjekt, delprosjekt). En foreløpig versjon av web-portal for anslag og planer er tilgjengelig på http://webapp.vd.dk/gna/.

I noen av disse delprosjektene er det gjort et betydelig nybrottsarbeid for å se på hvordan veg- og jernbaneetatene kan legge til rette for et felles nordisk marked.

Ledelsen i etatene er blitt enige om en langsiktig visjon for å utvikle det felles markedet.



I prosjektet entreprise- og samarbeidsformer er det gjort en analyse av ulike gjennomførings-modeller sett både fra bestiller og utførersiden, og dette arbeidet er systematisert i forhold til entrepriseformer, samarbeidsformer, prosjektorganisering og finansiering. Dette vil danne en basis for en videre utvikling i samarbeid med bransjen der det legges opp til en samordnet evaluering.

Det er også for første gang utarbeidet et forslag til felles funksjonsbeskrivelse for drift og vedlikehold av veg. Dette er strukturert slik at det ligger en felles beskrivelse i bunnen mens de enkelte etatene kan gi supplerende krav og egnegrenseverdier og måleregler. Dette legger til rette for en trinnvis implementering.

Samordningsstruktur

Det politiske og administrative samarbeidet i Norden har lange tradisjoner. Samarbeidet skjer på ulike nivåer:

1. Informasjon
2. Gjensidig nettverk og erfaringsutveksling
3. Samordning av praksis mellom etater og virksomheter (som etatene selv bestemmer)
4. Samordning av lover, forskrifter, standarder, reduksjon av grensehindre

Det nordiske samarbeidet har i hovedsak ligget på de to første nivåene som er viktige nok i seg selv, mens det har vært vanskelig å komme videre til nivå 3 og 4. En rapport for

ministerrådet (2004) påpeker flere forhold som årsak til manglende resultater i det nordiske samarbeidet, bl.a. forholdet til EU-prosesser og EU-regler, ulike skatte- og avgiftsregler, for ambisiøse og komplekse problemstillinger, for mange aktører og for uklart ansvar for gjennomføring og oppfølging. Rapporten anbefaler en langsiktig målsetting med høyt ambisjonsnivå kombinert med klart definert ansvar for delprosesser som kan iverksettes raskt for å vise resultater.

GNA's struktur er godt i samsvar med denne anbefalingen. Det er utarbeidet en langsiktig ambisiøs målsetting i kombinasjon med tiltak som kan iverksettes umiddelbart (informasjon) og tiltak som krever en videre og samordnet prosess i organisasjonene og i bransjen (systematisering av samarbeid og tilpasning av praksis):

- *Visjonen representerer det langsiktige målet.*
- *Felles portal og ordliste representerer tiltak som kan iverksettes raskt (informasjon som kan videreføres til et mer avansert nivå).*
- *Det samme gjelder kompetansekrav der det er foreslått en forsiktig start som krever et videre arbeid.*
- *Felles HMS-krav representerer et område der det må arbeides aktivt med holdninger og atferd, men der konkrete tiltak kan iverksettes forholdsvis raskt (felles registrering og rutiner, ledelsesfokus), og der det kan legges til rette for et systematisk nettverksarbeid med bransje og tilsynsmyndigheter.*
- *Felles entrepriseformer representerer et område som kan brukes for å utvikle egne organisasjoner og bransje der det er behov for en felles utvikling, men der praksis vil kunne variere avhengig av lokale forhold innenfor en utviklingsretning.*
- *Felles funksjonskrav for drift og vedlikehold av veg representerer et område der det er laget et helt nytt forslag basert på det beste fra landene, og der det foreslås en trinnvis innføring i de nordiske vegetatene med felles oppfølging – kan være et eksempel på et område der man kan få felles praksis, og som kan utvides til andre områder.*
- *Felles krav til maskiner ved jernbanebygging legger fram konkrete forslag til en tilnærming mellom Sverige og Norge, og avdekker byråkrati som oppstår når forskrifter ikke harmoniseres.*

Gjennom GNA-prosjektet er det synliggjort en del forskjeller både i strategier, synspunkter og holdninger. Dette gjelder særlig i forhold til kompetanse og ressurser på bestillersiden, og takten i innføring av nye entrepriseformer. Det er også registrert ulike syn i forhold til HMS. Bransjen i Norge og Sverige oppfatter HMS som et viktig utviklingsområde, og påpeker betydningen av bestillerens fokus og forståelse for dette.

For noen virksomheter er det avdekket forskjeller mellom nasjonale strategier og lokal praksis.

Vi har også registrert en betydelig skepsis til hva som kommer ut av nordisk samarbeid utover nettverksbygging og erfaringsutveksling. Her har vi observert at flere har endret mening under prosjektets gang, og ser de muligheter som ligger i en systematisering av samarbeidet.

Erfaringene viser at utviklingen av slike samarbeidsprosesser krever ressurser og tydelig ledelsesfokus med kontinuitet og klart oppfølgingsansvar. Det er også viktig å ha en aktiv pådriverfunksjon.

Det har vært en prosess på nasjonalt nivå i forhold til bransjen på grunnlag av delprosjektenes rapporter som ble framlagt i slutten av juni. Entreprenørene og konsulentene er gjennomgående positive til GNA's forslag til tiltak. De store selskapene sier at de tilpasser seg virkeligheten ved å etablere enheter i hvert land, men ser fordelene i GNA, og spør hvorfor ikke byggherresiden har gjort dette tidligere ut fra egen interesse. Bransjen er interessert i å bli involvert i det videre arbeidet. De tar også opp om engelsk burde brukes som arbeidsspråk.

Tilbakemeldingene er entydige om at det kreves en form for overbygning som har en pådriverrolle i det videre arbeidet, og at det er betydelig risiko for at arbeidet vil stoppe opp hvis GNA avsluttes uten at en slik funksjon er ivaretatt. På vegsiden er mange skeptiske til om NVF i sin nåværende form kan ivareta funksjoner utover å være nettverksarena og forum for felles seminarer.

På sikt kan samordningen skje gjennom fagnettverk opprettet spesielt for et nordisk marked. Vi finner det naturlig at dette evalueres fram mot 2008 når man har ytterligere erfaring. Dette gir også tid for restrukturering av NVF som kan skje fra 2008 slik at NVF er bedre i stand til ivareta den funksjonen vegdirektørene ønsker for å koordinere implementering og oppfølging av foreslåtte tiltak på vegsiden.

De involverte veg- og jernbaneetatene er blitt enige om følgende som grunnlag for det videre arbeidet med GNA:

Den felles visjonen legges til grunn for den videre utvikling av veg- og jernbaneetatenes bestillerstrategier (byggherrestrategier) fra og med 2007, og for samarbeid med bransjen på nasjonalt og nordisk nivå. A

Anbefalingene fra GNA innarbeides i etatsstrategier og virksomhetsplaner for de områder etatene beslutter å følge anbefalingene.

Implementering besluttes og gjennomføres av den enkelte etat.

GNA videreføres som prosjekt i 2007/2008 med en styringsgruppe som rapporter til generaldirektørene. Det etableres underliggende nettverk for å videreføre delprosjekter og samordne implementering og oppfølging av de anbefalinger som er gitt i GNA fase 2. Ved oppnevning av nettverk skal det legges vekt på å få med nøkkelpersoner innenfor det respektive ansvarsområde innen etatene, og nødvendige kontaktpersoner fra bransjen.

Følgende delprosjekt implementeres og samordnes gjennom GNA 2007/2008:
(Utfyllende beskrivelse av forslagene på de ulike delprosjektene er gitt i vedlegg)

1. Felles portal for anslag og planer etableres med oppdaterte data (engelsk versjon skal være tilgjengelig)
2. En felles ordlisten legges ut på felles nettsted 1.1.2007 og utvides i løpet av 2007
3. Det utarbeides felles kompetansekrav etter den foreslåtte malen for de fire angitte yrkeskategoriene på jernbanesiden og de tre foreslåtte kategoriene på vegsiden.
4. Det innføres felles måleindikatorer for HMS-statistikk fra 2008. Disse danner grunnlag for sammenligning og utvikling av incitaments- og bonusordninger. I

samarbeid med bransje og tilsynsmyndigheter utvikles nettverk for å øke forståelsen for HMS, og for å legge grunnlag for en felles utviklingsplan fra 2008.

5. Andelen av entreprise- og samarbeidsformer som gir større frihetsgrader økes (f.eks total-, funksjons- og livsløpsentrepriser). Alle entrepriseformer utvikles for å utnytte utførendes kompetanse og økende vekt på systematisk samarbeid og partnering. Det etableres et nettverk for felles evaluering av nye entreprise- og samarbeidsformer gjennom pilotprosjekter fra 2007. Det utarbeides forslag til samordning av egnethets-vurderinger, tildelingskriterier, bonusordninger og avvikshåndtering.
6. Vegetatene legger forslaget til felles funksjonsspesifikasjoner for drift og vedlikehold til grunn ved revideringer av håndbøker og konkurransegrunnlag. Det etableres nasjonale arbeidsgrupper og et nordisk fagnettverk med nøkkelpersoner fra driftssiden.
7. Jernbaneetatene tar et initiativ i forhold departementer og tilsynsmyndigheter for å gjennomføre forslagene til samordning av krav til maskiner ved jernbanebygging. Samordning kan skje i alle fire land, men bør som et minimum starte med Sverige og Norge

Det inngås en samarbeidsavtale mellom etatene om videreføring og implementering av tiltakene gjennom GNA fase 3. Prosjektet avsluttes 1. juli 2008

Det gjøres da en evaluering av det videre arbeid. På vegsiden er det naturlig å se dette i sammenheng med utviklingen av Nordisk Vegteknisk Forbunds funksjon.

Felles portal for anslag og planer og ordliste legges ut på NVF's hjemmesider. Det etableres linker til denne fra de enkelte etatenes hjemmesider, og fra de bransjenettsider som ønsker dette.

Det holdes et felles nordisk seminar i 2007 for å informere om implementering og oppfølging av GNA's anbefalinger, og for å sikre at arbeidet i NVF er koordinert med videreføringen av GNA.

Det foreslås overfor Nordisk ministerråd at det holdes et seminar (workshop) om grense-hindringer innen anleggsområdet i 2007.

I tillegg inngår bransjeseminarer i oppfølgingen av ulike delprosjekter.

Det arbeides nå med en avtale for videreføringen basert på dette grunnlaget. Det er enighet om først å samordne det etatene selv har beslutningsmyndighet over slik at jernbaneetatene først vil tilpasse interne krav til maskiner ved jernbanebygging før man trekker inn tilsynsmyndigheter og departement.

Oppsummering

Det ligger en klar ambisjon i det arbeid som er gjort å systematisere arbeidet med nye entreprise- og samarbeidsformer, og veg– og jernbaneetatene vil nå ta et initiativ overfor bransjen for å følge opp intensjonene slik at det blir større kraft på utvikling av et felles marked og samarbeids- og entrepriseformer som ivaretar effektivitets-, kvalitets- og sikkerhetsfokuset på en god måte.

Vi håper det vil være viktige bidrag til utvikling av bransjen, og at det vil gi gode resultater både i forhold til de oppgaver vi skal løse og i forhold til bygge- og anleggsnæringens omdømme.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

SAUDAPROSJEKTET - ENTREPRISE B1/B2 UTFORDRINGER

The Sauda Project - Contract B1/B2, Challenges

Siv. Ing. Hans Olav Storkås - Prosjektleder, AF Anlegg
Siv. Ing. Øyvind Engelstad - Disiplinleder, Norconsult AS
Siv. Ing. Ståle Lunde - Prosjektleder, Aktieselskabet Saudefaldene

SAMMENDRAG

De to største entreprisene i Saudaprosjektet som Aktieselskabet Saudefaldene nå har under bygging, er betegnet B1/B2. Entreprisene utføres av AF Anlegg, Norconsult AS er konsulent for byggherren. Arbeidet omfatter et tradisjonelt kraftanlegg i berg med 3 aggregater på til sammen 265 MW og mange lange stuffer innenfor en ambisiøs byggetid. Oppgaven har blitt ytterligere utfordrende grunnet store vanninnbrudd med høyt trykk har ikke gjort oppgaven mindre utfordrende. Om man ikke har løst alle problemer, har godt samarbeid og gjensidig tillitt mellom parten bidratt til å minimere skadevirkningene. Fremfor konfliktsøking fokuserer alle parter på å finne gode løsninger på de problemene man står overfor.

SUMMARY

The two biggest construction contracts currently under construction in the Saudaproject owned by Aktieselskabet Saudefaldene, is named B1/B2. The two contracts were rewarded to the construction company AF Anlegg. Norconsult AS is consultant for the owner throughout the project. The task includes a traditional underground powerhouse and transformer cavern with 3 units totalling 265 MW installed capacity. There are several long tunnels in the project. The task is demanding considering the tight schedule of the project. On top of the challenge already present from the start, the project has met huge water problems with large leakages under high pressure. Although there are several challenges still to overcome, a strong commitment, cooperation and trust between the parties has reduced the damages to a minimum. The result is a project team seeking opportunities in stead of conflict.

KORT BESKRIVELSE AV PROSJEKTET

Aktieselskabet Saudefaldene eiet av Elkem Saudefaldene og Sunnhordland Kraftlag, startet sommeren 2005 bygging av Saudaprosjektet. Saudaprosjektet er et opprustings- og utvidelsesprosjekt for å skaffe tilveie ca. 500 GWh/år ny vannkraft fra fjellene mellom Sauda i vest, Røldal i øst, Åkrafjorden i nord og Hylsfjorden i syd. Det dreier seg i første rekke om å utnytte eksisterende nedbørsfelt og fall på en mer effektiv måte, samtidig som man tar inn noen større og en del mindre nedbørsfelt. Prosjektet innebærer nedlegging av to av de eksisterende kraftverkene i vassdraget.

Prosjektet ble delt i 5 entrepriser for bygningsmessige arbeider som følger:

- B1 - Sønnå kraftverk med avløpstunnel og tilløpstunnel til grensen mot B1, samt overføring Maldal/Sagelva. Installert effekt i Sønnå kraftverk blir 265 MW fordelt på

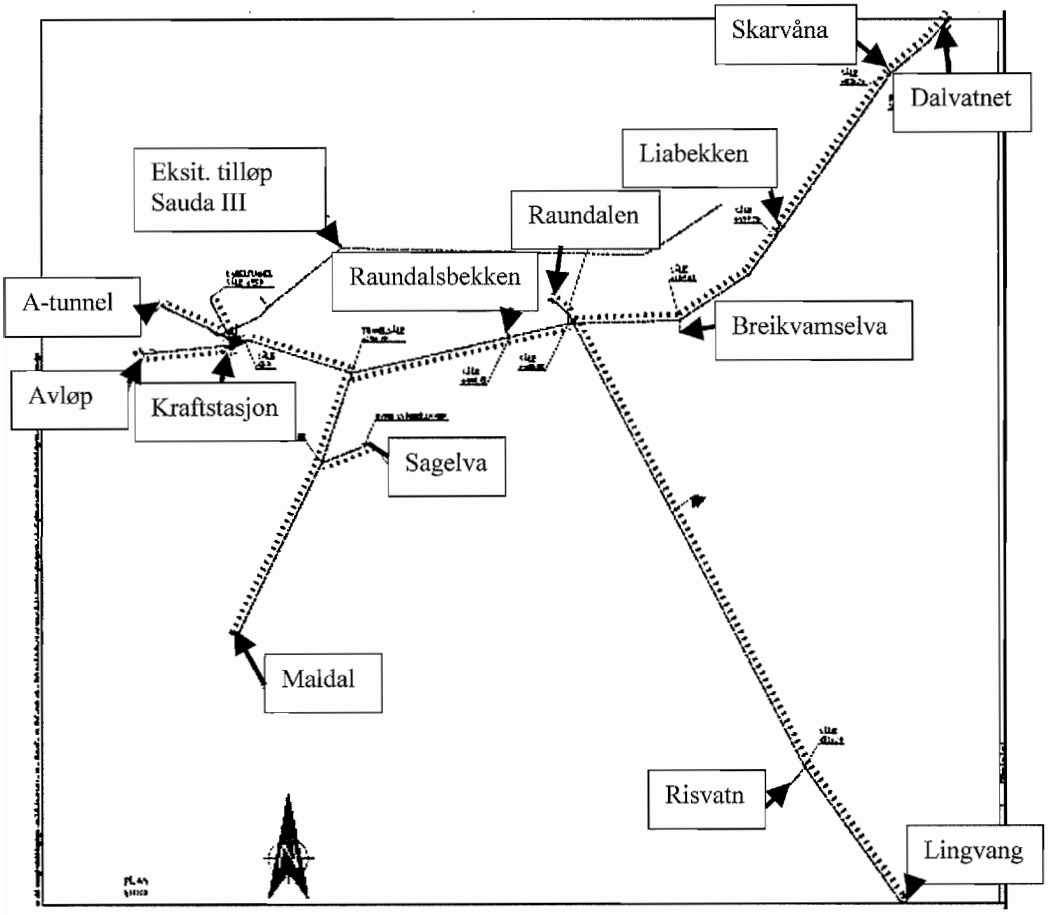
3 aggregater (2 x 105 MW Sønnå H med 550 m brutto fallhøyde + 60 MW Sønnå L med 253 m brutto fallhøyde)

- B2 - Tilløpstunnel drevet fra tverrslag i Raundalen og Overføring Lingvang/Tengesdal
- B3 – Dalvatn Kraftverk som utvidelse av Sauda II. I entreprisen inngår også bygging av nytt tilløp til eksisterende og nytt aggregat. Det er installert et nytt aggregat på 10 MW i et tilbygg til eksisterende stasjon som har installert effekt på 24 MW. Brutto fall er ca. 190 m.
- B4 – Overføring Slettedalselva til Nyggjelebeitevatn. Veiløs overføringstunnel og bekkeinntak drevet konvensjonelt.
- B5 – Istjønna og Reinsvatn. 2 stk borede tunneler der alt utstyr og materialer må transporteres inn med helikopter ca 1000 moh.

I tillegg inngår en rekke kontrakter for leveranse og montasje av elektromekanisk utstyr.

Denne artikkelen beskriver utfordringer og samarbeid for entreprisene B1/B2, som begge etter en grundig tilbuds- og forhandlingsprosess ble vunnet av SRG, nå AF Anlegg.

Tunnelsystemet som inngår i B1 og B2 entreprisene er vist i figuren nedenfor.
Samlet tunnelengde ca 30 km.



Figur 1 - Tunnelsystem Entreprise B1/B2 - Kontraktstegning

Artikkelen er betegnende utarbeidet i samarbeid mellom byggherre entreprenør og konsulent. Dette kan stå som et symbol på den positive samarbeidsånd som har fått råde i prosjektet til tross for meget store utfordringer.

STATUS FOR PÅGÅENDE ARBEIDER - ENTREPRISE B1/B2

Tilløpstunneler:
Tilløpssystemet er ca 11 km lang. Fra tverrslaget i Raundalen blir ca 6,6 km drevet mot Dalvatn som enstuffsdrift med svak stigning og mot kraftstasjon blir det drevet enstuffsdrift mot stasjonen på synk (1:7). Fra kraftstasjon blir tilløpet drevet fra Sønnå kraftstasjonsområde med enstuffsdrift med stigningsforhold 1:6. Tilløpstunnelen er 38 m^2.

Driften mot Dalvatn har gått som forutsatt med driving i granittisk gneis og inndrifter opp mot 100 m/uke. P.t. er det drevet 3000 m eller 45% av strekningen Raundalen - Dalvatnet.

Inndrift mot Sønnå ble redusert da tunnelen går gjennom områder med mye vann og injeksjon. Driften har gått med ca 40 m/uke. Det er p.t. drevet 1950 m.

Driften på tilløpet fra Sønnå har også vært preget av mye vann og dårlige fjellforhold. Traséen har blitt endret grunnet dårlige fjellforhold samt at kritisk veg tidsmessig i prosjektet nå går mot Maldal og ikke langs tilløpstunnelen. Stuffen står p.t. 470 m fra konus foran kraftstasjonen. Det gjenstår ca. 300 m frem til avgrening mot Maldal.

Overføringstunneler:
Lingvangstuffen på 9 km står p.t. på pel 2011, 24% av strekningen er altså drevet. På grunn av vannproblemer har inndriften etter pel 740 falt til et gjennomsnitt på ca. 30 m/uke. Etter innføring av nye injeksjonsprosedyrer (se senere kapittel) har inndriften økt til ca. 40 m/uke. For første gang på lenge har man i skrivende stund drevet 10 salver sammenhengende uten vannproblemer. Det er imidlertid alt for tidlig å anslå hvordan driftforholdene blir fremover. Lingvang er arrangert slik at den kan kobles inn på driftstunnelen etter at denne er satt i drift. Ferdigstillelse av Lingvang er derfor ikke avgjørende for å sette den nye stasjonen i drift.

Driften har ennå ikke startet på Maldalsoverføringen, da man ikke er fremme ved avgreningen fra tilløpstunnelen. Det fremkommer derimot av senere kapittel i artikkelen at det nå jobbes med alternative traseer for å sikre tidligst mulig ferdigstillelse.

Avløpstunnel:
Avløpstunnelen på 1200 m er drevet ut forbi planlagt luke i avløpet. Det gjenstår dermed bare å ta ut det siste delen av synken ned mot utslag i på kote -30 i Saudafjorden.

AF vil nå starte opp drift på stoll til lukekammer i avløpet og sprenge lukesjakten. Dette vil kunne muliggjøre omlegging av ventilasjonen rundt stasjonen, og forhåpentligvis bedre miljøet i dette området.

Kraftstasjonen:
Kraftstasjonen er som følge av økte sikringsmengder i adkomsttunnel og stasjonen ca. 4 måneder forsinket. Revidert fremdriftsplan gir klart for vannpåsetting i løpet mars 2008, opprinnelig var idriftsettelse av aggregat 1 planlagt tilårsskiftet 2007/08..

P.t. er sugerør 1 støpt og montasje pågår for trykkrør 1 og 2 samt sugerør 2. I trafohallen er oljegruber, gulv på grunn og dekke over sugerørslukesjakter ferdig.

Figur 2 - Sønnå kraftstasjon per oktober 2006

Tilløp Sønnå L:
Tilløp til aggregat 3 (Sønnå L) består av en kort trykktunnel og en 180 m lang boret sjakt med dimensjon Ø3,7 m opp til eksisterende tilløpstunnel til Sauda III. Den eksisterende tunnelen skal konverteres til å bli tilløp for Sønnå L etter idriftsettelse av dette aggregatet.

P.t. er trykktunnelen ferdig og det er foretatt kjerneboring fra terreng i aksen for den planlagte sjakten. Det vil kunne bli utforinger med vann i forbindelse med boring av sjakt. Det planlegges derfor med injeksjon av piloten dersom dette skulle bli nødvendig.

Kabeltunnel:
Kabeltunnelen står uke 43 på pel 550. Det gjenstår derfor 131 m til gjennomslag mot Kjedalen.

Koblingsanlegg:
Tomten for koblingsanlegg i Kjedalen er ferdig utsprengt og planert. Arbeidet ble i sin helhet tatt ut av AFs entreprise og satt bort til den lokale entreprenøren Brødrene Selvik AS.

UTFORDRINGER

Innledning

I et stort vannkraftprosjekt vil det alltid være en rekke større og mindre utfordringer. Dette var også ventet for Saudaprosjektet. Av ventede utfordringer kan nevnes:

- Prosjektet (Entreprise B1/B2) har flere lange stuffer både på tilløp og overføringstunneler. Spesielt er Lingvangtunnelen med over 9 km stufflengde utfordrende.
- Det var i forespørselen satt ambisiøse fremdriftsmål for prosjektet. For å komme i posisjon krevde dette innovative løsninger både med tanke på utstyrsvalg, driftsopplegg og designmessige justeringer.
- Bygging av en kraftstasjon med 3 aggregater og stram byggetid stiller strenge krav til koordinering og planlegging.
- Flere bekkeinntak som skal bygges veiløst
- Håndtering av miljømessige forhold og hensyn til 3. part under arbeidets gang

Som om prosjektet ikke var utfordrende nok fra før, har det under arbeidets gang dukket opp store problemer. I kombinasjon med forutsatte krav har dette gitt entreprenør, byggherre og konsulent vesentlige utfordringer som må løses i felleskap. Det er i første rekke vanninnbrudd med høyt trykk som har dominert og krevd fokus i prosjektet så langt.

Lange stuffer

De lange stuffene i prosjektet gir vesentlige utfordringer. Anlegget har i dag 6-7 stuffer og 170 personer er beskjeftiget fra AF Anlegg med å håndtere utbyggingen.

Driving av 30 km tunneler på 2 år krever mye planlegging. All disponering av rigger, personell og transportutstyr må skje på en optimal måte. Når begge entreprisene skal gå med topproduksjon, må en håndtere ca 16000 m3 stein i uken. Dette krever en maskinpark på 5 borerigger, 5 hjullastere, 20 trucker med 20 m3 kasse og semibiler.

Entreprenøren valgte derfor å fornye seg på den maskinelle siden i prosjektet. De strenge kravene til fremdrift medførte at AF må ha "state of the art" utstyr og kompetanse. AF valgte derfor å investere i tre nye rigger fra Atlas Copco. En XL3 rigg og to L3 rigger, alle med de nye 3038 maskinene. De to L3 riggene er spesialdesignet slik at de får plass i overføringstunnelene på 25 m^2.

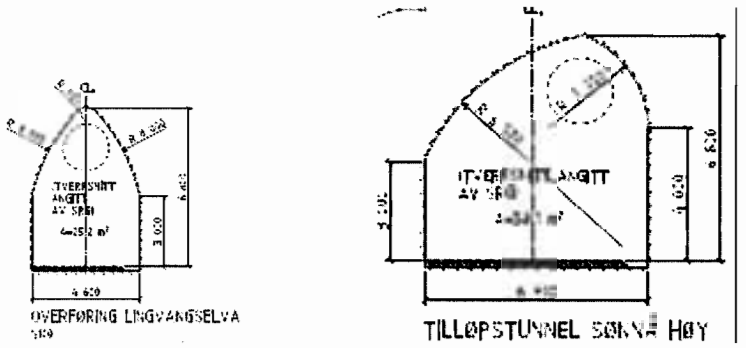
Lasteutstyret er Volvo 220 hjullastere, samt 1 stk Haagloadere på overføringstunnelene. I tillegg har vår underentreprenør T.Engene investert i nye MAN 20 m^3 4-akslede biler.

Bakgrunnen med Häggloader var å redusere nisjeantallet slik at avstanden ble 250 m samt at de miljømessige forholdene ville bli bedre med elektrisk lasting. Tidligere erfaring med utstyret tilsa en god produktivitet.

Driften på Lingvang har imidlertid medført at man måtte legge om og tilpasse driften til ordinært utstyr med nisjeavstand 125 m. Hovedfokus har gått fra produksjon av tunnelmeter

til å takle vannproblemene gjennom injeksjon. Nisjeavstand er derfor redusert for å kunne plassere injeksjons- og driftsutstyr i praktisk avstand fra stuff.

Den store utfordringen er å få til god ventilasjon og god veibane i de lange tunnelene med små tverrsnitt. Tverrsnittene varierer fra 25 og 38 kvm. Lingvangstuffen, med lengde på ca.9 km, har tverrsnitt på 25 m^2. Disse tverrsnittene medfører at AF planlegger å etablere 3 omlastestasjoner på Lingvang, mens de på tilløpet bruker stoll til bunn av sjakt til bekkeinntakene som omlastestasjoner for å få ned bilantallet.



Figur 3 - Prinsippskisse tverrsnitt 25 m^2 og 38 m^2 (tilpasser lasteutstyr og ventilasjon)

Stram byggetid

Det er i forespørsel og senere i kontrakt stilt ambisiøse krav til fremdrift. Dette har medført at entreprenøren både under tilbudsarbeidet og senere må "snu hver stein" for å finne tiltak som kan redusere tidsforbruk på kritisk vei.

Følgende tiltak ble foreslått av AF Anlegg (den gang SRG) i tilbud og under kontraktsforhandling:

- Tverrslag ved inntaksluke Dalvatnet
- Endret utforming av tunnelsystem mot Maldal
- Endret grensesnitt mellom B1 og B2
- Deling av tverrslagspropp i tverrslag Raundalen

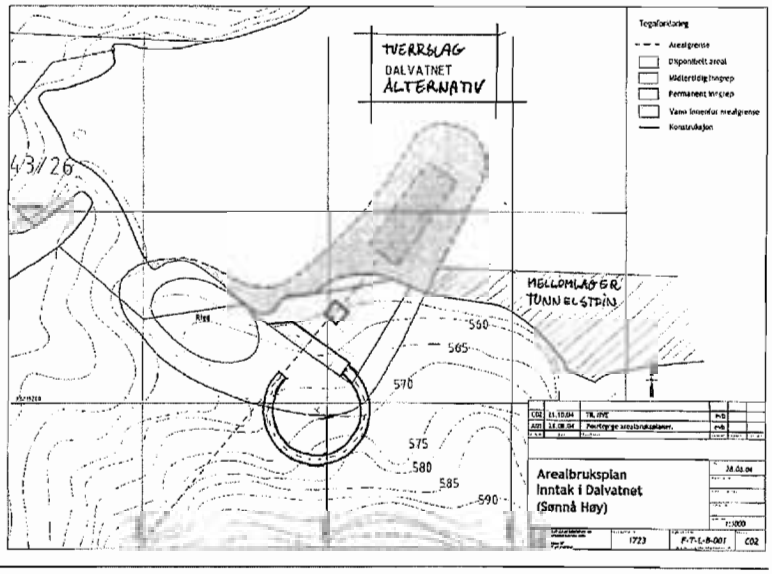
Etter oppstart av prosjektet har partene i samarbeid kommet opp med følgende tiltak for å redusere tidsforbruket:

- Endret design på kranbanedrager
- Prefabrikkering av enkelte deler av kraftstasjonen
- Ny trase kabeltunnel
- Tiltak for å redusere tid for nedrigging/ferdigstillelse etter gjennomslag mot Maldal
    - Rensk av såle ved hjelp av vann fra inntak
    - Fast dekke på deler av tilløpstunnelen
    - Deling av tverrslagspropp ved stasjonen
- Ytterligere omlegging av tunnelsystem mot Maldal

Tiltakene beskrives kort i det etterfølgende.

Tverrslag Dalvatn
For å optimalisere byggetiden på tilløpssystemet ble det i tilbudsfasen skissert en løsning med tverrslag oppe på Dalvatn. Tanken var den gangen å korte inn kritisk veg i prosjektet som da var tilløpet til Dalvatn. Dette gjorde en ved å etablere et tverrslag som muliggjorde ferdigstillelse av inntak samt å drive tunnel ned mot Raundalen. Tipp har i ettertid blitt godkjent av NVE og tiltaket er uansett, til tross for mange endringer i prosjektet, en garanti for tidligere ferdigstillelse av selve tilløpssystemet

4.12 Inntak i Dalvatnet 4.12.1 Arealbruksplan



Figur 4 - AFs Forslag til tverrslag ved Dalvatn

Endret utforming av tunnelsystem mot Maldal - Forslag fra AF under kontraktsforhandlinger
For å korte ned kritisk vei til Maldal og unngå sjakt og veiløs bygging av inntak og svingekammer ved Sagelva foreslo AF Anlegg (den gangen SRG) å drive tunnelen med stigning 1:6 fra stasjon frem til Sagelva. Fra kryss mot Sagelva drives tunnel mot Maldal på svak stigning før man igjen går 1:6 gjennom skyvedekket opp til inntaket (som opprinnelig planlagt). Tiltaket skulle sikre innkorting av kritisk vei samtidig som man kunne redusere kostnaden med ca. 5 mill. kr som følge av at det ble adkomst til inntaket via tunnel i stedet for helikopter.

Endret grensesnitt mellom B1/B2
For i første rekke å sikre optimal utnyttelse av mannskap og utstyr foreslo AF et fleksibelt grensesnitt mellom B1 og B2. Dette medfører at AF driver tilløpstunnelen på kraftig synk fra høybrekk under sjakt til bekkeinntak i Raundalsbekken ned til kryss mellom tilløpstunnel og overføringstunnel mot Sagelva og Maldal.

Deling av tverrslagspropp i tverrslag Raundalen
For å kunne redusere tidsforbruk ved ferdigstillelse av Lingvangtunnelen introduserte AF i kontraktsforhandlingene tanken om å drive et eget tverrslag med enkel betongpropp forbi

propp med port i tverrslag Raundalen. På denne måten kunne man bygge den tidkrevende tverrslagsporten før ferdigstillelse av overføringstunnelen. Forslaget ble senere modifisert til å dele tverrslagsporten i to, der porten støpes inn i det første støpeavsnittet. Støpeavsnitt 2 blir deretter enkelt og utføres raskt etter ferdigstillelse av tunnel og nedrigging.

Etter ferdigstillelse av sjakt til Risvatnet kan den indre delen av overføringstunnelen ventileres gjennom denne. Man kan derfor rigge ned ventilasjon og teknisk utstyr på tunnelstrengen Raundalen - Risvatn før gjennomslag mot Lingvang.

Endret design på kranbanedrager

I opprinnelig design var det valgt en tradisjonelle løsningen med plasstøpte krandragere med pilastre. Pilastrene skulle i byggefasen være ført halvvegs ned på veggen og forankret midlertidig med "passive" bolter på skrå oppover og rett innover. Etter at betongarbeidene er ført opp til maskinsaldekket var det planlagt å støpe pilastrene videre ned slik at kreftene fra de tyngste løftene (stator, rotor etc.) kunne føres ned i underliggende vegger. Dette opplegget ville kreve et relativt høyt forbruk av betong samtidig som forankrings- og forskalingsarbeidene ville være tidkrevende. Entreprenøren kontaktet derfor oppdragsgiver og konsulenten for å se på muligheten for å forenkle løsningen.

Partene kom i felleskap frem til en prefab-løsning. Den nye løsningen innebærer at man prefabrikkerer forskalingen og armeringen til konsoller som plasseres på en avrettet såle før tilpassing mot berg utføres og konsoll støpes. Hver konsoll forankres med 3 stk. 12 m lange Ø36 Dywidag stangstag. Stagene spennes opp til ca. 600 kN/stag. Dette sikrer opptak av vertikalkrefter (egenvekt og nyttelast på opp til 25 tonn) som friksjon mot berg, samtidig som momentstabilitet ivaretas av stagenes arm i forhold til uk konsoll. Fra konsoll til konsoll ble det plassert prefabrikkerte bjelker. Før de største løftene skal gjennomføres vil maskinsaldekket stå ferdig og prefabrikkerte søyler vil understøtte dragerne. Tidsbesparelsen var på ca. 4-5 uker og kostnadsbesparelse ca. 1 million kr.

Figur 5 - Palling av stasjon under prefabrikkerte krandragere

Prefabrikkering av enkelte deler av kraftstasjonen
AF planlegger eventuelt å prefabrikkere deler av stasjonen. Det dreier seg i første rekke om trapper flere steder i stasjonen samt dekker i servicefløyen ("platten"-dekker).

Tiltak for å redusere tid for nedrigging/ferdigstillelse etter gjennomslag mot Maldal
Etter gjennomslag mot Maldal og inntak i Dalvatn vil nedrigging generelt i tunnelsystemet, finrensk av såle i partier av tunnelen som faller mer enn ca. 1:50 og etablering av tverrslagspropper med porter være kritisk for idriftsettelsen av kraftverket. Partene har derfor sammen sett på mulighetene til å korte ned byggetiden gjennom smarte valg av metode og rekkefølge. Tiltak som er under vurdering beskrives i det følgende.

Rensk av såle ved hjelp av vann fra inntak:
Det er i forespørselen beskrevet finrensk av såle ved hjelp av gravemaskin og høytrykksspyling på tunneler med fall på mer enn 1:50. Det jobbes nå med å se på muligheten til å foreta denne rensken ved grovrensk med tungt utstyr til knøler for deretter å finrenske ved kontrollert å slippe på vann fra inntakene. Spylevannet vil i så tilfelle bli ført ut i svingegalleri for avløpssystemet gjennom stoll til tilløp sedimentering. Etter sedimentering kan dermed massene lastes opp med tungt utstyr og transporteres ut adkomstunnelen til tipp ved Sautjønn.

Fast dekke på deler av tilløpstunnelen:
På tilløpstunnelen oppstrøms avgrening til Sagelva/Maldal vil man som følge av behov for å ferdigstille propp og rensk nedstrøms krysset ved konvensjonell tenkning måtte renske i motbakke. Da man i dette området vil ha transport hele anleggstiden, ser man på muligheten for å unngå rensk ved etablere et fast dekke. Dette dekket vil sikre god veibane i byggetiden og sikre mot erosjon i driftsperioden. Dekket må designes slik at det blir stabilt i alle driftsfaser. Det mest nærliggende valget er å anvende asfalt.

Deling av tverrslagspropp ved stasjonen:
For å redusere tiden for etablering av tverrslagpropp med port i stoll til tilløp ved kraftstasjonen, er det mulig at man velger å dele proppen i to med en langsgående vertikal støpeskjøt. Porten kan på denne måten monteres, støpes inn og kontaktinjiseres tidlig. På slutten gjenstår det da å støpe resterende deler av propp og foreta kontaktinjisering av skjøt og mot berg. Dette kan redusere kritisk vei i prosjektet.

Ytterligere omlegging av tunnelsystem mot Maldal

I skrivende stund har konsulent, entreprenør og byggherre i fellesskap besluttet å endre tunnelsystemet mot Sagelva og Maldal. Fra synken som drives mot stasjonen fra Raundalen skal man nå drive ca. 200 m på stigning igjen for deretter å ta av mot Sagelva med en ca. 1,1 km lang tunnel med stigning i overkant av 1:6. Fra dette krysset drives tilløpet igjen på synk ned mot møtet med tunnelen drevet fra stasjonen.

Det ses videre på muligheten å drive videre fra Sagelva mot Maldal med en bortimot horisontal tunnel med tverrsnitt ned mot ca. 14 m^2. Lengden på denne tunnelen blir ca. 3,2 km fra kryss ved inntak mot Sagelva. Denne tunnelen vil da gå delvis under, men mest over skyvedekket. Utfordringen ligger i første rekke på hvordan man klarer å takle geologiske utfordringer rundt skyvedekket. Det ble nylig gjennomført kjerneboring fra inntak Maldal ned gjennom skyvedekket. Dette viste sterk oppknusning i en ca. 2 m sone på hver side av et ca. 25 m tykt lag med fyllittisk berg med middels til god kvalitet. Plassering av sonen ved Maldal

bekrefter tidligere antagelser (inter- og ekstrapolasjon fra utgående av skyvesonen i dagen). Sonen faller fra Sagelva der sonen opptrer på ca. kote 570 - 580 mot sør der man finner overgangen ca. 100 m lavere (ved Maldal). Videre kartlegging og analyser vil danne grunnlag for endelig trasevalg.

Figur 6 - Omlegging av overføring mot Sagelva og eventuelt videre mot Maldal

Mange aktører i samme stasjon med 3 aggregater

AF innså raskt i tilbudsprosessen at to adkomster vil være fordelaktig grunnet logistikk og trinnvis oppbygging. Norconsult hadde i samme fase sett nærmere på tunnelsystemet rundt stasjonen med tanke på HMS og utforming av dempningsbasseng for svingninger i undervannet. De nye planene passet godt sammen med AFs ønske, og en adkomst til bakveggen ble lagt inn i planene.

Det er videre helt nødvendig med to kraner slik det opprinnelig var planlagt. AF ønsket imidlertid å øke hastigheten på kranene til fra 5 til 20 m/min på hovedkran og 1,8 -8 m til trinnløs justering opp til 20 m /min på hjelpeløft for begge kranene.

Figur 7 - Sugerørsmontasje aggregat 2

Utfordringene videre er å håndtere grensesnitt mot leveransene fra GE, VA Tech, Lysaker&Thorud, Brattås og Alstom.

Vannproblemer

Innledning - Vannproblemer

Vann i berget har vært og er den største utfordringen i entreprise B1/B2. For å gi et bedre innblikk i hvordan problemene arter seg, tolkning av årsak til de rådende forhold og hvordan man angriper problemene er det valgt å dele inn beskrivelsen etter arbeidssted.

Vannproblemer Lingvang

Etter å ha drevet inn tverrslaget i Raundalen startet tunneldriften mot Lingvang ved etablering av en rampe som krysser over hengen på tilløpstunnel mot inntak. Tunneldriften gikk i starten som forutsatt, selv om man kunne registrere en annen geologi på Lingvangstuffen sammenlignet med tilløp mot inntak.

Etter ca. 740 m kom stuffen inn i en vannførende sone. Vannmengden var så stor og trykket så høyt at det tok ca. en uke med krevende injeksjonsarbeid før man fikk kontroll på vannet. Man drev derfor videre med 2 sonderhull i stuffen for å hindre ukontrollerte innbrudd.

Det ble raskt klart at de 2 hullene ikke var tilstrekkelig til å oppdage vannet i tide og antallet sonderhulle ble økt til 4. Etter flere runder med injeksjon og sonderboring, smalt det igjen. Selv med 4 hull hadde man ikke oppdaget sterkt vannførende soner foran stuff. Resultatet ble vanninnbrudd i stuff og påfølgende hydraulisk splitting i vegg bakover i tunnel. Vanninnbruddet oppstod i det man skulle bore for bolter og det var en svært ubehaglig og kritisk situasjon. Vannmengden var i størrelsesorden 5000 l/min med et vanntrykk på ca. 300 mVS. Det tok igjen ca. 1 uke med meget krevende injeksjonsarbeid før vannet igjen var under kontroll.

Figur 8 - Vanninnbrudd på Lingvang

Det ble nedsatt en gruppe bestående av representanter fra byggherre, entreprenør og konsulent for i felleskap å forsøke å finne en forklaring på årsakssammenheng (geologi) og komme frem til et sikrere driftsopplegg. Etter innledende runder ble man enige om at man måtte sikre arbeiderne gjennom et mye mer omfattende og systematisk opplegg for sonderboring og injeksjon. Det ble etter hvert etablert en prosedyre der man boret 8 hull 26 m foran stuff (som del av en eventuell injeksjonsskjerm) for hver 4 salve (20 m). I tillegg ble det som følge av erfaringer med vanninnbrudd i høyre vederlag for hver salve lagt inn 3 radielle hull på 5 m i dette området. Ved vanninnbrudd på mer enn 50 l/min i ett hull eller 100 l/min for hele skjermen ble skjermen supplert med 4 hull (totalt 12) og injisert. Det ble benyttet vanlig industrisement til injeksjonen frem til sommeren 2006.

I tillegg til Norconsult sine ingeniørgeologer og byggherrens ingeniørgeolog ble professor Arild Andresen fra UiO involvert i arbeidet med å forsøke å tolke bakgrunnen for de store vannproblemene. Håpet var at man gjennom forståelse av de rådende forhold kunne ha mulighet til å prognostisere videre fremover. En av de store utfordringene i denne sammenheng er at Lingvangtunnelen drives i grunnfjellet som i området er dekket av yngre bergarter skjøvet inn over Norge under den kaledonske fjellkjedefoldingen for litt over 400 mill. år siden (også kalt skyvedekket). Det underliggende berget (der tunnelen ligger) har vist seg å ha helt andre oppsprekningsforløp og svakhetssoner enn bergartene i skyvedekket. Studier av flyfoto og observasjoner i terrenget lar seg derfor ikke nødvendigvis overføres fra overflate til tunnelnivå.

Tolkninger av regionaltektonikk kombinert med sprekkemønster på overflate og ikke minst observasjoner i tunnelen pekte derimot i retning av at massivet der tunnelen drives er påvirket av tektonikken fra en kraftig forkastning noe lengre øst i fjellet (ca. 1,5 km fra tunnelen). Forkastningen har funnet sted etter at skyvedekket var på plass og har forskjøvet dette vertikalt, muligens også horisontalt. Forkastningen kan ha satt opp spaltestrekkspenninger i sideberget, som igjen kan forklare åpne vannførende sprekker på stort dyp (opp til ca. 400 m

under overflaten). Det ser videre ut som om flere av sprekkesystemene observert i tunnelen også kan finnes på overflaten og derfor gjennomsetter begge bergartene.

Foreløpig er det mye som tyder på at man vil slite med vannproblemer frem til pel 2400 der man forlater Svartavatnet for å gå inn under de høyereliggende områdene lengre sør. Man ser nemlig ikke de samme sprekkeformasjonene i dette området som i det området man nå er inne i. Det er imidlertid svært vanskelig å prognostisere vannproblemer eller ikke, så svaret får vi ikke før vi kommer inn i området med tunnelen. (Enkelte håper på at det skal bli bedre når vi passerer kommunegrensen!)

I et forsøk på å skaffe "verktøy" for å prognostisere hva som ligger foran stuff ble det tyske firmaet Amberg kontaktet. Disse utførte horisontal seismikk fra stuff og ca. 200 m forover. Prosedyren går i korte trekk ut på at det bores en rekke korte hull fra stuff og bakover. Små sprengstofmengder plasseres i noen av hullene, mens man i andre plasserer geofoner. På bakgrunn av avlesningene kan det dannes et 3D bilde av ventet kvalitet på bergmassiv og soner foran stuff. Prognostisering av vann i bergmassivet baseres i første rekke på uttolkning av anisotropi (tverrkontraksjonstall - poisson ration). I teorien vil et vannmettet massiv være tilnærmet innkompressibelt og spenningsisotropt. Dette gir et tverrkontraksjonstall på opp mot 0,5. Soner der avlest tverrkontraksjonstall "kryper" opp mot dette vil ventelig være "vannsykt". Problemet er at vannet på Lingvangtunnelen konsentrerer seg til åpne sprekker/kanaler som avskjærer stort sett meget kompetent og massivt berg. Resultatet fra undersøkelsene har vist seg for unøyaktig til å gi sikker tolkning og kan derfor ikke anvendes i prognostisering av vannproblemer foran stuff. Bergmassens kvalitet og oppsprekkingsgrad stemmer derimot relativt godt overens med tolkningene fra den horisontale seismikken.

Det er gjennom vår og sommer jobbet med å kommer frem til injeksjonsprosedyrer som gir tilfredsstillende tetthet, samtidig som man kan få ned injeksjonstiden. Spesielt har styrt herding og bruk av ulike typer sement i kombinasjon med akselerator vært diskutert. Til sommerferien 2006 ble systematisk injeksjon ved hjelp av Rheocem 650 og SA162 akselerator igangsatt. Det er etablert en prosedyre der man pumper inntil 1500 kg Rheocem 650 med v/c tall på ca. 0,8 per hull før man gjennom dysa tilsetter SA162 akselerator tilsvarende 2-5 %. På denne måten har man fått ned herdetiden til ca. 2 timer etter ferdig injeksjon. Total injeksjonstid per runde har gått ned fra ca. 37 timer til ca. 20 timer. Det jobbes kontinuerlig med å forbedre metoden, men det er også viktig at man gir tid til å få rutinene inn under huden i stedet for hele tiden å endre prosedyre. Masseinngangen lå for tradisjonell injeksjon med industrisement på ca. 800 kg/lm tunnel. Dette er halvert eller mer enn det med den nye metoden. Kostnaden per kg for den justerte injeksjonsmetoden er vesentlig høyere, men redusert mengde kombinert med mer forutsigbart resultat og økt inndrift kompenserer for dette.

AFs spesialbygde injeksjonrigger er datastyrte og kan tilsette akselerator under injiseringen. På denne måten kan styrt herding utføres og verdifull herdetid etter injisering unngås.

Figur 9 - Injeksjonrigg for styrt herding utviklet av AF Anlegg

Det høye vanntrykket og de store vannmengdene har medført flere potensielt farlige situasjoner. Arbeidet på stuff blir svært krevende og stuffmannskapet har jobbet med tørrdrakter for å bevare helsa i vannspruten fra sonderhullene. Å få plassert pakkere og stengt sonderhullene før injeksjon har vært svært vanskelig. Edvard Dahl, som er byggherrens assisterende prosjektleder, fremmet derfor et forslag om å etablere en slags "blowout preventer" som han har kalt "injeksjonsrør". Det bores med større dimensjon enn endelig ca. 2 m før et rør festes i hullet ved hjelp av polyesterforankring. Det kan bores videre gjennom røret til endelig dyp. Ved vanninnbrudd i hullet bores det ferdig før borstrengen trekkes ut. En ventil på enden av røret kan deretter stenges og lekkesjen er stoppet. Det kan deretter injiseres gjennom røret før ventilhodet demonteres. Denne metoden gir et minimum av vann på stuff, man har full kontroll, og unngår den farefulle pakkerplasseringsoperasjonen. Det er forut for igangkjøring foretatt forankrings og avtrekkingsprøver på røret for å dokumentere sikkerheten.

Det er totalt injisert ca 3500 tonn hittil.

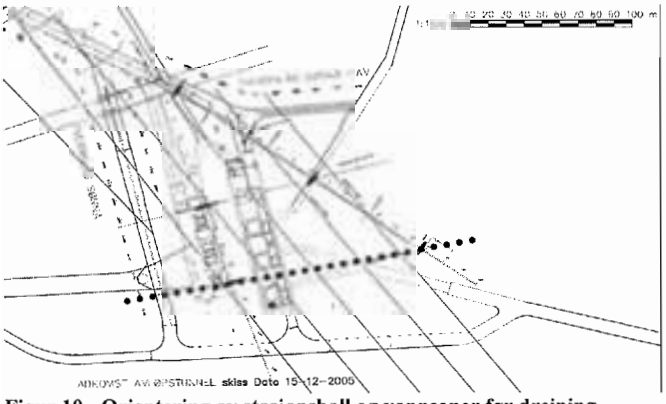
Vannproblemer – Stasjonsområdet

Etter å ha drevet ca. 800 m av atkomsttunnelen i svært godt berg drev man seg inn i en vannførende sone som krevde injeksjon. Dette var første indikasjon på de vannproblemer man senere har hatt flere steder på anlegget.

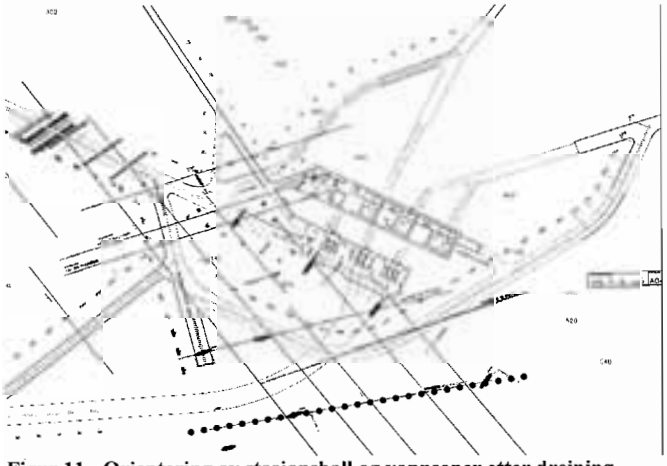
Etter kryssing av sonen gikk det igjen bra med tunneldriften helt frem til området det var planlagt å grene av med stoll til tilløp. Man kom her inn i et område med flere kryssende soner med vann. Det ble raskt besluttet at avgreningen måtte flyttes lengre inn og at stasjonen dermed også ville bli flyttet innover. Etter å ha krysset den mest markante sonen og kjørt et par runder til med injeksjon, så det ut til at man var inne i bedre berg. Arbeidet med stoll til tilløp ble derfor startet samtidig som det ble gjennomført sonderboring inn i stasjonsområdet.

Det ble boret et kjerneborhull ca. 150 m gjennom planlagt stasjonshall i retning planlagt konus og overgang mellom stålforing og råsprengt tunnel. En mindre vannsone ble påtruffet ca. 70 m inn uten at dette var for urovekkende. På 150 m var det imidlertid brått slutt. Vannspruten stod ut av hullet og det var ikke mulig å bore lenger. Hullet ble injisert og det ble boret i hallens lengderetning gjennom bergmassiv nedstrøms stasjon. Sonene ble påtruffet også med dette hullet.

Projisering inn på plan over stasjonen viste at man med planlagt orientering plassering og orientering av hallen ville komme i konflikt med de påtrufne sonene. En ting er å hanskes med vann under høyt trykk i en tunnel, men det var lite fristende å gyve løs på disse problemene i en kraftstasjonshall med ca. 30 m høye vegger og et spenn på ca. 16 m samt en trafohall med 20 m spenn og ca. 15 m høyde. Etter å ha snudd og vendt på arrangementet ut i de små timer kom man frem til at man ved å dreie stasjonen ca. 45° mot øst og å korte inn hallen noe ved å omorganisere og speile servicefløyen kunne "presse" stasjonen inn mellom vannsonene. Det ble antatt at man kunne slippe unna med å injisere noe i forbindelse med oppramping til takskive ved inngangen til hallen.



Figur 10 - Orientering av stasjonshall og vannsoner før dreining



Figur 11 - Orientering av stasjonshall og vannsoner etter dreining

For å gjøre en lang historie kort, så har det vist seg svært vellykket å endre arrangementet som beskrevet over. Sonene påpekt ved sonderboring har blitt bekreftet når man har drevet seg rundt og forbi stasjonen. Man har imidlertid klar å takle disse på en god måte gjennom sonderboring og forinjeksjon i tunnelene.

Miljø

Miljøoppfølgingsprogram

Aktieselskabet Saudefaldene har gjennom arbeid i konsesjonsprosessen og videre frem til kontrakt hatt sterk fokus på miljøkonsekvensene av prosjektet både under bygging og i driftsfasen. Det er som et styringsverktøy for anleggsgjennomføringen utarbeidet et Miljøoppfølgingsprogram (MOP). Dette programmet gir sammen med midlertidig utslippstillatelse og NVE godkjente arealbruksplaner føringer for AFs arbeid og danner grunnlag for de tiltak AF har innarbeidet i sine planer.

Som ved de fleste anlegg stilles det krav til ivaretakelse av det ytre miljø og 3. part som følger:

- Støy og vibrasjoner (vifter, tipping, sprengning etc.)
- Støv (feiing og salting, vanning av røys og på tipp etc.)
- Trafikkavvikling (hastighetsrestriksjoner, lastsikring, kjøretidsrestriksjoner etc.)
- Avløp til resipient (oljeavskilling, sedimentering, rensing/oppsamling av avløp fra rigg)
- Sikring av arbeidsstedene (adkomstrestriksjoner etc.)
- Informasjon

For Saudaprosjektet har man i tillegg noen mer spesielle utfordringer som omtales i det etterfølgende.

Påvisning og deponering av sinkholdig berg

I et område øst for Raundalen er det fra gammelt av drevet gruvedrift på en sinkforekomst. Forekomstens orientering og plassering gjorde det sannsynlig at man ville måtte krysse den med tilløpstunnelen drevet fra Raundalen mot inntaket i Dalvatnet. Sammen med sinken finner man flere skadelige tungmetaller. Det ble derfor tidlig i samarbeid med SFT avgjort at man måtte finne en metode for påvisning og deponering av sinkholdig berg fra tunneldriften.

Man kom etter hvert frem til at man kunne bruke en håndholdt spektrograf for påvisning. I det potensielt "infiserte" området ble det foretatt sonderboring i intervaller på 45 m. Boringen ble foretatt med den vanlige tunnelboreriggen, men det var montert et sluttstykke på bommen som samlet borvann og kakks og førte dette ned i en bøtte. Borkakset ble for hver meter overført til en pose som ble etteranalysert (samme dag) på byggherrens anleggskontor. Avlesningen av mineralinnhold var meget nøyaktig og man fikk på denne måten raskt et godt bilde av forholdene foran stuff.

Figur 12 - Sonderboring i "sinksone"

Før man kom inn i det potensielt sinkinfiserte området, ble det etablert et forskriftsmessig deponi med membraner og kontrollkummer. Deponiet skulle kunne ta imot ca. 5000 am3 masser. Tanken var at man på bakgrunn av analysene etter sonderboring, skulle kunne justere salveplanen slik at man fikk konsentrert sinken til et minst mulig volum. Dette for ikke å plassere store mengder "rent" berg i deponiet. Kriteriet for å plassere massen i deponi var påvisning av mer enn 1% sink på 1 bormeter.

Figur 13 - Deponi for sinkholdige masser

Etter å ha sonderboret og drevet seg gjennom hele området der men forventet sink, viste det seg imidlertid at man ikke i noe tilfelle hadde påvist høyere konsentrasjoner enn 0,1 % per. bormeter. Deponiet står der derfor ubenyttet (Kanskje dette åpner muligheter for salg av et fiks ferdig deponi til andre aktører).

Tipp i fjorden vs. tipp på land
Opprinnelig var det planlagt å deponere massene fra B1 entreprisen innerst i bukta mellom avløp fra Sauda III og planlagt utløp fra den nye stasjonen ved Sagfossen. Grunnforholdene i fjorden kombinert med fare for oppvirvling og grunnbrudd i sterkt forurensede bunnsedimenter gjorde at man måtte se på alternative deponier. Aktieselskabet Saudefaldene så i sammen med SFT og fylkesmannen på muligheten til å benytte massene til å dekke til forurensningene på sjøbunnen i Saudafjorden. Dette førte ikke og det ble avgjort at man ville tippe massene i et konsentrert deponi på ca. 120 m dyp vest for Sagelvas utløp i fjorden. Dette innebar at all masse måtte tippes på lekter før det kunne transporteres ut til deponiområdet og anbringes der.

Da bergmassen er en fremtidig ressurs for regionen og kostnaden med lektertransport var betydelig ble det imidlertid jobbet videre med å finne alternative løsninger for å deponere massene på land. Eter en hektisk prosess i starten av prosjektet fikk man tillatelse til å etablere et deponi i et gammelt massetak ved Sautjønn (sentralt i Sauda). For å kompensere for ulempene dette innebærer for lokalbefolkningen, ble veien fra anleggsområdet til tippen utbedret og sikret. Vider ble det truffet tiltak i forhold til støy ved en skole langs veien.

Massene har i tillegg til å bli plassert i deponiet ved Sautjønn, blitt anvendt til ulike formål i bygda, som bygging av golfbane, støyvoll ved motocross bane etc.

Rensing av avløp Lingvang (spesialtiltak i form av nytt renseanlegg)
I forbindelse med de store vanninnbruddene på Lingvang fikk man problemer med blakking av vannet i Storaelva nedstrøms Raundalsbekken. For å hindre at dette skulle bli et permanent problem gjennom anleggstiden besluttet byggherren seg for å øke rensekapasitetene ved tverrslaget i Raundalen. Det ble bygget et stort sedimenteringsbasseng i betong (B x L x H = ca.5 x 40 x 2 m) i kryss mellom tverrslag og tilløp. Det er videre blitt sett på mulighetene for kjemisk felling ved tilsetting av et flokkuleringsmedium for å bedre vannkvaliteten ytterligere.

Videre bør det nevnes at Raundalsbekken tidligere ble tatt inn gjennom et bekkeinntak på tilløpe til Sauda III oppstrøms samløpet med Storaelva. Da Sauda kommune tar ut vann fra denne tunnelen til drikkevannsproduksjon nedstrøms inntaket, ble det besluttet å stenge dette inntaket i hele anleggstiden.

SAMARBEID

Samarbeidsplattform

Et kraftverksprosjekt vil leve i hele anleggsperioden og endringer komme fortløpende. Slike prosjekter kjennetegnes av alle parter må være beslutningsdyktige og gjensidig være interessert i samarbeide om de skal lykkes.

Tidlig i prosjektet hadde man en felles gjennomgang av kontrakt og prosesser. Konklusjonen fra denne "teambuilding" var at man skulle løse utfordringene i felleskap.

Alle problemene har ført til at involverte parter har fått testet sin samarbeidsevne. Hittil i prosjektet har vi greid dette på en forbilledlig måte. Vi har arbeidet og arbeider fortsatt med incitamenter på kostnadsbesparende tiltak. De virker slik at vi deler gevinsten av fortjenesten ved alle slike forslag som fører til reduserte kostnader for prosjektet.

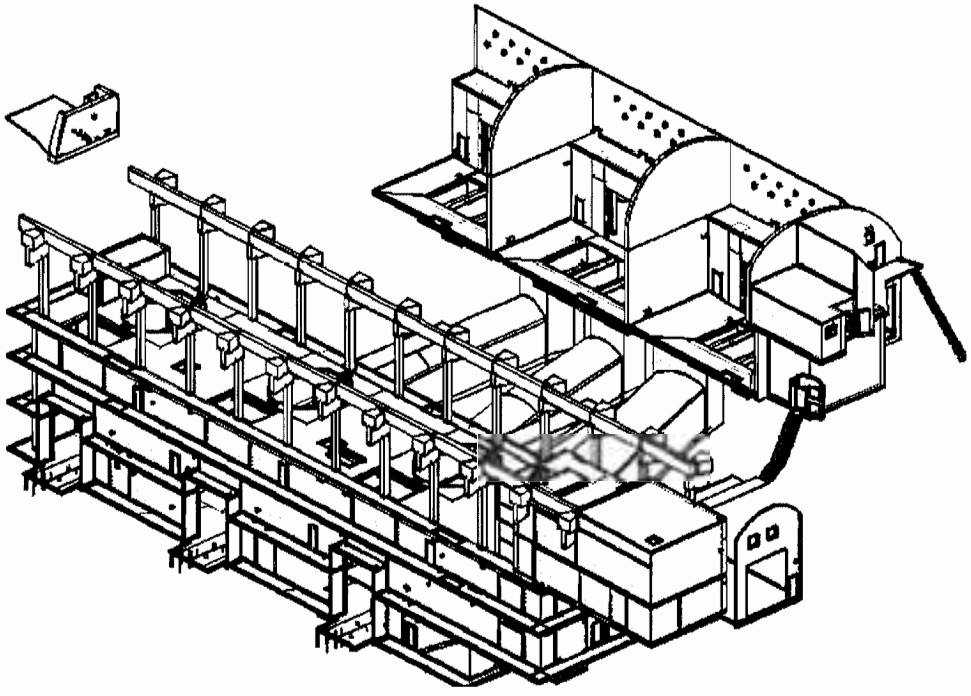
Partene har, som det fremgår av tidligere kapittel i artikkelen, sammen identifisert en rekke kostnads og tidsbesparende tiltak, samt søkt å løse utfordringene de har blitt stilt overfor.

Når det har tårnet seg opp med kontraktuelle utfordringer har man i tillegg til å løse dag til dag utfordringene med samarbeid fremfor konfrontasjon på anlegget, nedsatt en gruppe med representanter fra entreprenør, byggherre og konsulent. Denne gruppen har jobbet med åpne kort og felles mål. Målet har vært å sikre at ingen part blir "tapende". Så langt har gruppen blant annet fremforhandlet en justert kontrakt med endrede betalingsmekanismer Lingvang.

Forankring av løsninger

Prosjektet har basert seg på at alle tegninger skal gjennom en interdisiplinkontroll hos alle berørte parter. Dette sikrer at prosjektet får optimale løsninger de fleste kan leve med, siden alle får påvirke den endelige utformingen av det vi bygger.

Et eksempel er selve kraftstasjonen der Norconsult har utarbeidet en 3D modell som utgangspunkt for samkjøring av de ulike leveransene og produksjon av arbeidstegninger tegninger.



Figur 14 - 3D modell av betongarbeidene for Sønnå kraftstasjon utarbeidet av Norconsult AS (vist i illustrasjons modus)

I forbindelse med utarbeidelse og samkjøring av leverandørene med tanke på å komme frem til et omforent arrangement ble inputen fra de ulike leverandørene omarbeidet til 3D eller lagt inn direkte. Når alles input var på plass kunne man i et felles møte "vandre" rundt i modellen å identifisere og løse konflikter ("crash test").

Ettersom man har sprengt ut hallen og de ulike tunnelene og sjaktene i tilknytning til denne, har AF skannet in berget og sendt dette over til Norconsult for innmating i 3D modellen. Man har på denne måten kunnet kontrollere konsekvenser av eventuelle knøler innenfor teoretisk profil og gjort justeringer der utfallet blir større enn forventet. Modellen kan på denne måten også danne grunnlag for masseoppgjør.

Kommunikasjonsverktøy

Prosjektet har en felles kommunikasjonsplattform basert på et webbhotell kalt eRoom. Dette har sikret god kommunikasjonsflyt, dokumentasjon av beslutningsprosesser og interdisiplinkontroll.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

NYTT DOBBELTSPOR LYSAKER – SANDVIKA. PROSJEKT OG UTFORDRINGER

New double-tracked railway between Lysaker and Sandvika. Project and Challenges.

Cand.scient Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

Ny dobbeltsporet jernbane mellom Lysaker og Sandvika skal med unntak av en kort strekning i hver ende bygges som en fjelltunnel. Det er tett bebyggelse hele veien, og utfordringene, spesielt i anleggsperioden, er store.

For håndtering av de miljømessige utfordringene, er det utarbeidet et miljøoppfølgingsprogram. Dette programmet angir nødvendige premisser, tiltak og krav til anleggsgjennomføringen, og inngår som en del av kontraktene for gjennomføring av anlegget.

Videre skapte dette prosjektet et stort lokalt engasjement knyttet til valg av drivemetode for bygging av tunnelen. Det ble dannet en aksjonsgruppe som kjempet for valg av TBM-driving i stedet for konvensjonell driving. Påvisning av store merkostnader og lengre anleggstid totalt sett for TBM-driving resulterte i at Jernbaneverket ikke gikk videre med dette alternativet.

Ved vurdering av alternative løsninger bør man være åpen for innspill og en dialog med omverdenen. Alle beslutninger med hensyn til valg av alternativ bør fattes på grunnlag av faglige og etterprøvbare vurderinger.

SUMMARY

Except a short segment at either end, the new double-track section between Lysaker and Sandvika will be built in a rock tunnel. The area is densely populated, and the construction period entails a number of challenges.

An environment program has been established to handle the environmental aspects. This program stipulates the necessary measures and prerequisites during the construction period, and contractors are contractually obliged to follow this program.

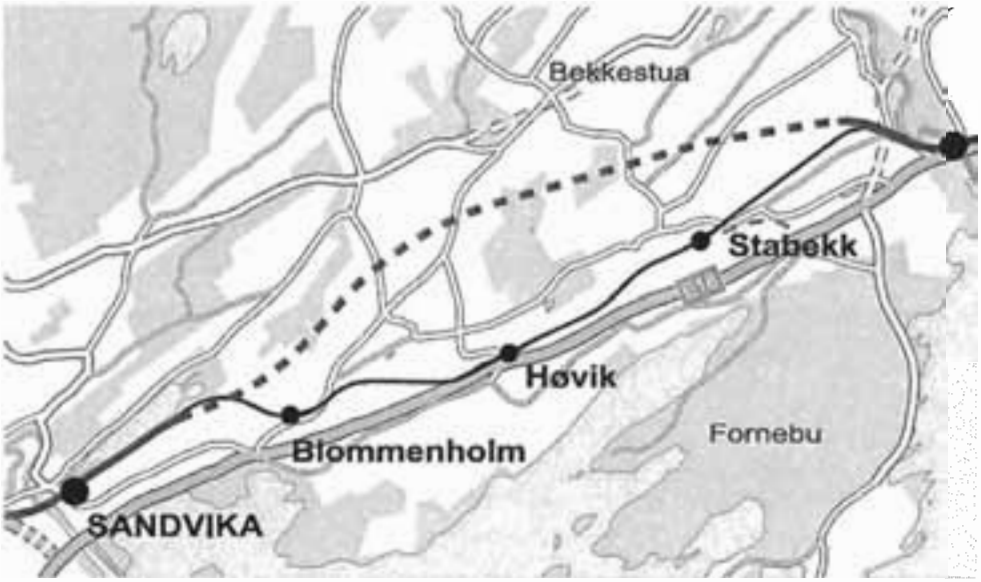
There has been strong local interest concerning the choice of construction method. Residents campaigned for the use of TBM instead of conventional drill and blast technology. As TBM meant large extra costs and prolonged construction period, the National Rail Administration did not proceed with this alternative.

When weighing alternative methods, it is important to have open mind and give serious consideration to all suggestions, encouraging involvement and dialogue with interested parties. All decisions should be taken on the basis of a thorough and professional process.

1. PROSJEKTET NYTT DOBBELTSPOR LYSAKER - SANDVIKA

Nytt dobbeltspor Lysaker – Sandvika er en del av Nytt dobbeltspor på strekningen Skøyen – Asker. Strekningen bygges ut parsellvis.
Første del, mellom Sandvika og Asker ble ferdigstilt i august 2005. Lysaker stasjon er under ombygging og Lysaker – Sandvika er forutsatt bygget ut i perioden 2007 – 2011.
Utarbeidelse av detaljplan og byggeplan for parsellen Lysaker – Sandvika ble igangsatt høsten 2004 på grunnlag av en hovedplan fra 1999.

Strekningen Lysaker – Sandvika er ca 6,5 km lang og består av et ca 300 meter langt parti i øst hvor nytt dobbeltspor skal rampes ned i en dobbeltsporet kulvert mellom eksisterende spor. Deretter går traséen over i en nesten 6 km lang fjelltunnel. Denne munner ut med et spor på hver side av eksisterende dobbeltspor, Drammenbanen, på en smal fjellhylle/ fylling øst for Sandvika stasjon. Dette trange partiet skal utvides for å gi plass til fire parallelle spor ved masseuttak i fjellskjæringen på sydsiden og utfylling/ oppstramming av fyllingen ved støttemurer på nordsiden av jernbanen. Se figur 1.



Figur 1: Nytt dobbeltspor Lysaker - Sandvika

Hovedplanen for prosjektet forutsatte at tunnelen skulle sprenges på konvensjonelt vis som et dobbeltsporet løp.

2. UTFORDRINGER

2.1 Nærføring til spor i drift

Det meste av strekningen blir liggende i tunnel og kan bygges uten innvirkning fra togtrafikken på Drammenbanen. Unntaket er strekningen i hver ende av tunnelen, hvor ombygging fra to til fire spor skal skje i dagen med full trafikk på Drammenbanens to spor.

Ved Lysaker, i øst, består disse arbeidene i ramming av KS-peler, spunting, utgraving og støping av en ny kulvert. Arbeidene gjennomføres i faser, slik at togtrafikken gjennom hele anleggsperioden kan opprettholdes.

Ved Sandvika består utfordringene i at det er meget trangt langs Drammenbanen, hvor det skal tas ut masser fra en ca 10 meter høy fjellskjæring beliggende umiddelbart inntil jernbanen på sydsiden. For å kunne jobbe delvis uforstyrret i denne skjæringen i forhold til trafikken, settes det opp en 5 meter høy sikkerhetsskjerm i stål mot sporet.
For masseuttaket i fjellskjæringen, vurderes det å benytte wire-saging som et alternativ til sprengning.

2.2 Strandsonen mot Engervannet

Engervannet og området rundt vannet er et viktig tilholdssted for fugler. Utredninger har vist at økt ferdsel langs vannet og tiltak som fører til endringer av flora eller fauna i dette området vil kunne påvirke betingelsene for det rike fuglelivet i negativ retning.

For å drive anlegget i dagsonen, øst for Sandvika stasjon, må det anlegges en atkomstvei over våtmarksområdet øst for vannet. Det var ønskelig å etablere en riggplass på deler av det uberørte våtmarksområdet også, men dette ble frafalt som en følge av protester fra naturforvaltningen i Bærum kommune.

For å komme opp på eksisterende jernbanefylling og bygge støttemuren utenfor denne, er det nødvendig med en atkomst også fra vestsiden. Her er det planlagt en anleggsvei, som helt vest langs Engervannet legges i strandsonen og deretter ramper seg opp på fyllingen. Dette vil skje over de partiene langs vannet hvor konsekvensene for fuglelivet er vurdert å bli minst.

Til tross for strenge restriksjoner m.h.t. inngrep og menneskelig ferdsel langs vannet, ønsker Bærum kommune å bygge en permanent turvei i strandsonen mot jernbanefyllingen og over våtmarksområdet i øst. Turveien er tenkt lagt i traséen som Jernbaneverket opparbeider som midlertidig atkomst.
Fylkesmannen har varslet innsigelse mot forslaget om å gjøre den midlertidige anleggsatkomsten om til permanent turvei over våtmarksområdet. Som en følge av det varselet, er planene for den delen av turveien trukket. Jernbaneverket og Bærum kommune jobber nå videre med turveitraséen langs jernbanefyllingen med tanke på å minimere inngrepene i anleggsperioden og anlegge veien slik at den utgjør minst mulig skade for fuglelivet i fremtiden.

2.3 Antall og lokalisering av angrepspunkter for tunneldrivingen

Det var i hovedplanen angitt at tunnelen skulle bygges innenfor en periode på tre år. Videre var det i Nasjonal Transportplan forutsatt at strekningen i sin helhet skulle ferdigstilles innen utgangen av 2011.

Fra bygging av Tanum- og Skaugumtunnelen mellom Sandvika og Asker, erfarte man en gjennomsnittlig inndrift på ca 20 meter/ uke. Over enkelte partier var inndriften nede i kun 7 - 8 meter/ uke.
Geologien på strekningen Lysaker – Sandvika er sammenliknbar med geologien mellom Sandvika og Asker, men grunnundersøkelser viser at man må påregne flere partier med redusert inndrift på denne strekningen.

Med utgangspunkt i dette ble det tidlig i prosjekteringsfasen gjort en vurdering på hvor mange angrepspunkter tunnelen burde drives fra og hensiktsmessig lokalisering av disse.

Det er tett bebyggelse over og til siden for den planlagte tunnelen på hele strekningen mellom Lysaker og Sandvika. Det var derfor en stor utfordring i seg selv å peke ut områder hvor det kunne være mulig å gå inn med tunneldrift uten at omkringliggende bebyggelse og miljø utsettes for urimelige belastninger.

Et viktig kriterium i denne forbindelse var at utkjøring fra tverrslaget skulle forsøkes lokalisert til hovedveinettet i Bærum, hvor gang- og sykkelfelt er atskilt fra kjørebanen. Videre var det også ønskelig å gi tverrslaget en lokalisering så nær den planlagte jernbanetunnelen som mulig uten kryssing av dyprenner eller andre påviste svakhetssoner. Dette for å begrense omfanget av tunneldriving og samtidig sikre forutsigbarhet med hensyn til omfanget av tette- og sikringsarbeider samt inndrift.

Det ble konkludert med at det optimale ville være å gå inn med tunneldrift fra tverrslag lokalisert til tunnelens to tredjedelspunkter, på henholdsvis Skallum og Fossveien, supplert med tunneldrift fra hver ende. Se figur 2.

Figur 2: Lokalisering av tverrslag for ny tunnel mellom Lysaker og Sandvika

På Lysaker skal det i forlengelsen av fjelltunnelen bygges en betongkulvert for det nye dobbeltsporet. Fremdriften på de arbeidene vil være strengt bundet opp av faseplaner og tidspunkter for omlegging av trafikkert spor. Det vil derfor kun være mulig å gjennomføre tunneldriving fra Lysaker i ca ett år. På den tiden vil det kunne drives ca 700 meter innover i retning av tverrslaget på Skallum.

Fra Sandvika vil det, på grunn av de trange forholdene langs Drammenbanen, ikke være mulig å gjennomføre tunneldriving. Det ble i stedet besluttet å gjennomføre tunneldrivingen fra Sandvikasiden via et kort tverrslag fra Tennisbanen i enden av Engervannet. Derifra drives de to enkeltsporede tunnelene vestover, opp på hver side av Drammenbanens to spor, samtidig med at det drives en dobbeltsporet tunnel ca 800 meter i retning av tverrslaget ved Fossveien.

Ved å etablere så mange angrepspunkter og dermed mulighet for tunneldrift fra 7 stuffer samtidig, reduseres usikkerheten med hensyn til inndrift.

Tverrslagene skal i driftsfasen brukes som rømningsveier og atkomst for redningsmannskaper ved en eventuell ulykke i tunnelen.

2.4 Drivemetode

Selv om hovedplanen for prosjektet, som var utarbeidet i siste halvdel av 1990-tallet, forutsatte at tunnelen skulle sprenges, fant Jernbaneverket det riktig å gjøre en ny vurdering av hvilken drivemetode man burde benytte for bygging av Bærumstunnelen. De siste ti årene har det skjedde en betydelig utvikling m.h.t. tunneldrift ved bruk av både bormaskiner og sprengning.

Multiconsult gjorde, i samarbeid med innhentet spesialkompetanse innen boreteknologi, en vurdering av kostnader og fremdrift for begge drivemetodene. Konklusjonen fra dette arbeidet var veldig klar; Det ville koste ca 800 mill. ekstra å bore et dobbeltsporet tunnelløp fremfor å sprenge det. I tillegg ville den totale drivetiden for boring øke med ca et år sammenliknet med sprengt løsning med drift fra tre tverrslag, i tillegg til driving fra Lysaker. Multiconsult (2005).

For å kvalitetssikre resultatene m.h.t. kostnader og drivetid, ble det tyske firmaet Maidl & Maidl engasjert for å gjøre en uavhengig vurdering av disse parametrene. De kom i grove trekk frem til det samme resultatet som Multiconsult hva angikk både kostnader og drivetid for borealternativet.

På grunnlag av disse resultatene, konkluderte Jernbaneverket med at tunnelen skulle drives ved sprengning og systematisk forinjeksjon fra de angitte angrepspunktene.

2.5 Valg av tunnelkonsept: Ett eller to løp

Som en del av Multiconsult's vurdering av drivemetode, ble det også gjort en vurdering av hvilket tunnelkonsept man burde bygge Bærumstunnelen etter. Det ble gjort vurderinger av kostnadene for både ett-løpstunneler og to-løpstunneler bygget ved begge de alternative drivemetodene. I tillegg ble også en løsning med sprengning av en ett-løps tunnel i kombinasjon med en liten, parallell servicetunnel vurdert. Antatt sluttkostnad for de forskjellige løsningene som ble vurdert fremgår av tabell 1. Multiconsult (2005).

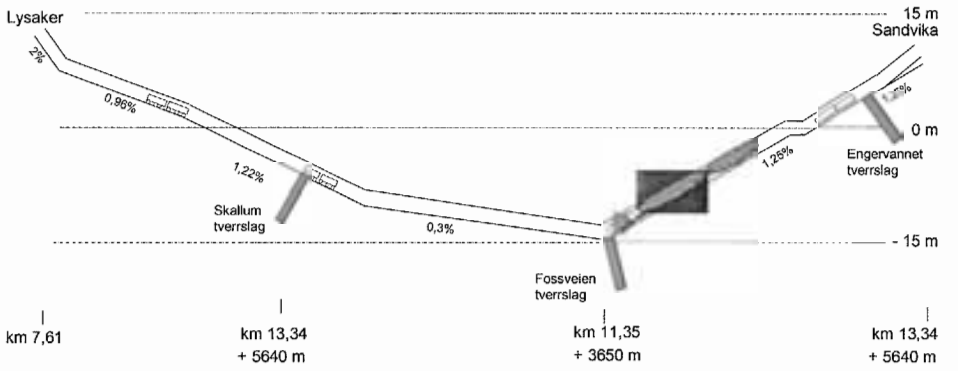
Vurdert konsept	Antatt sluttkostnad (mill. NOK)
En sprengt dobbeltsporet tunnel	1.324
En boret dobbeltsporet tunnel	2.114
To sprengte enkeltsporede tunneler	1.707
To borede enkeltsporede tunneler	2.299
En sprengt dobbeltsporet tunnel med en liten, parallell sprengt servicetunnel	1.601

Tabell 1. Kostnader ved de ulike tunnelkonseptene og drivemetodene. Multiconsult (2005)

Det ble foretatt en LCC-vurdering av ett-løpsløsningen sammenliknet med to-løpsløsningen vurdert ut i fra et 50-års perspektiv for drift og vedlikehold av tunnelene med alle tekniske installasjoner. Ett-løps løsningen, som opprinnelig lå til grunn for Bærumstunnelen, kom best ut ved disse vurderingene. På grunnlag av dette fattet Jernbaneverket et vedtak om at Bærumstunnelen skulle bygges som en ett-løps dobbeltsporet tunnel.

2.6 Rømningskonsept

Dagstrekningene i hver ende av Bærumstunnelen vil ligge på ca kote +13. Ved tverrslaget i Fossveien vil tunnelen få et lavbrekk, beliggende på ca kote -15. Se figur 3.



Figur 3. Lengdeprofil og lokalisering av tverrslag for evakuering i Bærumstunnelen

Dette lengdeprofilet bidrar til å komplisere løsningene som må legges inn for å ivareta tilfredsstillende forhold ved evakuering knyttet til en eventuell brann. Det gjøres nå beregninger for å verifisere hvilke tiltak som gir best effekt for håndtering av røyk og styring av evakueringen ved en eventuell brann i Bærumstunnelen.

CFD-beregninger gjøres for ulike scenarier og tiltak. Resultatet av disse vil, sammen med erfaring fra liknende hendelser eller forsøk, bli lagt til grunn for valg av evakueringskonsept for tunnelen mellom Lysaker og Sandvika.

I tillegg til fastsettelse av et konsept for røkventillasjon og styring av evakuering ved brann, må EU-direktivet om nødvendige krav til sikkerhet i tunneler oppfylles. Trans-European Conventional Rail System (2005). Her ligger det bl.a. en bestemmelse om at maksimal rømningslengde frem til sikkert område i en dobbeltsporet tunnel ikke må overstige 1000 meter.

2.7 Geologi og tettestrategi

Basert på innsamling av geologiske data for området som berøres av Bærumstunnelen, supplert med omfattende serier av ulike grunnundersøkelser, samt registrering av poretrykksnivåer og pågående setningsutvikling i enkelte områder, er tunnelens potensielle influensområde definert og en tettestrategi er valgt.

Bergartene på strekningen består av kambro-siluriske knollekalk- og skifere som er foldet og gjennombrutt av en rekke permiske intrusiver som krysser tunnelen flere steder. Det er registrert en god del oppspreking både i foldeaksene og i sonene rundt de permiske gangene.

Bærumstunnelen vil flere steder krysse svakhetssoner hvor avstanden fra terreng til fjelloverflate et stor og hvor løsmassene hovedsakelig består av bløt leire. I disse områdene vil potensialet for lekkasjer og spredning til et forholdsvis stort influensområde være tilstede. Se figur 4.

Figur 4. Sannsynlig influensområde for Bærumstunnelen

Det er tett bebyggelse over hele traséen for Bærumstunnelen. For å begrense omfanget av uopprettelige skader på bebyggelsen over og til siden for tunnelen, er innlekkasjekravet satt til 4 l/min/100 meter tunnel. Dette kravet gjelder for hele tunnelen.

Tunnelen skal tettes ved systematisk forinjeksjon, eventuelt supplert med vanntett utstøping i soner hvor kravene til tetthet ikke oppnås ved injeksjon.

2.8 Miljøoppfølging i anleggsperioden

Bærumstunnelen skal drives gjennom et område med tett bebyggelse på hele strekningen. Den store utfordringen har vært å finne løsninger for anleggsgjennomføringen i dagsonene og i tverrslagsområdene, som hensyntar både bebyggelse, flora og fauna på en så optimal måte som mulig innenfor de kostnads- og tidsrammene som er førende for prosjektet.

I den forbindelse var konsekvenser for omkringliggende miljø et viktig tema ved vurderingen av både drivemetode og ved lokalisering av tverrslagene.

For driving av fjelltunnelen vil oppfølging i h.h.t. et eget overvåkningsprogram inngå som en viktig aktivitet hos byggeledelsen. Dette programmet angir grenseverdier for tillatte rystelser, lekkasjer, poretrykksreduksjoner og setninger, samt avbøtende tiltak som må iverksettes for å oppfylle alle krav som er satt i forhold til omkringliggende miljø. Egne personer hos byggherren vil få et spesielt ansvar for denne oppfølgingen.

Når det gjelder øvrige ulemper i forhold til omgivelsene, er disse hovedsakelig konsentrert om daganleggene i begge ender og tverrslagsområdene. Når man ser bort i fra transport av masser og utstyr h.h.v. ut og inn til anlegget, vil tverrslagsområdene hovedsakelig bli sterkest berørt i oppstartfasen, når etablering av selve tverrslaget pågår.

Gjennom hele prosjekteringsfasen har Jernbaneverket hatt fokus på at anleggsgjennomføringen ikke skal påføre naboområdene unødige plager. I dette ligger innarbeiding av nødvendige tiltak for at anleggsarbeidene ikke skal forårsake at gjeldende grenseverdier for utslipp, støy, lekkasjer, rystelser, strukturlyd eller andre forhold som er til sjenanse, overskrides. Alle premisser, tiltak og krav som er nødvendig for å overholde vedtatte miljøkrav er samlet i et eget miljøoppfølgingsprogram og samtidig lagt inn som prisbærende poster i anbudsgrunnlaget.

2.9 Entrepriseinndeling

Jernbaneverket har i sin kontraktstrategi for prosjektet Nytt dobbeltspor Lysaker – Sandvika valgt å dele grunnarbeidene inn i fire entrepriser. En kombinasjonsentreprise i hver ende ved h.h.v. Lysaker og Sandvika. Her vil det foregå konstruksjonsarbeider i dagen i nært naboskap med Drammenbanen, hvor togtrafikken skal gå mesteparten av tiden. I tillegg inngår 7 – 800 meter tunneldrift fra hver av disse endeentreprisene.

Den mellomliggende tunnelen foreslås drevet som to rene tunnelentrepriser, lokalisert til tverrslagene på h.h.v. Skallum og Fossveien. Tilbudsforespørsel for disse to tunnelene sendes ut samtidig. I tilbudsgrunnlaget er det lagt inn en mulighet for sammenslåing av disse to entreprisene dersom det kan synliggjøres en gevinst ved det.

Årsaken til at Jernbaneverket har valgt denne oppdelingen i fire entrepriser, er å legge til rette for størst mulig konkurranse ved at jobbenes størrelse også er håndterbar for de mellomstore entreprenørene.

3. ENGASJEMENT FRA OMGIVELSENE OG DISKUSJON PÅ VALG AV KONSEPT OG DRIVEMETODE

Allerede fra et tidlig tidspunkt i prosjektet, i forbindelse med varslingen av oppstart for reguleringsarbeidet, gikk Jernbaneverket ut med bred informasjon om prosjektet og de forholdene som ville bli vurdert underveis i planprosessen. Informasjonsskriv ble sendt ut i posten og det ble holdt informasjonsmøter i alle de 16 berørte velforeningene. Således ble det allerede tidlig i prosessen mobilisert engasjement rundt valg av både konsept, ett- eller to tunnelløp, og drivemetode.

3.1 Dannelse av en organisert aksjonsgruppe

Det ble tidlig uttrykt et klart ønske fra naboer som ville bli berørt av et av tverrslagene om at tunnelen burde drives som to separate løp ved hjelp av boring. Det var et ønske om valg av denne løsningen for å unngå de foreslåtte tverrslagene.
Med dette som en målsetting ble det med utspring fra Bærum Velforbund, dannet en aksjonsgruppe som skulle kjempe for bruk av TBM ved driving av tunnelen. Gruppen knyttet til seg egen ekspertise fra både inn- og utland på bruk av TBM-teknologi.

Aksjonsgruppen drev aktiv informasjonsvirksomhet for å selge inn sine ønsker og krav, både i befolkningen, i media, blant lokale og sentrale politikere og i Samferdselsdepartementet.

3.2 Uavhengig tredjeparts verifikasjon

Jernbaneverket hadde aldri noen kjepphest verken når det gjaldt valg av konsept eller drivemetode. Jernbaneverket baserte sitt valg på faglige vurderinger knyttet til fremdrift, kostnader, konsekvenser for ytre miljø og fremtidige livstidskostnader. På bakgrunn av den første utredningen som forelå vedrørende konsept og drivemetode, Multiconsult (2005), fattet Jernbaneverket våren 2005 beslutning om sprengning av ett dobbeltsporet tunnelløp med utgangspunkt i de tre valgte tverrslag, samt driving fra Lysaker. Jernbaneverket kunne ikke se at de påviste gevinstene, verken for det ytre miljø eller for fremtidig drift og vedlikehold, kunne forsvare de store merkostnadene og konsekvensene knyttet til fremdrift som ble påvist for TBM-alternativene.

Jernbaneverkets beslutning om valg av både konsept og drivemetode frembrakte sterke reaksjoner fra aksjonsgruppen. De øvet et sterkt press på besluttende myndigheter om at Jernbaneverket i det minste skulle prosjektere borealternativet til samme nivå som det sprengte alternativet, og legge begge løsninger ut på anbud.

Jernbaneverket svarte med å la SINTEF foreta en tredjepartsverifikasjon av det resultatet Multiconsult hadde kommet frem til i sine beregninger og en anbefaling m.h.t. hvorvidt begge alternativer burde legges ut på anbud eller ikke.

SINTEF satte sammen et team bestående av ressurser som hadde erfaring fra både TBM-driving og konvensjonell tunneldriving. I tillegg ble det innhentet nødvendige opplysninger fra utenlandske leverandører av TBM-utstyr.

SINTEFs konklusjon var i tråd med den konklusjonen Multiconsult tidligere hadde trukket hva angikk merkostnader ved bruk av TBM. SINTEF (2006). De var noe mer optimistiske hva angikk fremdrift, men kom frem til at anlegget totalt sett ville kunne bli opptil et år

senere ferdig ved valg av TBM i forhold til konvensjonell driving. Grunnen til dette er de sterke avhengighetene ferdigstillelse av et slikt jernbaneanlegg har til tidspunkt for tekniske koblinger.
SINTEF konkluderte også med at det ikke kunne anbefales å sende borealternativet ut på anbud parallelt med den konvensjonelle drivemetoden. Sannsynligheten for å få inn konkurransedyktig pris på boring av tunnelen mellom Lysaker og Sandvika ville være meget liten.

4. ERFARING MED HÅNDTERING AV DE ULIKE PROBLEMSTILLINGENE

Et stort prosjekt som Nytt dobbeltspor mellom Lysaker og Sandvika har mange grensesnitt mot omgivelsene rundt og mot ulike interesseorganisasjoner. I tillegg skal det oppfylle de tekniske krav som er satt til et moderne jernbaneanlegg. Det sier seg selv at det ligger store utfordringer i å tilfredsstille alle ønsker og krav knyttet til anleggsgjennomføringen av et slikt prosjekt.

For at ikke uenighet og usikkerhet om løsninger skal resultere i forsinkelser eller eventuelt valg av løsninger som totalt sett er uhensiktsmessige, er det viktig å gå ut med en åpen dialog med omgivelsene og ulike fagmiljøer allerede fra en tidlig prosjekteringsfase. All erfaring viser at det lønner seg å kjøre en åpen prosess hvor det er helt tydelig hvilke løsninger som vurderes. Det er viktig å være åpne for forslag om andre alternativer og gi hvert forslag en grundig vurdering.

Alle konklusjoner bør fattes på et etterprøvbart faglig grunnlag. Erfaring fra ulike prosjekter hvor det bygges opp stort engasjement rundt løsninger, er at det ikke nytter å motarbeide strømmen. Det er langt mer fruktbart å ta seg tid underveis til å gi alle spørsmål og innspill en grundig faglig vurdering, for deretter enten å ta dem med videre eller forkaste dem.

En slik åpen, og faglig basert prosess bidrar til å rydde vekk usikkerhet rundt løsninger og få frem et objektivt beslutningsgrunnlag. Erfaringsmessig gir dette gevinster totalt sett.

Referanser:

Multiconsult (2005): Grunnlag for detaljplan/ foreløpig byggeplan. Lysaker – Sandvika. Konseptvurdering for fjelltunnel. Multiconsult, 19.05.05.

Trans-European Conventional Rail System (2005): Techinal Specification for Interoperability. Safety in Railway Tunnels. Presentation Report. 16.12.05

SINTEF (2006): Dobbeltspor Lysaker – Sandvika. 3.parts vurdering av drivemetode for tunnel mellom Lysaker og Sandvika. SINTEF 20.03.06

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

Fra Pukkverk til Bergverk.
Fra kjøp av ett brukt knuseanlegg til utvikling av Europas største Industrianlegg for tilslagsproduksjon.

Berging. Knut Petter Netland, Norsk Stein AS.

SAMMENDRAG
Norsk Stein AS, har siden etableringen i 1987, utviklet seg til å være ett av Europas største produksjonsanlegg for tilslag, med en årlig produksjon på i underkant av 5 mill tonn/år. Bedriften har sikret seg utakbare reserver på ca. 350 mill tonn, og arbeider for tiden med planer for å doble produksjonen innen 2011.

Denne utviklingen har skjedd som en følge av at selskapet er en del av ett vertikalt integrert selskapsstruktur som har kontroll på både båter og terminaler rundt om i Europa. For å nå dette har bedriftens og dens organisasjon måtte utvikle seg til å drive industriell produksjon av tilslag.

Engelsk tittel
From Quarry to Modern Industry

Mining Engineer Knut Petter Netland, Norsk Stein AS.

SUMMARY

Norsk Stein AS, was established in 1987 and has developed to become of the largest Quarries in Europe. Yearly production is just under 5 million tonnes per year. The Company has resources of min. 350 million tonnes, and is planning to double the production within 2001.

This development has taken place due to that the owners controls the logistics from production, via ships and terminals in Europe. This has been achieved by developing the company and the organisation to go over to an industrial production.

1 Innledning

Norsk Ordbok har følgende definisjon på pukkverk og bergverk:

Pukkverk: *"Anlegg for knusing av stein og malm".*
Bergverk: *"Anlegg for malm og mineralutvinning".*

Peer R Neeb karakteriserer i Våre veger nr. 07/06 Pukk og grus bransjen som *"noen som er opptatt av hverdagen, ikke så opptatt av langsiktighet og utvikling"*.

Dette tolker jeg som at Pukkverk har et snevrere fokus på den prosessen som skal til for å skape verdier ut av Berget, enn et Bergverk. Et bergverk tar opp i seg mer enn å bare knuse ned materialet. Jeg har ikke til hensikt å prøve å utdype disse definisjonene, eller å lage nye.

Hensikten er å beskrive utviklingen hos bedriften Norsk Stein AS på Jelsa i Suldal Kommune i retning mot industriell produksjon av tilslag. Denne beskrivelse baserer seg på over 20 års erfaring og observasjoner fra Pukk og Bergverksbransjen, og som deltaker og tilskuer til den utviklingen som Norsk Stein har gjennomgått de siste 5-6 år.

Norsk Stein har blitt en bedrift som har ett større fokus enn bare "å knuse ned materialet".

2 Pukkverk og Bergverk

Mine inntrykk er at ett Pukkverk er:

- Etablert av en god selger som ser ett marked, eller en kunde som har ett behov. Man finner "en haug" som kan planeres ut og fungere som råvarer, nærmest mulig kunden. Andre avstander er underordnet.
- Bærer preg av kjøp av forskjellig brukt utstyr, uten at det alltid er sett på en god/optimal løsning totalt sett.
- Finner etter hvert ut av hvilke formelle krav til produkter, tillatelser og miljø som finnes.

Mange vil kanskje finne igjen mye av dette innenfor bergverk også, men etter min vurdering har ett bergverk, til forskjell fra ett pukkverk større fokus på:

- Kartlegging, og sikring av tilgjengelige forekomster. Da vet man hva man har.
- Bygge opp produksjonsanlegget slik at den er basert på de rammebetingelsene som er gitt av forekomstens geologi, og markedets krav.
- Mer industriell produksjon.

3 I oppstarten

Norsk Stein sin begynnelse bærer preg av min oppfatning av hva som kjennetegner ett pukkverk. Etter Ulla Førre utbyggingen var ferdigstilt, var det 2 ledige pukkverk, som var benyttet til tilslagsproduksjon knyttet til dam bygging. Noen hadde sett ett marked som kunne utvikle seg, og hadde skaffet en konsesjon i Espevik i Tysvær. De fikk kjøpe det brukte utstyret fra Ulla Førre, for å plassere det i Tysvær. Utstyret ble mellomlagret på ett kommunalt industriområde på ved Jelsa i Suldal kommune, på andre siden av fjorden. Der ble det liggende i påvente av lektertransport over fjorden. Før det var ordnet med videre transport, hadde man funnet ut at siden kai var på plass, industriområdet var ledig, og steinkvaliteten var god, så ble anlegget montert her i stedet.
Det var altså en meget bevisst markedsvurdering, gründere som så mulighetene mer enn problemene, og en like tilfeldig plassering som lå til grunn for denne etableringen.
Det ble foretatt en generelle petrografisk (og overflatiske) kartlegging/beskrivelse av ressurs samt styrke ved falltest/LA.
Dette var godt nok til de fleste markedsområder innenfor betong og asfalt. Ikke noen spesialkvalitet, men ett volumprodukt med bred anvendelse.
Produksjonen ble etablert i 1988 med en årlig produksjon på ca 300 000 tonn. Nytt anlegg sto ferdig i 1993. Nye eiere kom til i 1996, og de tilførte ny kapital. Siden har anlegget og organisasjonen utviklet seg i takt med markedet.

4 Ressursene

Dagbruddet ble i en årrekke drevet på det som var ervervet som ett kommunalt industriområde. Da denne forekomsten var tom, fortsatte man virksomheten til ett nytt område. Pukkverkstanken var fortsatt dominerende. Området skulle bare planeres ut til ett flatt område, som skulle tilbakeleveres som jordbruksområde. Reserver på ca. 50 mill tonn med skulle konserveres under Raigras og Timotei.
Etter århundreskiftet har man så endret strategi. Forekomsten er ytterligere kartlagt, der er foretatt kjerneboringer, og det er sikret konsesjoner på ett dagbrudd med en overflate på ca.1200 dekar. Begrensingene innenfor dette området er i hovedtrekk knyttet opp til tekniske og økonomiske rammevilkår, som skråningsstabilitet og kostnadene med å løfte Stein og Vann opp av bruddet. Dette muliggjør utnyttelse av forekomsten i dypet. Reservene er beregnet til mer enn 350 mill tonn.

5 Prosessen

Produksjonen startet med 1 skift. Etter hvert som markedet økte, ble kapasiteten økt med å produsere på flere skift, og når man ikke hadde flere timer tilgjengelig ble nytt anlegg installert i 1993 for å overta for det brukte. Man endte opp med å ha 2 produksjonslinjer i bruk, for å klare produksjonsbudsjettet.

Dette var situasjonen i 2001. Man hadde 2 parallelle produksjonslinjer, som produserte ca 2,6 millioner tonn pr år til sammen. Volumet, og dermed produksjonskostnadene varierte med mengden grove materialer man kunne produsere som tilleggsproduksjon. Fokuset på å øke kapasiteten var knyttet til å skaffe mer utstyr, mer enn å sikre utnyttelse av det eksisterende.

Teoretiske vurderinger på dette tidspunktet tilsa at man kunne øke produksjonen i det nyeste anlegget, og kutte ut det gamle anlegget. Dette ble gjort, og man kunne konsentrere seg om å utvikle 5 knusere og 10 sikter, i stedet for 10 knuserer og 15 sikter.

Disse grepene sammen med bruk av styringssystemer som dokumenterte fakta, en organisasjon som tok fatt i detaljene, og ett tett samarbeid med knuseleverandøren Metso Minerals har gjort det mulig å doble produksjonen på den ene produksjonslinjen, og den årlige produksjonskapasiteten fra 2,6 mill tonn til opp mot 5 mill tonn. I denne prosessen var det viktig at man kunne verifisere endringer i det man gjorde, foreta riktige valg, og se resultatforbedringer. Det medførte også økt kompetanse hos både Norsk Stein og Metso, samt økt selvtillitt til personalet som deltok.

For å kunne sammenligne produksjonsanleggets kapasitet med andre, måtte man finne andre nøkkeltall enn tonn/time og tonn/år. Alle som driver med produksjon av tilslag vet at kapasiteten er avhengig av hvor mye nedknust produktet er/blir. Men det fantes ingen målestokk på hvordan dette kunne defineres. For å kunne finne en egnet målestokk ble ND50 definert, som er ett veid middel for stykkstørrelsen i ett produksjonsanlegg for tilslag.

6 Organisasjonen.

For å kunne utvikle en bedrift, må man utvikle en organisasjon. På Norsk Stein er dette gjort med å fokusere på :

- Motivere ansatte til å søke kompetansehevende kurs/videreutdanning.
- Kortest mulige linjer fra operatør til Adm. Direktør.
- Bruke koordinatorer framfor skiftledere, slik at flest mulige beslutninger kan tas lengste mulig nede i organisasjonen.
- Få innprentet og "solgt" en visjon om hva man kan få til, hva Norsk Stein skal være. En tro på Norsk Stein, ikke bare blant ansatte, men da også indirekte i lokal samfunnet.

Dette, samt at man har greid å fokusere både på å utvikle intern kompetanse, og supplere med personelle med annen erfaringsbakgrunn, har gjort at bedriftens organisasjon har kunnet utvikle seg.

7 Planene

Nåværende eiere har et Heidelberg, som i Norge er mer kjent som eneaksjonær i Norstone, Norcem, Norbetong og Maxit Group. I Norsk Stein deler de eierskap 50/50 med Hans Jürgen Hartmann, som har sin tyngde innen shipping og distribusjon/marked i Europa.

Disse 2 eierne har igjennom ett nettverk med selskaper, kontroll på hele produksjonslinjen fra produksjonsbedriften på Jelsa, via eget rederi, til salgsselskaper og terminaler over store deler av Østersjø- og Atlanterhavskysten ned til Frankrike. De har kontroll inn i markedene, og er på det viset en markedsaktør og ikke en underleverandør. Salgsselskapet som de kontrollerer selger 75% av alt tilslaget som eksporteres fra Norge.

Dette har gitt markedsoversikt, og blant annet resultert i markedsanalyser der kunden er sluttbruker og ikke steinhandler i en havn. Disse markedsanalysene ligger til grunn for de planene bedriften nå er i ferd med å realisere.

Planene det arbeides mot er en produksjon og et salg på 8 mill tonn/år i 2009, og deretter økning til 10 mill tonn i 2011. For å sikre dette må det bygges båter, skaffes terminaler, og produksjonskapasiteten økes. Det er det siste som er Norsk Stein sin oppgave som produksjonsselskap. For å greie dette må man foreta følgende:

- Bygge nytt grovknuseanlegg med kapasitet på min. 2500 tonn/time.
- Bygge nytt produksjonsanlegg for fraksjoner fra 0/2mm til jernbanepukk. Det skal produseres til sammen mer enn 10 forskjellige produkter til lager, som deretter kan blandes til enda flere produkter ved båtlasting.
- Bygge nye lagersystemer for å kunne håndtere lagring og salg av mer enn 200 000 tonn produkter pr uke.
- Bygge ny kai for å kunne betjene spesialbåter, som i dag er på ca. 30 000 tonn, men som man forventer skal fortsette å utvikle seg videre mot større tonnasje, slik de har gjort de siste 20 år.
- Videreutvikle dagbruddet. Det er krevende å ta ut 70 000 fm3 fjell i uken fra kun "en tomt".
- Rekruttering av fagfolk innenfor en yrkesgruppe med mangel på rett kompetanse, i en distriktskommune.

7.1 Generelt

Skal man kunne overleve i markedet for tilslag, må man selge alt man produserer. Skal man selge alt man produserer, må hele dagbruddet føres som pågang til prosessanlegget. Innen pukkverksbransjen hører det til de absolutte unntakene at man har prosessanlegg som kan håndtere variasjoner i geologien utover kravene til produktene. De fleste pukkverk har derfor ett flytskjema basert på at det ikke finnes geologiske variasjoner i dagbruddet.

Disse "perfekte" dagbruddene finnes selvsagt ikke, og de eneste som kan påstå at de finnes, er de som setter sin kvalitetskrav så lavt at alt kan leveres i produktet. Da har man enten sendt med noe til kunden som er av for dårlig kvalitet, eller man realiserer store deler av forekomsten med mindre kvalitetskrav en det man kunne gjort, hvis man hadde mulighet til å styre, og håndtere kvalitetsforskjeller.

Dette er ivaretatt i utviklingsplanene for Norsk Stein.

7.2 Grovknuseanlegg

Geologisk kartlegging indikerer ingen begrensing på forekomsten i dypet. Konsesjonen har heller ingen begrensing. Her er det bedriftens innovative evner til å finne kostnadseffektive løsninger på å jobbe mot tyngdekraften for å løfte vann og stein opp som vil være begrensingen, sammen med de geologiske begrensinger knyttet til skråningsstabilitet og vanninntrengning fra sjøen.

For å kunne forlenge produksjonstiden etter hvert som forekomsten blir dyrere å drive ut pga større løftehøyde, har man besluttet å lage planer basert på at grovknuseren skal kunne flyttes nedover i bruddet, og dermed redusere løftekostnaden med å flytte materialet mest mulig oppover med transportband i stedet for med trucker. Bedriften har derfor valgt å fokusere på flyttbare grovknusere, og har etter en samlet vurdering av geologi og vertikal spredning på produksjonsområdene endt opp med en Flyttbar Spindelknuser, som blir direkte matet med trucker. Dette går under betegnelsen Semi Mobile Crushing Plant. Den flyttbare konstruksjonen veier opp mot 1000 tonn.

Uheldigvis kommer Norsk Stein sin realisering av sine ekspansjonsplaner samtidig med den største oppgangen innen energi og metallgruver siden den industrielle revolusjon. Disse gruvene skal ha samme utstyr, og dermed går prisene og leveringstidene opp.

7.3 Finknuseanlegg

Dette er fabrikken for videreforedling av produktet fra Grovknuseren. Det er ett komplisert prosessanlegg, der man skal ha "høyest mulig tilgjengelighet, og høyest mulig kapasitet, med optimal bemanning"

Da må man fokusere på alle de små detaljene som gjør at produksjonen kan stoppe opp, og krever personell til å korrigere. Da kopierer man noe som man kjenner, og har gode erfaringer med, og man velger å bygge en ny produksjonslinje som skal produsere parallelt med den gamle, og som er mest mulig likt det man har.

Dette prosessanlegget skal, med en pågang på 0/250mm, levere ett produkt i henhold til europeiske standarder med en nedknusingsfaktor Nd50 på ca. 9mm. I dag har man den høyeste effektivitet pr årsverk, og lavest energiforbruk, sammenlignet med andre bedrifter med tilsvarende produksjon innenfor konsernet. Det er best i klassen, men skal og må bli enda bedre.

7.4 Lagersystemer

De fleste pukkverk lar varene sine ende som produkthauger på ett flatt område, der man korrigerer segregering, lagerstørrelse og manglende sammenheng over kortere perioder mellom produksjon og salg med hjelp av en flåte med hjullastere. Når man skal håndtere en produksjon på 200 000 tonn/uke i snitt, og et salg som kan variere fra 100 000 til 300 000 tonn/uke, har man ikke anledning til å ha slike mannskapskrevende og maskinkrevende løsninger.

Bedriften har dermed fokusert på hvordan bulkvarer håndteres på produksjonsanlegget, terminaler eller hos kunder innenfor andre produktgrupper som mineraler, kull etc. Slike tekniske løsninger er det man søker å finne, og tilpasse bedriftens behov knyttet til lagerhåndtering.

7.5 Kai

Bedriften har en kai, og har over denne kaien skipet ut over 150 000 tonn/uke. I perioder opplever man derfor at båter må vente, og man må derfor øke havnekapasiteten. Dette gjøres med å bygge en ny kai, som er plassert og planlagt slik at den kan utvikles til å ta imot 90 000 tonns båter av Pan Max klassen, når markedet krever dette.

7.6 Rekruttering

Rekruttering er en utfordring, derfor:

Hvis noen av dere vil være med å på utvikle Norges Største Bergverk, i en flott natur mellom fjord, hjort og fjell, 90 minutters båttur fra Stavanger Sentrum, så ta kontakt med Bedriften. Vi trenger de dyktigste for å fortsatt være best.

7.7 Dagbrudd

7.7.1 Dagbruddsplanlegging og styring

Bedriften har, for å kunne forbedre planleggingen, gått til anskaffelse av Surpac Vision, som skal brukes til dagbruddsplanlegging. Det skal med dette verktøyet lages planer som man skal styre boring og uttaket etter, basert på de rammebetingelser som ligger i konsesjonen, og i de geologiske forhold.
Planen er at både borerigger og lastemaskiner skal kommunisere direkte med programmet. Data fra boringen skal brukes til å definere kvaliteten i salven, og kommunikasjon med planen skal sikre at boringen skjer til rett nivå.
På samme hvis skal lastemaskinen ha kontroll på lastehøyde, og sikre rett kvalitet i grovknuser ved hjelp av de opplysningene som er registrert fra boringen.

7.7.2 Boring

Bedriften har i en rekke år kjøpt boretjenester av T. Stangeland Maskin sin boreavdeling. Dette har vært ett fruktbart samarbeid, der man i felleskap har utviklet og lagt til rette for å kunne bruke 6,5" senkboring. Vi ser at maskinleverandørene har en utfordring i å utvikle utstyr som skal tåle Norske bergarter, og Norske borevognførere sin høye produktivitet, men når bedriften har greid å utvikle knusere sammen med leverandører, må man vel kunne greie dette med borevognleverandører også. I tillegg til høy produktivitet på ett begrenset områdét, har man utfordringer med høyt grunnvannstrykk i fjellet. Dette forventes ikke å bli mindre når vi skal bevege oss ned i dypet.
Borevognene i dag består av AC D7, F7, F9 og L8. Man har som mål å øke andelen av produksjonen på L8.
Pr uke skal det bores opp 40 000 fm3. I tillegg kommer konturboring, spretting av blokk og eventuelle knøler. Boremønstrene varierer fra 5,0 m2 for 3" på lav dagfjell pall, til 24m2 for 6,5" pallsalver.

7.7.3 Sprengning

Bedriften står for sprengningsarbeidene selv, som klargjør borehullene før Orica leverer sprengstoffet i hullene. Deretter blir salvene fordemmet, koblet og skutt. Dette forventes å være uforandret, men bedriften vil også her sette i gang ett prosjekt for å sikre bedre prosess styring med boring og sprengning. Dette tenkes gjennomført sammen med ett prosjekt for Automatisk Produksjonsdata Registrering som har vært utredet en tid, men som nå står foran en realisering.

APR prosjektet skal blant annet registrere energiforbruk i grovknuser, finstoffandel etter sprengning, kapasiteter på lasting og transport fordelt på salver, perioder og lastenivåer.

I forbindelse med risikovurderingen for vår varslings- og posteringsplan, ser vi at vi ikke har bebyggelse innenfor potensiell sprutsone. Det gjør jobben enklere. I hovedsak er det å sperre riksvegen, og flytte våre egne ansatte og andre næringsdrivende i området i sikkerhet.

7.7.4 Opplasting, transport

I dag benytter vi en Cat 992G, og 3 trucker av type Komatsu HD 785. På ett normalt skift produserer denne lastemaskinen og 2 trucker ca. 7000 tonn. Det er kun på salvene med lengst transportavstand vi i må benytte alle 3 truckene.

Vi har tenkt å benytte tilsvarende størrelse på produksjonsutstyr når produksjonen øker, men slik at vi har 2 parallelle produksjonslinjer inn til knuser. Grovknuser er tilrettelagt for dette med 2 ramper for mating (og kan tilpasses større trucker hvis utviklingen tilsier dette).

Dette gjør vi av flere årsaker.

- Denne type utstyr er lett omsettelig i bruktmarkedet, og muliggjør en rask utskiftnings takt. Vår hovedlaster går ca. 7000 timer/år, og vi greier oss uten reservelaster pga dette. Maskinen byttes etter 12 000 – 15000 timer.
- Dagbruddet er trangt, og vi har mye dagfjell som skal tas med. Det gjør det rasjonelt med disse "små" maskinene de neste 5-10 år.

7.7.5 Oppfaring

Oppfaring på Norsk Stein defineres som klargjøring for boring. Det består av skoging, jordrensk, sålerensk og vegbygging til borerigger. Til dette benytter man lokale entreprenører med 5 gravemaskiner fra 15 til 85 tonn.

Maskinen på 85 tonn brukes blant annet til opplasting av jord for bortkjøring med våre trucker, samt til åpning av lastenivåer, der salvene blir små, og det er liten lasteplass.

8 Avslutning

Eksport av pukk fra Norge har pågått i mange år, og i de siste 30 årene har det vært fokusert på at dette er en næring med framtid foran seg. De som har vært aktive innen denne industrien har ristet på hodet over disse påstandene. Og slik denne næringen tradisjonelt har vært drevet i Norge de siste 20 årene er det riktig.

Produksjonskostnadene og salgsprisene har gjort at denne produksjonen ikke har vært bærekraftig. Med det mener jeg at inntjeningen på eksport av pukk ikke har kunnet forsvare investering i nye prosessanlegg. Denne eksporten har dermed bare bidratt til høye produksjonsvolumer, akselerert nedsliting av produksjonsmateriellet, tapping av de geologiske reservene og lave priser på "overskuddsprodukter" langs kysten.

Det var situasjonen også for Norsk Stein for noen år siden. Men pga den vertikale integreringen med at eierne har kontroll på hele kjeden fram til sluttbruker, og en stor forekomst med en strategisk beliggenhet nærme fjorden, langt fra naboer, og som har muliggjort rasjonell og storskala drift, har denne bedriften andre muligheter enn de fleste andre som opererer i det samme markedet. Samtidig har man med en strategi basert på produksjon av mest mulig foredlete produkter på Jelsa, skapt ca. 100 arbeidsplasser i en distriktskommune.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

Hundre år med bergverksdrift- fra Ålesundbrannen til i dag

Bergingeniør Karl Johan Eide,

Bildet viser Visnes Kalk og Marmorbrudd i 1934

Oppstarten

Grunnlaget for bergverksdriften på Visnes i Eide kommune ble lagt for 102 år siden. Historien begynner med Iver.R Eide som vokste opp på Eide. 18 år gammel reiste han til Hamar i steinhuggerlære og ble senere steinarbeider ved jernbanen. I 1904 brant Ålesund, og det ble bestemt at byen skulle bygges opp igjen i et ikke brennbart materiale. I Ålesund ble det arbeid for Iver og hans steinhuggerkamerater. Han hadde viten om at det på Visnes i hjemkommunen Eide lå store forekomster av hvit og kulørt marmor. Forekomstene lå nær sjø med gode havneforhold. Iver sørget for å skaffe seg bygselkontrakt med samtlige teigeigere mot sjøen og kontrakter på ferdig hugget stein.

Det ble hugget bygningsstein til flere store bygg av marmor fra Visnes. Ålesund kirke, Rønneberggården i Ålesund og Bondeheimen i Trondheim er noen av dem. I 1910- 1911 gikk det hele i stå og alt ble solgt på tvangsauksjon. Iver R Eide og steinhuggerlaget hans som var med å starte på Visnes, dro på arbeid ved jernbanen igjen. Etter en arbeidsulykke i Kyllingtunellen i Romsdalen tok han elementærskolen og fikk arbeid som oppsynsmann ved et større kalksteinsbrudd på Mosterhamn. Han var tilbake i steinindustrien.

Videre drift

To av de som eide teigene i Ramsvika ville selge. Bygselsretten hadde Iver R. Eide fremdeles. Han fikk kjøpe teigene, og to av sønnene hans reiste til Visnes og startet opp ny drift. Det var Olav og Karl, bare 20 og 18 år gamle. I samarbeid med sin far tok de til med å utvide kaiområdet og å lage en kalkovn. Kalken ble brent i ovn og brukt til jordbrukskalk.
De hogde flis av marmor som ble pakket i tønner og brukt til mosaikkstøp.
Steinhuggeriet kom også i gang på denne tida. Ferdig hogd stein ble levert til Trondheim for sliping, polering og skrifthugging. Etter en tid ville bedriften i Trondheim slutte sin virksomhet. Folk derifra lærte opp folk fra Visnes i kunsten å polere, slipe og skrifthogge steinene selv. Fra monumentproduksjonen ble det ca. 85% avfall. Dette ble brukt til korning og kalkmjøl.
Det var dårlige tider i landet etter første verdenskrig. I den forbindelse ble det lagt ut bureisningsbruk i området. Landbruksselskapet betalte for kalk for et gitt antall mål for bureisningsbrukere. Prisen Visnes Kalk og Marmorbrudd fikk var liten, men det var etter tiden et stort kvantum som skulle leveres. Først i 1934 ble det bygd veg fra landevegen til kaia i Ramsvika. Før den tid hadde all levering foregått med båt. Nå kunne lastebiler tas i bruk, og de første tok lass på 3 tonn.

Flere bedrifter

Det var flere som drev steinhuggeri i Eide på denne tiden. Det var startet opp marmorbrudd på Nås og Langnes. Det var godt samarbeid mellom bedriftene. På steinhuggeriet hos Visnes Kalk og Marmorbrudd ble marmoren hugget fra eget brudd. Bedriften åpnet også uttak av svart gabbro fra Vaksvika på Sunnmøre. I 1946 ble det slutt på steinen nede ved kaia, og uttaket ble etter hvert flyttet opp i hovedforekomsten i fjellet. Det måtte bygges veg. Dette var både kostbart og arbeidskrevende. Utsiktene for salg av kalkstein til industriformål var gode, samtidig som det var slutt på egen egnet marmor for monumenter. Marmor gikk av moten som materiale for monumenter. Steinhuggeriet ble lagt ned i 1951, man behøvde driftskapitalen for opparbeidelse av det nye bruddet. De andre steinhuggeriene i Eide fortsatte med innkjøpt råstein. Brentkalken fikk dårligere kvalitet av steinen fra det nye bruddet. Denne delen av bedriften ble lagt ned og erstattet av knust kalksteinsmjøl til jordbruksformål.

Familiebedrift

Ivar og Egil Eide sønner av Olav og Iver og Karstein Eide sønner av Karl, begynte å arbeide ved bedriften etter som de ble gamle nok til å gjøre nytte for seg. I 1964 ble bedriften aksjeselskap med et styre bestående av Olav og Karl og de fire sønnene.
Etterspørselen etter kalkstein økte. Papirindustrien brukte stykkstein uten subb i bleikeprosessen av papirmasse. Smelteverkene i Thamshavn og Svelgen ble betydelige kunder av singel. Den tekniske utviklingen kom for fullt på 60 tallet. Dette førte til reduksjon av antall ansatte. Sterke karer for handlasting og manuelt arbeid ble gradvis endret til maskinkyndige operatører. I 1970 ble det bygd grovknuseanlegg i bruddet og i 1972 ble det bygd korningsanlegg. På slutten av 70 tallet hadde Norcem mangel på stein med høgt kalkinnhold. De bidro til å bygge ut kaianlegg og tunnel og sjakt i bruddet. Visnes leverte en del kalksubb til Slemmestad og Brevik, men da Norcem fikk kjøpe gruva til Hydro , ble det ikke levert mer fra Visnes. Mange cellulosefabrikker ble lagt ned. Bare Borregaard gikk videre på prosessen med anvendelse av stykkstein.

Bedriften i 80 årene.

Korningsanlegget som var bygd ut gradvis i 70 årene hadde en tung start med introduksjon av grovkrystallinsk marmor til bygningsformål. I begynnelsen av 80 årene kom det i stand prøveleveringer til en betongsteinfabrikk i Holland. Leveransene økte gradvis, og siloer og videre utbygging av anleggene gikk kontinuerlig. Et stort verkstedbygg ble bygget. Dette var en forutsetning for moderne bergverksutvikling.
Hustadkalk i Fræna som drev egen gruve og bearbeiding, gikk i kompaniskap med et sveitsisk konsern Pluss Staufer. Hustadmarmor bygde ut fabrikk for mikronisering av marmor for bestrykning av hvitt papir. Utviklingen ved Hustadmarmor skjedde raskt, de begynte å kjøpe råstoff fra både Nås, Visnes og Langnes. Først bare stykkstein og etter hvert som opredningsprosessen ble utviklet kunne de anvende både grovknust stein og grus.
Produksjonen på Visnes økte raskt. Marmorsteinen ble fraktet med trailere til anlegget ved Hustadmarmor.

Forekomsten

Marmorforekomsten på Visnes er totalt ca. 30 mill tonn. Denne har to grunneiere. Dalateigene eies av Visnes Sameie hvor Visnes Kalk og Marmorbrudd har langtidskontrakt og Hustadkalk som kjøpte deler av forekomsten på 70 tallet. Forekomsten er en grovkrystallinsk marmor.
Driften av dagbruddet startet i 1951. Denne foregikk som dalsidebrudd på den marmorgangen som ligger i dagen på Dalateigene. Avfallsstein ble brukt til vegbygging oppover lia. I 1980 var man kommet opp på toppen av forkomsten kt.320. Da kunne moderne bruddrift etableres med store paller og kontroll på høyden.
Over forekomsten ligger en overskyvning av eklogitt. Dette er en tung bergart med egenvekt 3.16.tonn/m3
Den totale mengden eklogitt over marmoren er over 13 mill tonn.

Utviklingen på 90 tallet

På nyttårsaften til året 1991 blåste en katastrofal orkan. Oppredningsverket som var delvis nybygd blåste ned. Det ble en hektisk tid for gjenoppbygging, man hadde ordrer som skulle leveres. Med iherdig innsats og improvisasjon klarte de å bevare leveranser og kunder.

I 1994 ble malmgruvene på Hjerkin stengt. Visnes Kalk og Marmorbrudd fikk kjøpt alt rullende materiell. Maskinene var i relativt god forfatning. Bedriften hadde sterkt økende leveranser, spesielt til Hustadmarmor. Ved kjøpet av maskinene fra Hjerkinn oppnådde bedriften kapasitetsøkning uten for store investeringer. Samtidig med store uttak av marmor måtte større deler av eklogittoverdekningen og uren marmor fjernes. En dal ved siden av forekomsten ble regulert til formålet, denne var godt egnet da den er lukket på 3 sider. Overflaten blir doset ut og tilsådd etter hvert som endelig overflate blir etablert.

Eklogitten en tung bergart.
Fjerning av eklogitt kostet penger. Bedriften besluttet å prøve å nyttiggjøre noe av eklogitten til samfunnsnyttige formål. Sjaktanlegget fra Norcemtiden hadde stått ubrukt og full av grov stein i 10 år. Sjakten ble tømt. Slagknuseren som var installert var ikke egnet for den tungknuste eklogitten. Denne ble skiftet ut med en brukt kjefteknuser. Mobilknuser for grovknusing av eklogitt ble anskaffet i 1994. Lagerområder ble sprengt ut i Ramsvika
Etter mange forsøk på å få eklogitten anvendt til kommersiell bruk, fikk bedriften ordre på levering av ballastmasse til Øresundbroen i 1997. Leveransen gikk godt, og båter på 25 000 tonn ble lastet. Etter denne leveransen ble industriområdet utvidet. Pukkeverk for 3.knusetrinn og sortering i fraksjoner etablert. Det lokale marked for pukk, grus, singel og isgrus økte. I tillegg startet leveranse av eklogitt til dekkmasse over gassrørledninger i Norsjøen.
Leveranser av eklogitt går i hovedsak til prosjekter. Det kan ta tid mellom hver store leveranse. For å holde et jevnt uttak i balanse med marmordriften, ble det etablert et stort mellomlager for grovknust eklogitt ved pukkverket.

Regulering
Regulering av industriområdet ble gjennomført fra 1997 – 99. Denne prosessen krevde at flere hus ble løst inn og store støyvoller ble bygd langs transportvegen til sjø. Skrottippen ble gitt utforming og knuseanleggene ble innebygd og støyisolert. Veiene fra brudd til sjø ble utvidet til 15m.

Større drift
I 1997 ble Visnes Kalk og Marmorbrudd AS endret til morelskap hvor Visnes Elkogitt og Visnes Kalk AS er heleide datterselskaper. Visnes Kalk AS står i dag for driften og Visnes Eklogitt er et salgsselskap for eklogittprodukter.
Økning av leveranser til Hustadmarmor økte fram til toppåret 1998 hvor samlet uttak av marmor på Visnes var over 800 000 tonn. Leveransene til Hustadmarmor ble gradvis overført fra landeveien til båt. De lokale forekomster av marmor er begrenset. Hustadgruppen bygde ut en stor marmorforekomst i Brønnøysundområdet for å sikre råstoff til sine fabrikker som i dag anvender ca. 3 mill tonn pr.år.

Bildet viser Visnes Kalk år 2004

Fra år 2000 til i dag

Marmor

Fra årtusenskiftet har leveransene av marmor blitt redusert til ca.500 000 tonn pr.år Reduksjon av uttaket har vært riktig mht. å utnytte både marmor og eklogitt i en balansert drift for optimal ressursutnyttelse. Alternativ til fjerning av eklogitt er å gå i tunneldrift hvor utnyttelsen vil være mellom 30-40% av marmoren. I dagbrudd kan ca. 80 prosent av marmoren anvendes. Dette har stor betydning for bedriftens levetid knyttet til en endelig ressurs. I 2002 ble det inngått avtale med Hustadkalk om at konsesjonen på Deres del av Visnesforekomsten skal inngå i en samlet drift utført av Visnes Kalk AS. Dette gjør at forekomsten kan avbygges uten hensyn til eiendomsgrenser, men med fokus på optimal ressursutnyttelse.

Visnes Kalk har hele tiden vært i utvikling. Bearbeidingsanlegget i Ramsvika er utviklet til å lage 15 forskjellige graderinger av marmor.

I dag anvendes marmoren til:

- Papirindustri (Hustadmarmor og Borregaard)
- Vannrensing
- Kalktilsetning i dyrefor
- Hvite korninger for Byggningsindustrien
- Vassdragskalking
- Jordbrukskalk
- Granulert hagekalk
- Skånsom sandblåsing

Visnesmarmoren består av 98-99 % kalsiumkarbonat. Det er hvit farge, mekaniske egenskaper og en ren kjemi som gjør produktene salgbare.

Knuseanlegget for marmor er videreutviklet til to trinn knusing og siloer er bygget for å redusere transportkostnader og støy.

Eklogitt

Leveranser av eklogitt har øket. En større utbygging av pukkverket ble ferdig i 2005. Like etter igangsetting av dette byggetrinnet oppnådde bedriften leveranser av over 700 000 tonn eklogitt for året 2006. Hovedårsaken var en stor ordre på levering av dekkmasse på gassrør til Ormen Langeprosjektet, samt ballastering av en plattform i Holland.

Senketunnellen i Bjørvika som bygges av Norbetong anvender eklogittsingel som tilslag i betongen.

Eklogitt anvendes i prosjekter hvor tyngde har verdi. Høye jernmalmpriser kan gi muligheter for eklogitt i framtiden. Det er prosjektrettede leveranser, så det må stadig arbeides for å finne nye prosjekter for anvendelse. Det lokale markedet for grus og pukk er mer kontinuerlig, og danner en viktig basis for virksomheten.

Framtiden

Visnes Kalk har i dag 30 ansatte.

Bedriften holder fast på å være en privat eid familiebedrift. Medarbeidere av fjerde og femte generasjon arbeider i bedriften. Gjennom 102 års drift har det vært viktig å kunne takle omstillinger og stadig søke nye muligheter basert på bedriftens ressursgrunnlag.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2006
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Forskningsleder Eivind Grøv
SINTEF Berg og Geoteknikk
Formann NFF Internasjonal komite og medlem ITA Executive Council

NYTT FRA NFF – Våre internasjonale aktiviteter
Bilateral kunnskapsoverføring og salg

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

LITE PROSJEKT – STORE UTFORDRINGER
Rehabilitering av utløpstunnel ved Borregaard kraftstasjon

Siv.ing. Jan K.G.Rohde, SWECO Grøner AS

SAMMENDRAG

Rehabilitering av utløpstunnelen ved Borregaard kraftverk ble iverksatt for å unngå ukontrollert ras med gjentetting av tunnelåpning, oppstuving av vann og risiko for personskade, materielle skader eventuelt tap av menneskeliv som følge. Arbeidene har bydd på en rekke interessante utfordringer som geologiske forhold, stabilitet og risiko for ras, vannføring og flomforhold, rystelsesproblematikk og forhold til eksisterende bygninger og installasjoner samt krevende undervannsoperasjoner og dykkerarbeider. Det har vært stor fokus på HMS-relaterte forhold og reduksjon av ulykkesrisiko ved planlegging og under utførelse. Rehabilitering av tunneler kan by på overraskelser. Godt samarbeide og god kommunikasjon mellom partene, kreativitet og dyktighet med fokus på løsninger er forutsetninger for å sikre et godt resultat.

SUMMARY

Rehabilitation of the tailrace tunnel at Borregaard was required to avoid the potential risk of rock slide and blocking of the tunnel with flooding of the power station, risk of damage of machinery, personnel injuries or loss of life. The work had several interesting challenges like potential stability problems, sudden flood variations in the river, vibrations due to blasting and risk of damages to buildings, structrures and installations, plus challenging subsea operations. Health and safety has been in focus during both planning and execution of the rehabilitation works. During rehabilitation works surprises must be expected. In order to solve the challenges, good cooperation and communication as well as creativity and skills with focus on good solutions are required from the involved parties.

INNLEDNING

Borregaard kraftverk eies og driftes av Borregaard Industries Ltd. Kraftverket utnytter fallet i Sarpsfossen og ligger på vestsiden av denne (Figur 1). Fallet deles med Hafslund som ligger på motsatt side av fossejuvet.

Kraftverket består av flere enheter bygget i ulike trinn. Øvre del av stasjonen med inntak (øvre inntak) ligger lengst oppstrøms, like under veg- og jernbanebru over Glomma. For denne del av kraftverket går avløpet fra 2 turbiner ut i utløpstunnelen. Denne del av kraftverket ble bygget i perioden 1906 – 1911 og senere utvidet med 2 aggregater og nytt inntak (1931 – 38).

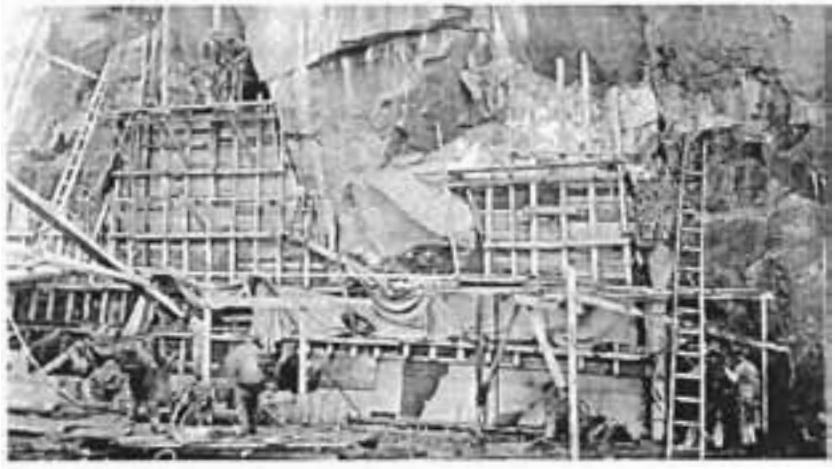
Inntak til midtre del av stasjonen (nedre inntak) ligger like nedstrøms og inntil øvre del. Avløp fra disse to turbinene går ut i avløpskanal ved vestsiden av kraftstasjonen

Nedre del av stasjonen (gamle stasjonsbygning) med tilhørende inntaksbasseng er satt ut av drift og stasjonsbygningen benyttes i dag som lagerbygning.

Figur 1 *Oversikt Sarpsfossen og Borregaard kraftstasjon*

Utløpstunnelen har et tverrsnitt på. ca. 100 m^2. Avstand mellom tunnel og fossejuvet er meget liten og tunnelveggen har en antatt tykkelse på ca. 2 – 5m. Sprengning av tunnelutslaget var ikke helt vellykket og åpningen ble for liten. Etter sprengning var det ikke adkomstmuligheter for utvidelse av åpningen. Liten åpning og ansamling av grus, stein og blokk ved utløpet har ført til begrenset utløpskapasitet.

I 1916 førte et stort blokkutfall i fossejuvet til delvis åpning i tunnelveggen. Skaden ble utbedret med omfattende betongutstøping langs juvet (Figur 2 og 3).



Figur 2 *Støping av betongvegg langs utløpstunnel*

Figur 3 *Betongvegg langs juv/utløpstunnel. Stagene ble montert fra turbinkjeller i nedlagt kraftstasjon på tvers av lagdelingen i berget. Lagdeling langs utløpstunnelen er tydelig til venstre i bildet*

Bergmasser ved utløpet var til dels oppsprukket og det ble foretatt målinger som viste bevegelse på sprekker over tid. Det var reell risiko for ukontrollert ras og gjentetting av utløpet med påfølgende oppstuving i tunnel, flom i kraftstasjon med skade på utstyr, eventuelt personskade eller tap av menneskeliv.

Figur 4 *Utløp av tunnelen*

TILTAKSBESKRIVELSE

Tiltak ble vedtatt for å hindre ukontrollert ras og gjentetting av utløp. Tiltaket omfattet følgende arbeidsoperasjoner:

- Etablering av adkomst over utløpskanal, gjennom nedlagt kraftstasjon til nedlagt inntaksbasseng
- Stabilitetssikring ved forspenning av berg over tunnelen før sprengning
- Fjerning av ustabile bergmasser og opprydding ved utløp
- Tetting av gjennomløp fra utfasede turbiner
- Etablering av stengsel ved utløp
- Tømming av utløpstunnel
- Inspeksjon og sikring av utløpstunnel

Som første prioritet ble det vedtatt å fjerne ustabile bergmasser, steinblokk og løsmasser ved utløpet. Dernest var det ønskelig å etablere stengsel ved utløpet for tapping, inspeksjon og ettersikring av utløpstunnelen.

Anbud ble sendt ut på forsommeren og kontrakt inngått med Selmer Skanska (nå Skanska) høsten 2003. Arbeidene ble delt i to faser:

- Fase 1) Etablering av adkomst, stagforankring av berg, riving av gammelt inntaksbasseng, sikring og opprydding ved utløp
- Fase 2) Sprengning ved tunnelutløp, sikring, etablering av fangdam med stengsel og arbeidsplattform, tømming, inspeksjon og sikring av avløpstunnel

Det var i utgangspunktet lagt opp til ferdigstillelse av arbeidene i løpet av våren 2004, men med mulighet til avbrekk mellom fase 1 og fase 2 dersom forholdene tilsa det. På grunn av prioriteringer ble det en pause i arbeidene fra vår/forsommer 2004 til oppstart fase 2 i oktober 2005.

Kontraktsformen var en mellomting av enhetspriskontrakt og totalentreprise der Skanska fikk ansvar for detaljprosjektering av permanent adkomst, fangdam og geologi. For den geologiske oppfølgingen hadde Skanska engasjert Dr.ing. Bjørn Buen AS. SWECO Grøner AS var byggherrerådgiver med ansvar for kvalitetssikring av løsninger.

SPESIELLE UTFORDRINGER

Arbeidene bød på en rekke usikkerheter og spesielle utfordringer. Blant disse kan nevnes:

- Geologiske forhold, stabilitet, risiko for ras
- Ulykkesrisiko, sikkerhet og krav til HMS
- Vannføring og flomforhold
- Vinterarbeider med frost og is, risiko for isgang og reduksjon/gjentetting av inntaksåpning
- Manøvrering og drift av kraftstasjon
- Dykkerarbeider med varierende og til dels meget dårlige siktforhold
- Undervannsarbeider og arbeider fra flåte (graving, sikring etc.)
- Rystelsesproblematikk og forhold til eksisterende bygninger, konstruksjoner og installasjoner
- Forhold til andre aktiviteter innenfor området
- Begrenset areal og tilkomstmuligheter

- Logistikk
- Usikkerhet mht. tidligere utførte arbeider, beskaffenhet og materialkvalitet i vegger, boring av stag etc.
- Fremdrift avhengig av flomforhold og vannføring i Glomma

Det var stor fokus på HMS, og det ble satt meget strenge krav til sikkerhet under utførelse. Sikker Jobb Analyse (SJA) var et redskap som ble hyppig anvendt på kritiske arbeidsoperasjoner.

Etablering av adkomst til utløpet

Adkomst til gammel inntaksdam og tunnelutløp var begrenset til adkomst var via flåte. For å kunne utføre arbeidene var det nødvendig å etablere bedre adkomst. Likeledes var det ønskelig å få etablert permanent adkomst for senere drift og vedlikeholdsarbeider.

Det ble i utgangspunktet lagt opp til to alternativ, etablering av midlertidig adkomst for å utføre arbeidene eller etablering av permanent adkomst for senere betjening av fangdam i tunnelåpningen. Basert på entreprenørens tilbud ble det valgt å etablere permanent adkomst med bru over utløpskanal og veg gjennom nedlagt kraftstasjon. Dette innebar utgraving av en kortere tunnel gjennom den ca. 5m tykke murveggen mellom den gamle kraftstasjonen og nedlagt inntaksbasseng.

Figur 5 Adkomstbru over utløpskanal til nedlagt kraftstasjon

Figur 6 Nedlagt inntaksbasseng og adkomsttunnel gjennom gammel vegg

Forspenning av berg

Bergmasser langs utløpstunnelen har et hovedsprekkesystem som følger langs fossejuvet i nord-sydlig retning og har steilt vestlig fall. Det var langs dette sprekkesystem bergmassene brøt ved blokkutfallet i 1916. For å forhindre tilsvarende hendelser ble berget over tunnelen sikret med horisontale bergankre/lissestag. Arbeidene måtte utføres før oppstart av sprengningsarbeider.

Arbeidene ble utført med boring og montering av permanente bergankre/stag fra turbinkjeller i nedlagt kraftstasjon ut mot fossejuvet. På grunn av usikker vannføring i elva var det ikke tillatt med arbeider i selve juvet og alle arbeider ble foretatt fra turbinkjelleren. Det var meget begrenset areal til å utføre arbeidene og det var påkrevet med spesielt boreutstyr tilpasset dette. Disse arbeidene ble utført av Entreprenørservice AS som underentreprenør.

Det ble antatt betongstøp mot berg og relativt god betongkvalitet rundt rørføringer. Under boring viste det seg imidlertid at det var tilbakefylt med stein og grus mellom betong og berg og at veggen hadde begrenset tykkelse. Lissestagene ble kappet for kort til å etablere ankerkloss for stagene og improviserte løsninger som stålplate for underlag ved oppstramming av lissestag var nødvendig.

Fjerning av berg og løsmasser ved utløp

Arbeidene omfattet fjerning av berg ved forsiktig sprengning og/eller demolering av berg, samt fjerning av utsprengt berg, bergblokker og løsmasseavsetninger over og under vann ved utløpet.

For å unngå skader ved sprengning ble følgende rystelseskrav satt:

- Bærelag generatorer, akselerasjon a<1g samtidig med utslag s<0,2mm

- Bygningsmasse svingehastighet v<45 mm/sek

For å redusere risiko ved sprengning ble aggregatene stoppet og roterende masser jekket opp før sprengning.

Under sprengningen måtte det tas hensyn til annen aktivitet innenfor industriområdet og kraftstasjonen på motsatt side (Hafslund) som var i full drift.

Det ble ikke registrert overskridelser av rystelseskravene.

Ved utførelse av sprengningsarbeidene var det til enhver tid risiko for gjennombryting og eventuelt utfall mot fossejuvet. På grunn av til dels oppsprukket berg ble kontur etter sprengning til dels ujevn, stedvis med overheng. Sikring med bolter, sprøytebetong og utstøping var nødvendig.

Figur 7 *Oppsprukket berg ga ujevn kontur etter sprengning*

Utgraving av masser ble delvis utført fra gjenstående berghylle over utløpet og delvis fra flåte. For å unngå maskinhavari ved graving fra land var det nødvendig å feste gravemaskiner med bolter i berget.

Arbeidene ble fulgt opp med profilering og dykkerinspeksjon. Siktforholdene under vann var varierende og tidvis meget dårlige.

Figur 8 *Store deler av arbeidene ble utført som undervannsarbeider og fra flåte*

Etablering av stengsel ved utløpet

Arbeidene omfatter etablering av komplett stengsel/fangdam inklusive rensk av berg, tetting/kontaktinjisering mellom føringer/bunnstokk og berg, etablering av føringer og bunnstokk, produksjon og levering av stengsel, heiseanordning for montering og demontering av stengsel samt opparbeidelse av arbeids- og lagringsplattform for stengsel ved utløpet.

Pr. i dag er det utført sprengningsarbeider, rensk, bunnstokk til fangdam er etablert og nåler for lukking levert. Store deler av arbeidene er utført med dykker. Setting av fangdamsbjelker var etter planen lagt til uke 47 i år. På grunn av flomforhold i elva gjenstår etablering av sideføringer på fangdammen. Lukking, tømming, inspeksjon og eventuelt sikring av utløpstunnelen er således utsatt til våren 2007.

SLUTTBEMERKNINGER

Rehabilitering og ombygging av eldre anlegg kan være både spennende og utfordrende. Tegninger, beskrivelse og spesifikasjoner fra byggeperioden er av meget stor betydning for planlegging, tilrettelegging og gjennomføring av arbeidene. For å sikre et vellykket resultat er man også avhengig av:

- Fleksibilitet og tilpasningsevne hos partene
- Improvisasjon og kreativitet
- Kommunikasjon og samarbeidsvilje
- At partene er løsningsorientert

Arbeidene ved utløpstunnelen ved Borregaard kraftverk omfattet en rekke utfordringer, usikkerheter og tildels risikofylte arbeidsoperasjoner som sprengningsarbeider, undervanns- og dykkerarbeider, arbeider fra flåte med varierende strømforhold i elven etc. og det ble satt strenge krav til sikkerhet og HMS under utførelsen. Med unntak av noen overraskelser som for eksempel ved montering av stag i turbinkjeller er arbeidene så langt utført uten nevneverdige komplikasjoner eller uhell.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

Kontrollert sprengning i tunnelpåhugg – Tønsbergpakken

Controlled Blasting at the Tunnel Portals. Case study: Twin-road Tunnels, Tønsbergpakken, Slagendalen

Sjefingeniør Arve Fauske, Orica Mining Services

SAMMENDRAG

I Tønsbergpakken inngår et av flere store tunnelprosjekter som er drevet gjennom fjell med liten overdekning i tettbygde områder den senere tid. Prosjektets første fase omfatter i hovedsak bygging av 3,5 km vei, hvorav 1,6 km 2-løps veitunneler med trasè gjennom Frodeåsen fra Kjelle til Slagendalen. Prosjektet benevnes Ringveg Nord og vil bidra til å få gjennomgangstrafikken ut av Tønsberg sentrum. Mesta AS fikk den første kontrakten på Kjellekrysset og veitunnelene.
Dyno Nobel teknisk support ble engasjert fra starten av for å følge opp bore-og tenningsplaner i påhugg og under ordinær drift. Senere ved oppstart av påhugget i Slagendalen ønsket entreprenøren at det ble lagt vekt på størst mulig sikkerhet ved gjennomføringen. Steinsprut fra salvene ville ikke kunne aksepteres. Vibrasjonskrav og høyhus ovenpå og til side for tunnelene, og en høyblokk plassert på kanten av en fjellskrent etter utrasning i skjæringen, fikk konsekvenser for planleggingen av sprengningene i påhugget.
Påhugget i Slagendalen ble utført som en case study for å holde steinsprut og vibrasjoner under kontroll. Evaluering av sprengningstekniske inngangsparametere ga tilfredsstillende resultater. Sprengningene i påhugget forløp uten uønsket steinsprut og uhell av noen art, og det ble ikke registrert sprengningsinduserte vibrasjoner over 2 mm/sek.

SUMMARY

The Tønsberg Package consists of one of several large tunnel projects, which lately has been driven through rock with little overburden in densely populated areas The project` first stage primarily consists of the construction of 3.5-kilometre stretch of road, of which 1.6 kilometres takes form of twin-road tunnels through Frodeåsen from Kjelle to Slagendalen. The project, which is called Northern Ring Road, will help channel through-traffic out of the centre of Tønsberg. Mesta AS was awarded the initial contract for the Kjelle junction and the road tunnels.
The Technical Support Division at Dyno Nobel was commissioned from the outset to follow up the drilling and blast plans at start-up and during ordinary oprations. Later, in connection with the initial blasting work in Slagendalen, the contractor wished to focus as much as possible on blast safety. Flyrock from blasts was unacceptable. Vibration requirements and apartment blocks situated above and beside the tunnels, and the

presence of a tower block located at the edge of a precipice following a landslide in a cutting, affected planning of the tunnel portal blasting process.
The blasting at the portal in Slagendalen was conducted a case study in order to keep flyrock and vibrations under control. Evaluation of blast technical entry parameters gave satisfactory results. The blasting work at the portal was conducted without any accidents of any type, and it was not registered peak particle velocities above 2 mm/sec.

1. INNLEDNING

1.1 Om Tønsbergpakken

Stortinget vedtok i januar 2003 St.prp. nr. 38 "Bompengefinansiering av prosjekter og tiltak i Tønsbergområdet", Inst.S.nr 103. Tønsbergpakken representerer totalt sett en ny og helhetlig transportløsning for Tønsberg, Nøtterøy og Tjøme. Prosjektet ville først og fremst gi bedre trafikksikkerhet og miljø. Den viktigste gevinst som oppnås er at transport av farlig gods fra Slagentangen vil bli ført på 4 felts vei utenom sentrum. Dessuten kommer til en rekke underganger og miljøvennlige sykkelstier etc.

Fig.1 Første fase av Tønsbergpakken, Ringveg Nord. To-løps T 9,5 vegtunneller fra Kjelle til Slagendalen. Åpning oktober 2007.

Utbygningen er delt i 2 faser. I første fase inngår bl.a. byggingen av en 1910 meter lang 2-løps veitunnel gjennom Frodeåsen, fra Kjelle til Slagendalen. Mesta AS fikk entreprisen på driving av tunnelene. Anleggsstart i mai 2004, og første fase forventes ferdig i oktober 2007. Hele tunnelen skulle sprenges ut fra Kjelle og masseuttaket på 350 000 m^3 skulle fraktes ut der. Tunnelene ble drevet med vekseldrift. Tunnelgjennomslag ble gjennomført i mars 2006, der hvor sprengningsarbeidene i påhugget i Slagendalen ble avsluttet høsten 2005.

Anleggsdriften på Kjelle ble komplisert på grunn av nærheten til jernbanen. To jernbanespor i forskjellige høyder passerte rett over påhugget fra Kjellesiden. Siden påhugget for fjelltunnelen var plassert mellom de to sporene måtte det ene sporet midlertidig legges om under en særdeles kort tidsfrist. Prosjektet bød på mange utfordringer for entreprenøren, ikke minst fordi anleggskontoret med tilhørende fasiliteter var plassert mellom påhugget og veikryss med flere rundkjøringer og et tett trafikkbilde. Sprengningene forløp uten steinsprut av noen art.
Liten overdekning i startfasen og hus ovenpå tunnelene og hensynet til den nære trafikken krevde forsiktig sprengning i forskjæring og påhugg. Dyno Nobel teknisk support ble konsultert i oppstarten, og bidro til utarbeidelse av bore-lade-og tenningsplaner i påhugget på Kjelle. Hovedsprengstoffet som ble brukt på anlegget var emulsjonssystemet Titan SSE. Nonel-systemets produkter ble brukt i ulike variasjoner for å oppnå reduksjon av sprengingsinduserte vibrasjoner uten at det gikk på bekostning av inndrift.

1.2 Geologiske forhold

Bergartene langs tunneltraseen fra Kjelle til Slagendalen består utelukkende av permiske lavabergarter. Bergarten kalles rombeporfyr grunnet de store rombeformede feltspat-krystallene som sees i en mørkere rødlig, finkrystallin grunnmasse. Petrografisk består rombeporfyr av store, lyse, plagioklasfeltspater, og en grunnmasse som hovedsakelig består små kalifeltspatkrystaller med noe kloritt, kalkspat og ertsmineraler.
Med hensyn til bergartens oppsprekning viser feltobservasjoner markert oppsprekning etter 2 retninger. Den ene er N-S-retning, mens den andre er tilnærmet Ø-V-retning. Begge sprekkesettene er tilnærmet vertikale. I tillegg finner man horisontale sprekker noen få steder, men disse er vanskelige å observere i områder med lav topografi. Overdekningen for hele traseen varierte i hovedsak fra 20-60 meter. De horisontale sprekkene er synlige ved høye og steile fjellvegger. Avstanden mellom dem er varierende fra desimeter til 2-3 meter.

1.3 Fastsetting av grenseverdier for sprengningsrystelser

Byggherren foretok besiktigelser av nabobygg 200 meter til hver side over tunneltraseen før arbeidene startet. Entreprenøren Mesta AS på sin side skulle utføre sprengningene på en slik måte at tillatte rystelser på bygninger, konstruksjoner og jernbanetekniske installasjoner ikke overskrides. Fastsetting av grenseverdier for rystelser skulle bygge på NS 8141, 2.utgave juni 2001 "Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk."
Dyno Consult fikk kontrakten på rystelsesmålingene. Det ble benyttet UVS 1500 med tidsoppløsning og 4 kanaler. Målere ble montert på de nærmeste bygningene. Avlesning av entreprenøren selv, eller den av entreprenøren engasjerte instans på rystelsesmåling. I dette tilfelle skulle entreprenøren selv stå for avlesningene. Målepunktene for sprengingene i påhugget Slagendalen fremgår av fig 2.

1.4 Slagendalen, sprengning i påhugg

Påhugget i Slagendalen ble påbegynt i oktober 2005. Det skulle sprenges inn maksimalt 10 meter fra tunnelåpningene fra denne siden. Deretter kunne man fortsette uhindret byggingen av en 2-løps 180 meter miljøtunnel i betong i forlengelsen av fjelltunnelen. På grunn av den rådende situasjon ble dette påhugget planlagt som en case study for på en best mulig måte og ivareta kontrollert sprengning. En utrasning av løsmasser i skjæringen hadde avdekket at høyhuset på nordsiden av påhugget balanserte på fjellkanten av skjæringen. Hverken steinsprut, eller for høye vibrasjoner kunne aksepteres i denne sammenheng.

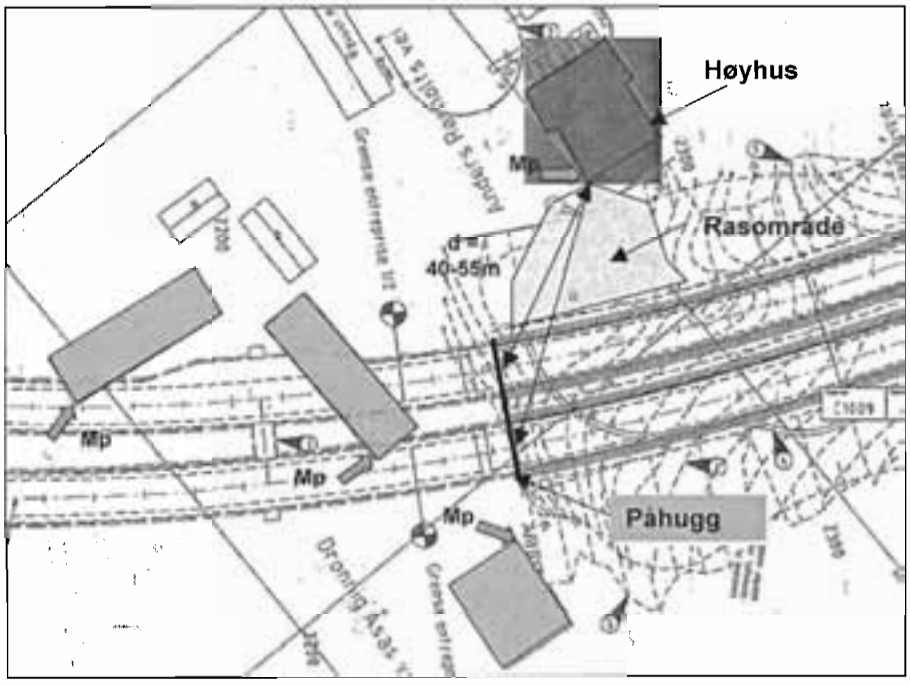


Fig. 2. Utsnitt av anbudstegning for påhugget i Slagendalen. Målepunkter (Mp) for rystelser fra påhugget i Slagendalen.

2. STEINSPRUT FRA SALVER I PÅHUGG

2.1 Problematikk

I senere tid er det registrert rapporter om omfattende steinsprut fra sprengning i tunnelpåhugg. Steinsprut i forbindelse med sprengning forekommer altfor ofte og representerer den største ulykkeshendelse forbundet med dagens fjellsprengning. Steinsprut kan få katastrofale følger spesielt i tettbebygde områder. Ved sprengning i

tunnelpåhugg er situasjonen i utgangspunktet kritisk fordi man utfører en sprengning bestående av kun en fri flate. Den første salven som representerer kutten vil av denne grunn alltid sprute mot dekningsmateriellet. Derfor gjelder det å begrense utviklingen av sprut, dempe utgangshastigheten og redusere omfanget av fjellmasse som blir kastet ut. Sprut vil også kunne forekomme fra andre deler av påhugget. Det er derfor viktig å planlegge sprengingene ved riktig valg av sprengningstekniske parametere.
Påhugget i Slagendalen ble i denne sammenheng utført som en case study med vekt på sprengningstekniske parametere som kan bidra til dempning av steinsprut, og samtidig som de sprengningsinduserte rystelser skulle tilfredsstille kravene i henhold til norsk standard NS 8141.

2.2 Sprengningsplan/salveplan

I samsvar med gjeldende forskrifter skal det foreligge en sprengningsplan med tilhørende risikovurderinger og alle relevante betraktninger slik at sikkerheten blir ivaretatt under de stedlige forhold, for eksempel steinsprut, vibrasjonskrav, sprenggasser, støy, sjokkutvikling etc.
Dernest skal det utarbeides en salveplan som ivaretar at bore-lade-og tenningplaner utarbeides i samsvar med god praksis. Salveplanene bør kvalitetssikres og godkjennes, eller vurderes av en annen kompetent person. Dersom entreprenøren føler at nødvendig kompetanse ikke foreligger bør han engasjere slik kompetanse. Som tidligere nevnt bidrar Dyno Nobel med slik kompetanse.

2.3 Kontrollert sprengning/Dekningsmateriell

Observasjoner viser at sprengning i påhugg ikke bestandig er tillagt den største oppmerksomhet med tanke på kontrollert sprengning. Eller er det rett og slett myten om tunnelsprengeren som blir satt til å sprenge i dagen som ennå ikke er helt død. Uansett kreves det en omtanke for at sprengningen ikke blir utført under tak, og at steinsprut fra sprengningen kan få alvorlige konsekvenser.
I likhet med generell sprengning i dagen kreves det tungt dekningsmateriell og nett, eller duk for å hindre utkast av fragmenter. Dersom det er en balanse i de inngående sprengningstekniske parametere i forhold til det fjellet som skal sprenges, vil som regel salven forløpe normalt uten utkast av noen art. Derimot kan dekningsmateriellet ha liten eller ingen effekt dersom salven er over-/eller underladet, og tenningsopplegget ikke er i samsvar med god praksis.
Ved kontrollert sprengning i påhugg er det imidlertid av avgjørende betydning at dekningsmateriellet- og metoden holder mål. Sprengning i påhugg involverer i utgangspunktet som regel en parallelhullskutt med kun en fri flate. En slik sprengning gir steinsprut uansett. Viktigere enn ellers er det da at dekningsmateriellet holder mål. På den annen side må den første salven planlegges slik at fjellmassen ikke blir for stor og utkasthastigheten blir lavest mulig. Sprengningen bør dessuten utføres som en etthullstenning med valg av riktig intervalltid og maksimal forsinkertid.
Valg av dekningsmetode og materiell er i stor grad avhengig av omfanget for sprengningsarbeidene i påhugget. Det finnes mer eller mindre kostnadskrevende metoder hvor tidsforbruket er avgjørende. Det viktigste er at dekningsmateriellet

sikkerhetsmessig holder mål. Tunge skytematter forankres med god omskjøt og skal dekkes over med duk, eller gardin for å fange opp eventuelle fliser.

Fig.3. I Slagendalens påhugg ble skytemattene hengt opp med kran. Klargjøring for sprengning av sidestross.

3. VALG AV SPRENGNINGSOPPLEGG

3.1 Valg av sprengstoffer for påhugg

Ved sprengning i påhugg er det viktig at man har full kontroll med ladningsmengden i borehullet. Derfor brukes som regel patronerte sprengstoffer i alle deler av salven. I særdeleshet er dette viktig ved sprengning i tettbebygde strøk, hvor det foreligger krav til rystelser. Bruk av bulksprengstoffer for åpningssalvene gir generelt for høy ladningskonsentrasjon og mangelfull kontroll med ladningsmengden.

Patronerte sprengstoffer enten i form av pairpatroner, eller i plastrør representerer en betydelig redusert koblingsgrad i borehullet sammenlignet med bulksprengstoffer. Redusert koblingsgrad betyr også fordelaktig reduserte sprengningsinduserte rystelser. Bergartens sprengbarhet er viktig for planleggingen av spesifikk ladning og energifaktor i parallellshullskutten og omfanget av den aller første salven. Det er viktig at man velger

et sprengstoff som gir en energifaktor som tilfredsstiller kravet til brytning innenfor de forskjellige områder av tunnelstuffen.
I dagens produktsituasjon velger man som regel Dynamitt i form av patroner, eller rørladninger, men også NG-baserte pulversprengstoffer som rørladninger. Ulempen med NG-baserte sprengstoffer er utviklingen av relativt store mengder giftige sprenggasser og røyk. I gitte situasjoner bør emulsjonsrørladninger benyttes. Disse gir betydelig mindre sprenggasser og røyk.

3.2 Valg av tennmidler

I den senere tid har all sprengning under jord i Skandinavia konvertert til Nonel-systemet. Det er flere grunner til dette . Generelt representerer et ikke-elektrisk tennsystem større sikkerhet i en økende elektrisk verden under jord. Dessuten kan Nonel-systemet vise til større funksjonssikkerhet under forhold med høy fuktighet og vann i kombinasjon med bruk av emulsjonssprengstoffer.

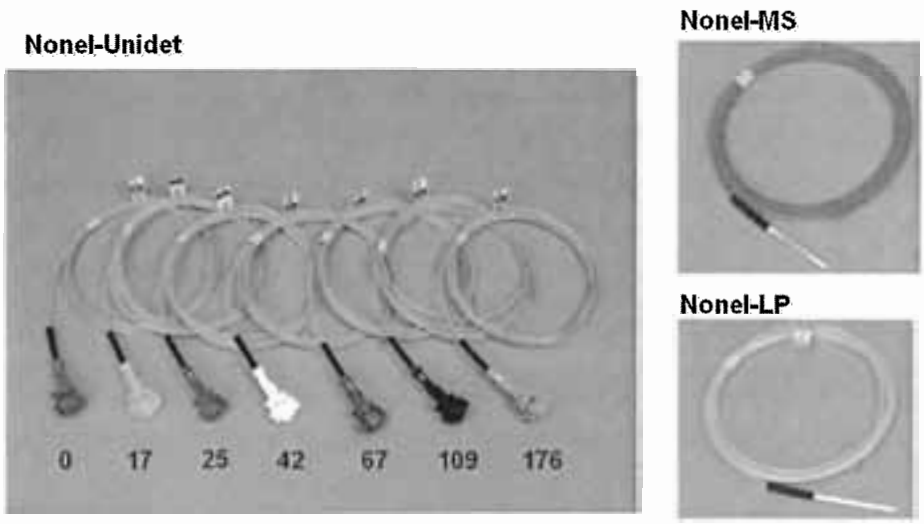


Fig. 4. Nonel-systemets komponenter.

I løpet av de siste årene er store tunnelprosjekter drevet i tettbebygde områder og større bysentra. Vibrasjonsrestriksjoner i disse prosjektene har ført til utvikling av Nonel applikasjoner for å bedre kontrollere vibrasjoner. Disse metodene involverer bruk av flere Nonel komponenter i kombinasjon for å skape flere intervaller for derved å redusere sprengstoffmengden pr. intervall. Med forsinkertennere i borehullene kombinert med overflateforsinkere er det mulig å lage et tennsystem med et stort antall forsinkertrinn og tenningsmønstre.
Dagens Nonel-system representerer et komplett allround ikke-elektrisk tennsystem. Det består av 3 forskjellige undergrupper for forskjellige bruksområder. Nonel MS er et tennsystem som egner seg i alle situasjoner hvor der kreves millisekundtenning. Dette

kan være sprengningsarbeider i dagen, under jord eller under vann. MS-systemet består av 18 faste intervaller på 25 millisekunder nummerert fra 3-20.
Nonel LP er en serie av tennere utviklet spesielt for tunnelsprengning og annen sprengning under jord. Den korteste intervalltid er 100 millisekunder. Tunnelserien består av 25 intervallnumre fra 0-60. Intervallinndelingen er fra 0-12; 100 ms, fra 12-20; 200 ms og fra 20-60; 500 ms. I vanlig tunnelsprengning er 25 intervaller mer enn tilstrekkelig for å oppnå maksimal inndrift pr. salve, ønsket framkast og høyde på røysa som tillater manuell rensk.
Nonel Unidet består av et forenklet millisekundsystem med færre enheter og større fleksibilitet i bruk. I dette systemet er hele millisekund serien erstattet med en spesiell tenner kalt U 500. Senere er Unidet-systemet supplert med U 400, U 425, U 450, og U 475. Systemet er basert på prinsippet at hvert borehull ent fast basisforsinkelse, vanligvis 500 ms (U 500). Forsinkersystemet blir konstruert på fjelloverflaten ved hjelp av koblingsenheter tilsvarende SL0 i MS-systemet, eller koblingsenheter som inneholder følgende forsinkertider 9, 17, 25, 42, 67, 109, 176 og 285 ms.

3.3 Intervalltidens betydning

Ved sprengning i tunnelpåhugg er det viktig å utnytte Nonel-systemet maksimalt, og alle basissystemene kommer derfor til nytte. Det er viktig å være klar over de store forskjeller i intervallsprang mellom millisekundserie og LP-serie. Ved sprengning i tunnelpåhugg hvor det er krav til kontrollert sprengning så vel som rystelser kan man lett gå i den fallgropen å benytte LP-seriens øvre intervallnumre for å tilfredsstille kravet til ladningsmengde pr. intervall.

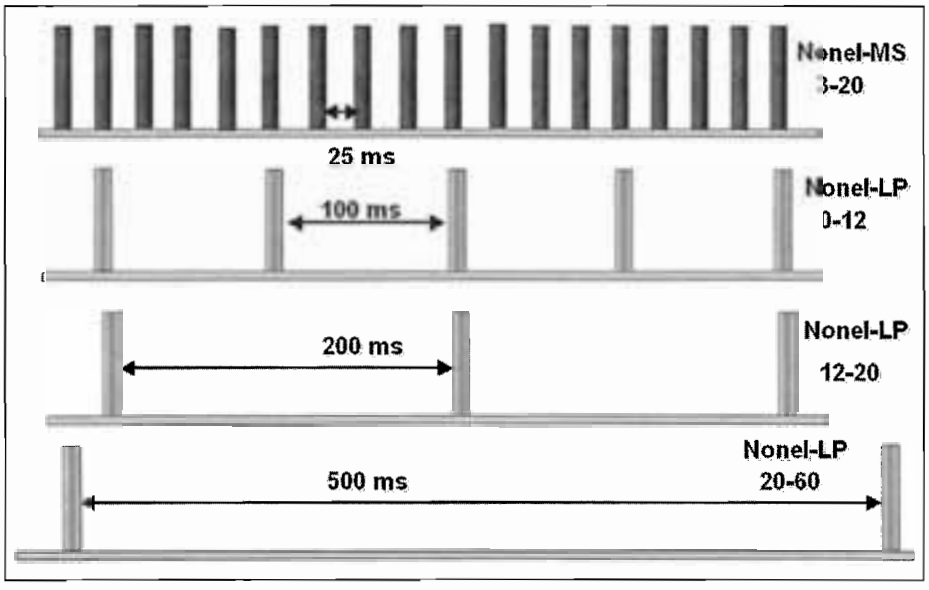


Fig. 5. Sammenligning av intervallsprang i Nonel-systemets intervallserier.

Dette kan i visse sammenheng få katastrofale følger. De første fjellmassene som kommer ut kan forårsake deformasjon av dekningsmateriellet, og steinutkast fra individuelt og senere detonerende hull får utvikle seg fritt. Det er derfor viktig å tilpasse tennsystemet i påhugget på en slik måte at intervalltiden ikke overskrider 200 millisekunder, og maksimal forsinkertid i salven bør være 2000 millisekunder.
Der hvor antall hull ofte er større enn tilgjenglige intervaller kan man med fordel som beskrevet ovenfor kombinere de enkelte systemer for et best mulig resultat. Kombinasjoner av de forskjellige Nonel-systemene blir ofte kalt Nonel-hybrid. Ved bruk av disse systemene er det ingen praktisk begrensning i antall intervaller, samtidig oppnår man dempning av steinsprut, eller framkast gjennom ett-hullstenning ved at det ikke samvirker.

3.4 Typisk salveinndeling

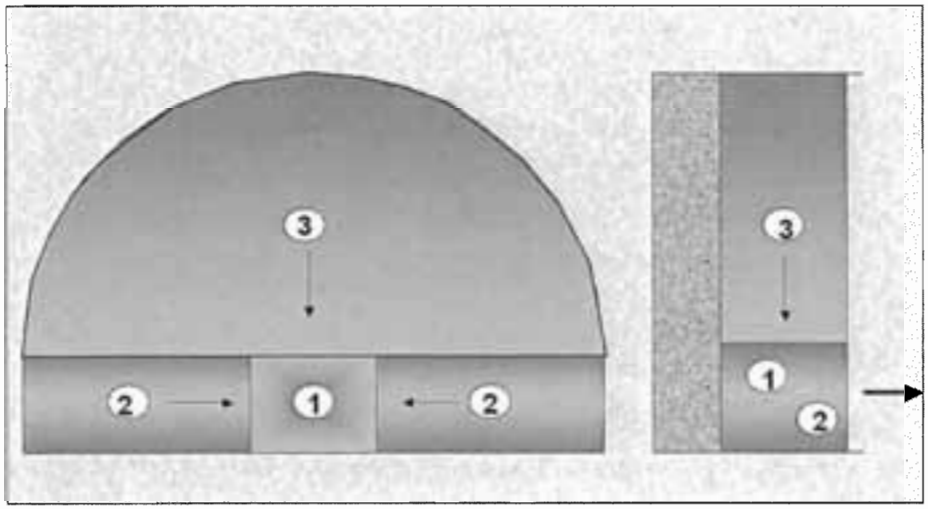


Fig.6. Salveinndeling anvendt i påhugget i Slagendalen. Salvelengde i oppstart 2,5 meter.

Vanligvis inndeles tunnelpåhugget i flere seksjoner som sprenges hver for seg. Salvelengden er begrenset og bør generelt ikke være dypere enn 2,5 meter. Sprengbarheten og overdekningen i påhugget bestemmer i stor grad den enkelte salvestørrelse, spesielt mot endelig kontur. Sprengbarheten gir også indikasjoner om nødvendig spesifikk ladning, eller energifaktor.
I påhugget i Slagendalen ble sprengbarheten for avarten av rombeporfyr vurdert som god. Det ble derfor i oppstarten besluttet å dele påhugget inn i 3 hovedområder :

1. Kutten inklusive liggerhull og en strosserad på hver side.
2. Sidestross på begge sider av kutt inklusive liggerhull
3. Stross ned inklusive kontur.

Tabell 1 Erfaringsverdier angående nødvendig spesifikk ladning, eller energifaktor for de ulike områder i tunnelpåhugget for parallellhullskutt

Stuffområde	Spesifikk ladning kg/m^3	Energifaktor MJ/m^3
Parallellhullskutt, 48 mm, 4 grovhull, 102mm	> 6	> 24
Sidestross	> 1,2	> 5
Stross ned	> 0,5	> 2
Liggerhull	> 1,2	> 5
Konturhull	> 0,5	> 0,5

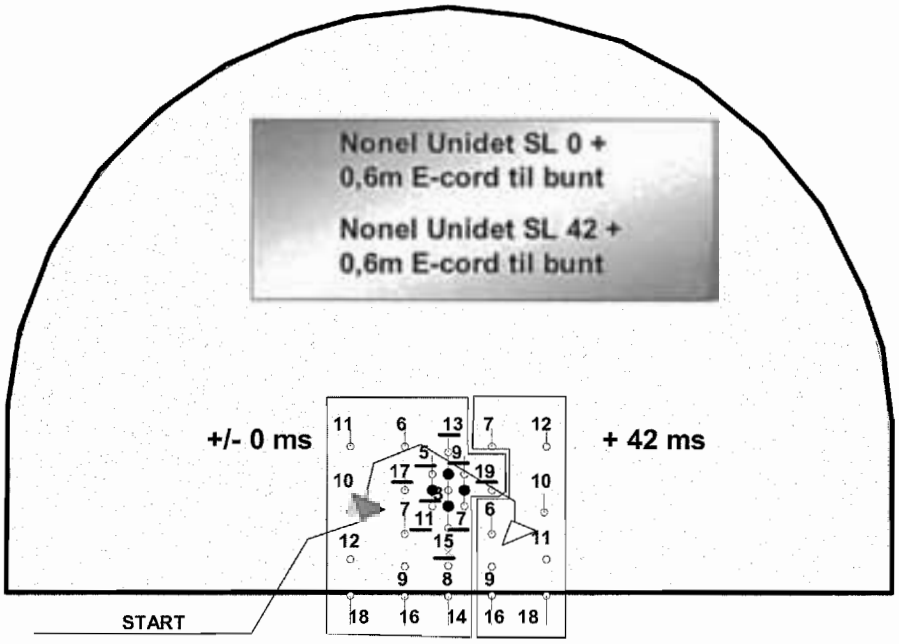


Fig.7. Bore-og tenningsplan for åpningskutt.

3.5 Bore-lade- og tenningsplan - Kutt

Bore-og tenningsplan for åpningssalven fremgår av fig.7. Seksjonskutt med 4 stk. 4" grovhull og 13 ladede hull i kutten, i alt 27 hull, 48 mm diameter. Høyde 2,05 m , bredde 2,7 m, salvelengde 2,5 m. Totalt ca. 15 f m^3.
Patronerte dynamittspatroner (Dynomit) fordelt på 35 og 25 mm ble brukt. Uladet del 0,3 m for kutt-og liggerhull, 0,7 m for strosse-og hjelpehull. Spesifikk ladning for

seksjonskutt 6,4 kg/m^3. Spesifikk ladning sidestross 1,33 kg/m^3. Spesifikk ladning liggerhull ladet som kutthull 1,29 kg/m^3.
Tennsystemet basert på ett-hullstenning dels med millisekundserien. Intervalltid 50 millisekunder fra 3-19. Dernest LP-serien fra 6-18.
For å oppnå ett-hullstenning av hensyn til lavest mulige vibrasjoner ble tennsystemet delt i 2 deler med et tillegg på 42 millisekunder på intervallene 6-18. Nonel Unidet SL 42 i likhet med SL0 koblet til E-cord som igjen er koblet i halvstikk til Nonel-buntene.

3.6 Bore-lade- og tenningsplan - Sidestross

Bore-og tenningsplan for sidestross fremgår av figur 8. Borehullene, i alt 48 stk. var ferdig boret på forhånd i henhold til boreplan. Boremønster VxE= 0,8x0,9 m. Salvelengde 2,5 m. Sprengstoffvalg i likhet med foregående salve med noe forsterkning av bunnladningen. Uladet del 0,7 m for sidestross og 0,3 m for liggerhull. Spesifikk ladning sidestross 1,46 kg/m^3. Spesifikk ladning liggerhull 1,25 kg/m^3.
Kravet til etthullstenning med 48 hull krever et spesielt Nonel Hybrid tennsystem og det ble valgt å bruke LP-serien fra 5-10, dvs. en varighet i opptenningen på 500 millisekunder. Intervalltid < 42 millisekunder > 8 millisekunder ivaretar nominell separering av tennsystemer for alle 48 hull. Snaplinere SL0, SL 25, SL 42, og SL 67 og SL 109 blir brukt i en kombinasjon som vist i fig.8.

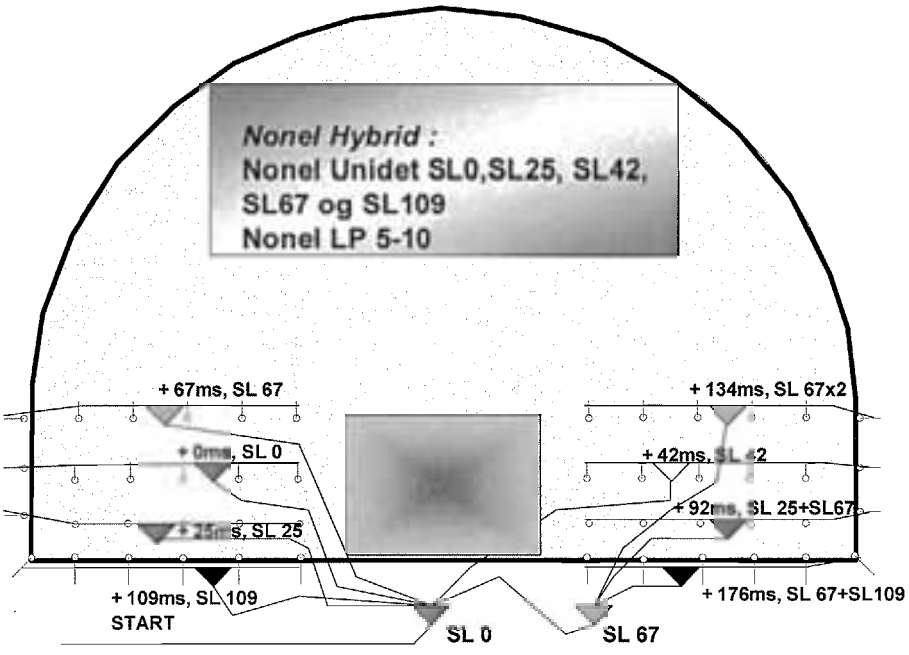


Fig.8. Bore-og tenningsplan for sidestross.

Fig.9 Åpningskutt (1) og sidestross(2) er ferdig skutt. Stross ned (3) er ferdig ladet og koblet.

3.7. Bore-lade- og tenningsplan – Stross ned.

Salveplanen for stross ned fremgår av fig.10. Boreplanen består av hele 97 borehull, fordelt på 32 strossehull og 65 konturhull. Boremønster konturhull 0,3x0,8 m, strossehull 1,2x1,35 m. Salvelengde 2,5 meter. Det store antallet konturhull beror på en senteravstand på 0,3 m. Som kontursprengstoff ble anbefalt 17x460mm Dynotex 1 (orange rør). Ladning kun i annenhvert hull. Uladet del 0,5 m. Bunnladning ½ stk. 35 mm dynamitt (Dynomit). Spesifikk ladning konturhull 0,5 kg/m^3. Innerkonturhull 35 og 25 mm dynamitt (Dynomit). Uladet del 1,0 m. Spesifikk ladning innerkontur og stross ned 0,5 kg/m^3.
Kravet til lavest mulige vibrasjoner og maksimal forsinkertid 2000 millisekunder ga en løsning som vist i fig.10. Strossesalven har lett utslag og viktig drahjelp av tyngdekraften. Det ble brukt Nonel millisekundserie 3-19, og Nonel LP-serie fra 6-20. Et etthullstennssystem som vist i fig. 10 kan enkelt konstrueres i strossen. Konturhullene får også et særdeles lett utslag, men i likhet med annen kontursprengning i tunnel ble det valgt å sette av 8 hull og 8 hull fra 1400-2000 millisekunder. Lavere energi og koblingsgrad samt spekulasjon i samtidsfaktoren i forsinkertidsområdet 1400-2000 ville gi grunn til å forvente et vibrasjonsnivå som for strossehullene. Dersom dette ikke skulle svare til forventningene etter studie av vibrasjonsforløpet, vil for neste salve tennsystemet kunne deles opp ytterligere.

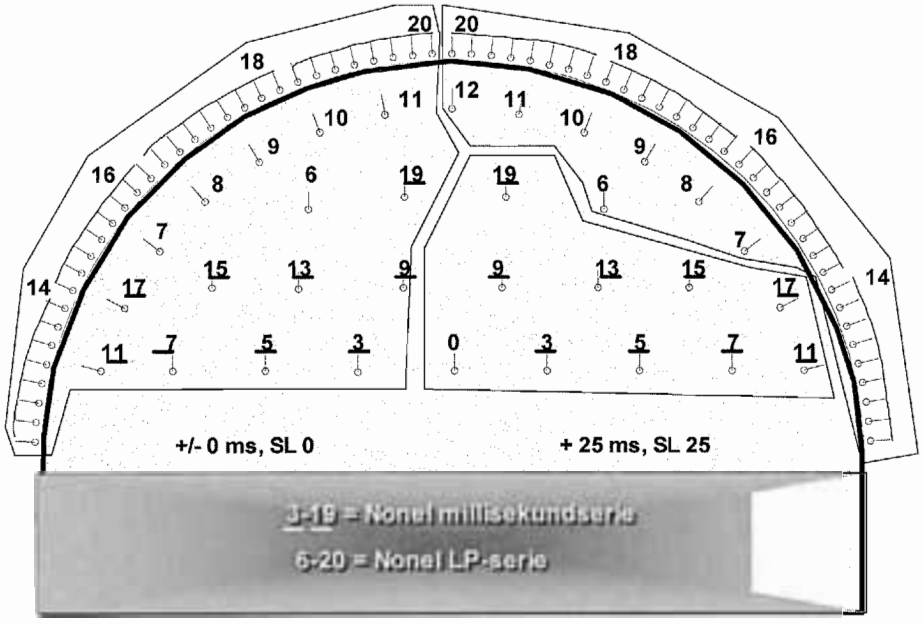


Fig.10 Bore-og tenningsplan for stross ned (3) inklusive konturhullene.

Fig.11 Stross ned (3) inklusive konturhull i vestgående løp ferdig skutt

Fig. 12. Påhugget for øst-og vestgående løp i Slagendalen ferdig sprengt.

4. KONKLUSJON

Ved sprengningene i påhugg Slagendalen, Tønsbergpakken ble state-of-the-art sprengningsteknikk lagt til grunn som en for case study med formålet å forhindre steinsprut ut i omgivelsene.
Samtidig ble salveplanene konstruert for å oppnå best mulig kontroll med sprengningsinduserte rystelser. De forskjellige grenseverdier ved anlegget var utarbeidet etter NS 8141, 2.utgave juni 2001.
Salveplanene basert på salveinndeling, boremønster, tenningsplaner og koblingssystemer var hele tiden i samsvar med den praktiske gjennomføring. Dette er spesielt viktig for å oppnå et resultat som forventet. I tillegg til dokumentasjon av de enkelte salver ble salvene videofotografert.
Alle salvene forløp uten uønsket steinsprut, og det ble ikke registrert vibrasjoner i målepunktene som tidligere anvist over triggernivå, 2 mm/sek.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

12 AVRENNING FRA TUNNEL – ANALYSER AV VANN- OG SLAMPRØVER UNDER DRIVEFASEN TIL TUNNELANLEGG MED SPRENGNINGSARBEID

Runoff from tunnels. Analysis of water and mud samples during construction of tunnels by blasting.

Siv. Ing. Randi Kruuse-Meyer, Det Norske Veritas AS

SAMMENDRAG

Masteroppgave ved NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk, under veiledning av professor Tom Myran. Oppgaven inngikk som en del av et forskningsprosjekt ved Statens vegvesen, Vegdirektoratet, der målet var å utvikle en ny veileder for resipientbeskyttelse under anleggsarbeid med sprengning. Elisabeth Gundersen, Vegdirektoratet, fungerte som medveilder.

Avrenning fra tunnel og deponering av sprengstein og slammateriale i forbindelse med driving av tunnel, kan medføre problemer med forurensing av områdene rundt anlegget. Prøvetaking og analysering av tunnelvann og – slam fra tre ulike tunneler ble utført for å få en indikasjon på hvor stort omfanget av dette problemet kan være. Prøvene ble analysert for innhold av følgende komponenter; sprengstoffrester, oljerester, PAH, organisk materiale, tungmetaller og en del andre elementer, herunder natrium, kalsium med flere. Dessuten ble prøvene analysert for pH, alkalitet og ledningsevne. Det ble påvist høy pH og høyt innhold av kalsium i prøvene, noe som kan tyde på innhold av sementbasert injeksjonsmiddel og sprøytebetong i tunnelvannet og –slammet. Det ble også funnet ammonium/ammoniakk og andre nitrogenforbindelser som stammer fra rester av udetonert sprengstoff.

Én slamprøve fra hvert tunnelanlegg ble karakterisert mineralogisk og morfologisk, og fikk gjennomgå sikteanalyse, for å undersøke finstoffinnhold, og innhold av fibrige partikler.

Funnene indikerer at prosesser som pågår i tunnelen, som sprengning og betongsprøyting, har betydning for innhold i avrenningen. De viser også at variasjonene er store, og at det krever et dypere studium for å kunne trekke slutninger og generalisere.

SUMMARY

Master of technology thesis, NTNU, Department of Geology and Mineral Recourses Engineering. The paper was part of a research project in Statens vegvesen, Vegdirektoratet, to develop a new instruction folder for protecting the recipient during construction work that involves blasting.

Runoff from tunnels and depositing of rocks from blasting and mud during construction of tunnels may pollute the areas around the construction site. Sampling and analysis of water and mud from three different tunnels were performed to get an indication of the extent of the pollution. The samples were analysed for content of nitrogen compounds originating primarily from blasting, as well as oil and PAH, suspended solids and organic materials. Furthermore pH, alkalinity, conductivity, heavy metals, as well as some other elements such as natrium and calcium were analysed. Most of the samples had elevated pH-values and a high content of calcium, which could indicate cement residues from injection and shotcrete in the samples. There was also detected ammonium and other nitrogen compounds, which is associated with residues from un-detonated explosives.

One mud sample from each tunnel is characterized morphologically and mineralogically, and grain sizes were determined, to decide contents of particles with small grain sizes and fibrous material.

The findings in this study indicate that the processes running in the tunnel, such as blasting and the use of shotcrete, influence the contents in the runoff. It also indicates great variations and the need for a more thorough study to draw conclusions and generalize.

12.1 Beskrivelse av problemområder

Negative effekter for miljøet i forbindelse med driving av tunnel er forbundet med stor partikkelproduksjon og utlutning av tungmetaller, rester av udetonert sprengstoff, forhøyet pH grunnet bruk av sementbasert injeksjonsmiddel og sprutbetong, og oljeprodukter fra maskiner.

Driving av tunnel medfører nedknusning av store volumer berg. Partiklene i avrenningen fra driving av tunneler vil hovedsakelig stamme fra berggrunn, tetningsmidler og sprøytebetong. Tre faktorer vil være avgjørende for skadeeffektene ved utslipp av partikkelholdig vann; konsentrasjon, eksponeringstid og type partikler. Partikler fra sprengning er gjerne mer skarpkantete enn naturlig eroderte partikler. Kornform er en viktig faktor da fisk og andre vannlevende dyr i de fleste tilfeller kan tåle relativt høye verdier av partikler så lenge kornene ikke er skarpe eller flisige. Skarpe og flisige partikler kan blant annet medføre skader på gjellevev hos fisk ved lave konsentrasjoner. Særlig laksefisk har vist seg å være sårbare. (Bækken, T. (2000). Partikler vil kunne sedimentere i elva (eller annen type resipient), og på denne måten skade egg ved å dekke til gyteområder. Partiklene kan også skape vanskelige forhold for yngel, og redusere næringstilgangen for bentiske organismer[1], noe som igjen kan medføre sykdom og redusert vekst. Partikkelutslipp medfører visuelle effekter som grumset vann og redusert siktedyp. Dette er effekter som igjen kan forringe livsvilkårene for vannlevende organismer. Generelt kan det nevnes at mineralske partikler i seg selv er lite toksiske, men kan allikevel medføre negative effekter ved større konsentrasjoner over lengre tid.

Mineralene består av ulike elementer, som metaller, som vil kunne lekke ut i anleggsfasen. Elementene vil være potensielt tilgjengelig for opptak i organismer, eller kunne medføre skade i naturen. Løseligheten til ulike elementer er en viktig faktor når risikoen ved utlekking skal vurderes. Løseligheten øker med økende nedknusning, grunnet større overflateareal.

[1] Bentiske organismer: Bunndyr.

Risikoen ved utslipp av tungmetaller ved driving av tunnel må sees i sammenheng med hvor biologisk tilgjengelige metallene er for opptak i planter og dyr i resipienten. Dersom stoffene ikke kan tas opp i organsimene vil de heller ikke utgjøre en trussel. Giftigheten av tungmetaller avhenger av tilstandsform og valens (dvs. ladning). Mange tungmetaller kan opptre i ulike tilstandsformer, som damp, fast eller vandig form. I enkelte tilstandsformer er ikke metallene giftige fordi de ikke er tilgjengelige for opptak i organismer (Myran, T. (2000)).

En del av sprengstoffet forblir udetonert, og det kan forekomme søl fra ladning (Notat – Vann i anleggsfasen, innspill til diskusjon.). Miljømessige problemer med uomsatt sprengstoff er i størst grad knyttet til innholdet av ammoniumnitrat. Ammoniumnitrat er løselig i vann, og kan derfor lekke ut i bekker og vassdrag. Ammonium i vann er i likevekt med ammoniakk som er en svært giftig forbindelse for fisk og andre vannlevende organismer. Nitrater virker gjødslende, og kan medføre eutrofiering.

Bruk av sementbasert injeksjonsmiddel og sprøytebetong bidrar i stor grad til å øke pH-verdien i vann og slam. Det er ikke uvanlig å oppleve pH-verdier helt opp i 12-13. Den mest negative effekten med høy pH er at den bidrar til økt andel ammoniakk i ammonium/ammoniakk-likevekten, men for høy pH kan også alene medføre skadelige effekter på fisk. Den europeiske innlandsfiske-kommisjonen (EIFAC) har observert skader på laksefisk og abbor allerede ved pH 9-9,5. pH 9,5-10 vurderes som dødelig for laksefisk ved lengre tids eksponering. Ved pH 11-11,5 vil alle fiskearter dø i løpet av kort tid. Lengre eksponeringstid anslås å overskride 48 timer. (Alabaster & Lloyd (1982)).

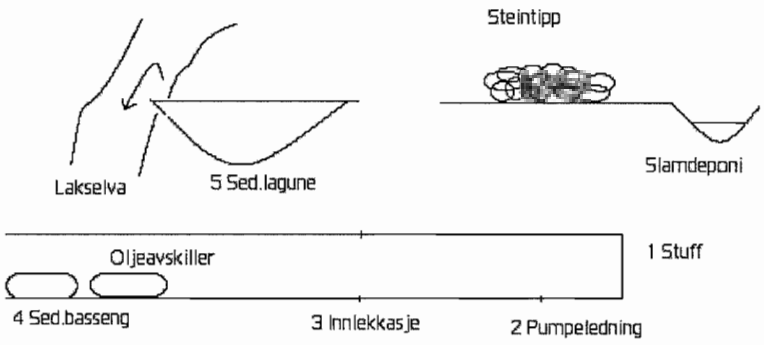
Ved ethvert anleggsarbeid vil det være fare for oljesøl, for eksempel ved fylling av tanker og oljeskift på maskiner (Notat – Vann i anleggsfasen, innspill til diskusjon.). Olje inneholder en rekke ulike kjemikalier og hydrokarboner med forskjellige egenskaper som grad av flyktighet, løselighet og tetthet. En del hydrokarboner er stabile og har evnen til å akkumuleres i fettvev. De kan dermed nå toksiske nivåer i organismen selv ved mindre konsentrasjoner, men over lengre tid. De mest toksiske komponentene er de aromatiske hydrokarbonene. Raffinert olje inneholder mye aromatiske hydrokarboner (Axelsson, E. et al.). Aromatiske hydrokarboner er organiske kjemiske forbindelser med en ringformet struktur som hovedsakelig består av karbon- og hydrogenatomer, men også andre atomer som oksygen, nitrogen og svovel kan inngå. Den viktigste aromatiske forbindelsen er benzen. Det skilles mellom monoaromater som BTEX-forbindelser (benzen, toluen, etyl benzen og xylen), og polyaromater som PAH-forbindelser (Brattli, B. (1999)). Polysykliske aromatiske hydrokarboner er en gruppe organiske miljøgifter. Det finnes mange ulike PAH-forbindelser med ulike egenskaper og varierende giftighet. PAH finnes naturlig i råolje og dermed i en rekke petroleumsprodukter. Det er også et produkt av ufullstendig forbrenning av organisk materiale, og finnes derfor blant annet i bileksos. Generelt har PAH-forbindelsene dårlig vannløselighet, som avtar med økende molekylvekt. Løseligheten avhenger blant annet av temperatur og av hvilke andre komponenter som er til stede i vannet. Fettløseligheten øker jo mer komplekst molekylet blir (Myran, T. (2005)). PAH-forbindelser har vist seg å bioakkumulere[2] i enkelte organismer (blant annet bladmusling og østers). Graden må relateres til hvor biotilgjengelige forbindelsene er, samt mobilitet, vannløselighet, og i hvilken grad de brytes ned eller omdannes. PAH-forbindelsene kan være karsinogene (kreftfremkallende), mutagene (kan fremkalle en forandring i organismens arvestoff) og giftige (Brattli, B. (1999)).

[2] Bioakkumuleres: opptak og lagring av stoff i planter og dyr, spesielt i fettrikt vev, slik at konsentrasjonen blir vesentlig høyere enn i miljøet ellers (www.miljostatus.no).

Olje kan i mindre konsentrasjoner medføre dårlig lukt på vannet, oljefilm på vannoverflaten og usmak på fisk. Det er ofte knyttet usikkerhet til innhold av giftige forbindelser i oljen (Notat – Vann i anleggsfasen, innspill til diskusjon.).
Toksiske hydrokarboner har blant annet vist negative effekter på fiskeegg og –larver, samt ulike invertebraters reproduksjon. Olje i større konsentrasjoner kan være akutt toksisk for organismer (Brattli, B. (1999)).

12.2 Metoder

Arbeidet involverte prøvetaking av vann- og slamprøver fra tre ulike tunneler; Frodeåsen tunnel, som er en del av utbyggingsprosjektet "Tønsbergpakken", Sørdalstunnelen, som er en del av utbyggingen av "Lofoten fastlandsforbindelse", og Eiksundtunnelen, som er en del av utbyggingsprosjektet "Eiksundsambandet". Prøvene ble tatt fra ulike steder gjennom tunnelløpet for å se hvordan konsentrasjonene endret seg. Et eksempel er illustrert i Figur 12.1.



Figur 12.1 Beskrivelse av prøvepunktene fra Sørdalstunnelen.

Det ble tatt vannprøver i glassflasker med tilstrekkelig prøvevolum for analyse av innhold av olje og PAH, og slamprøver i ½ -litersflasker. Fra stuff ble det tatt både forurensede prøver og prøver av innlekkasjevann, tilnærmet "rent" vann for sammenlikning (referanseprøver). Nærmere tunnelpåhugget ble det tatt prøver av innlekkasjevann som trolig var påvirket av prosesser i tunnelen (tetting/sikring og ev. sprengning). Det ble også tatt fra de ulike trinnene i renseprosessen, sedimentasjonsbasseng og sedimentasjonslagune. Avslutningsvis ble det tatt vannprøve fra utløpet til siste rensetrinn (vannet som slippes ut), og slamprøve fra deponi. Det ble også tatt med diverse bergartsprøver.

Alle analysene av vannprøver ble utført av NIVA (Norsk institutt for vannforskning).
Prøvene ble analysert for følgende komponenter:

1. Ammonium/ammoniakk.
2. Ikke-flyktige organiske forbindelser (NPOC).
3. pH.
4. Klorid, sulfat, kalsium og natrium.
5. Tungmetallene kadmium, jern, nikkel, mangan, kobber, bly, svovel, sink og krom.
6. Konduktivitet (ledningsevne).
7. Alkalitet.
8. PAH.

9. Suspendert stoff.

NIVA analyserte også slamprøvene for samme komponenter, samt innhold av partikler med kornstørrelse < 63 µm. I tillegg fikk én slamprøve fra hvert anlegg gjennomgå en morfologisk og mineralogisk analyse, samt siktеprøve for å finne korngraderingen, og det ble beregnet glødetap i de ulike fraksjonene. Steinprøvene ble analysert morfologisk for å få en indikasjon på i hvilken grad slammet stammer fra selve bergarten. Disse analysene ble utført ved Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU. De mineralogiske bestemmelsene ble gjort ved røntgendiffraksjonsanalyser (XRD), mens de morfologiske analysene ble gjort ved hjelp av et optisk instrument (PharmaVision 830). Fibrige partikler ble definert som partikler med rundhet < 0,5. Rundhet er et mål på forholdet mellom korteste og lengste dimensjon av partikkelen, dvs. d_{min}/d_{maks}, og verdiene vil variere mellom 0-1.

12.3 Resultater og kommentarer, analyse av stein- og slamprøver

Slammaterialet fra alle tunnelene innholder i stor grad uorganiske partikler som gjenspeiler berggrunnen og bruk av betong til sikring og tetting. Eventuelle effekter er avhengig av mengde suspendert stoff i utslippsvannet, mineralfraksjoner og andre partikkelparametere som hardhet, flisighet, struktur og tekstur. Disse bestemmes av bergartskvaliteten, både til bergarten tunnelen drives i, men også til tilslagsmaterialet i betongen som benyttes til sikring og injeksjon, samt annet innhold i betongen. Tilslagsmaterialet varierer i stor grad, og det kan derfor forventes varierende partikkeltyper og partikkelfraksjoner uavhengig av type bergart det drives i. (Myran, T. (1997).)

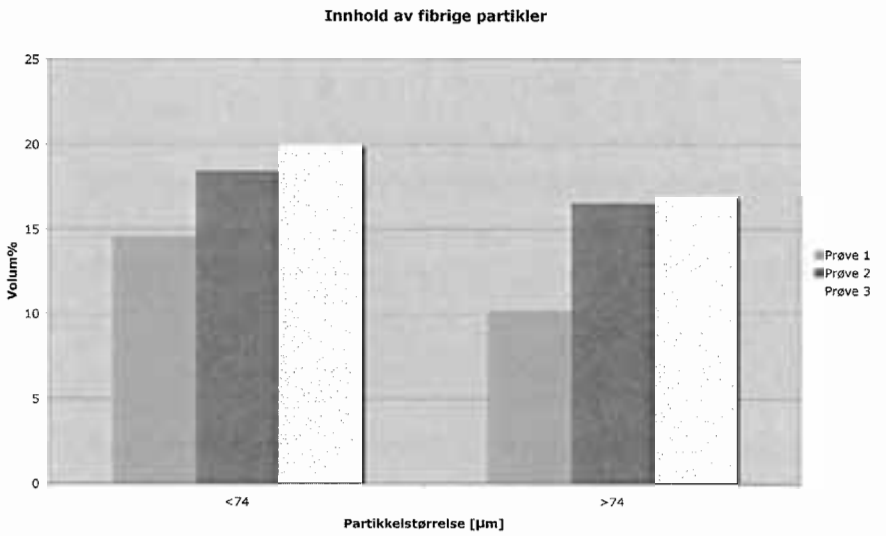
Prøvene fra de ulike tunnelene hadde et varierende innhold av elementer. Generelt var innholdet størst i prøvene fra stuff. Felles for alle prøvene var et høyt innhold av kalsium og en del natrium, noe som har sammenheng med bruk av betong i tunnelen (hovedkomponenten i sement er kalsitt ($CaCO_3$)). Innholdet kan også relateres til bergartsmineralene som i stor grad var dominert av feltspater. Ikke uventet inneholdt de mineralogiske analysene av slam- og bergartsprøvene fra de ulike tunnelene mange av de samme mineralene. Det ble også funnet mineraler i slamprøvene som ikke bergartene innholdt. Alle slamprøvene skilte seg fra bergartsprøvene med innhold av kalsitt, som har sammenheng med sementrester i slammet. Andre avvikende mineraler kan trolig relateres til tilslagsmateriale. pH-verdien var forhøyet i alle slamprøvene, og lå stor sett i området 9-11.

Av tungmetaller var det en del jern og magnesium i prøvene, som er vanlige bergartsdannende mineraler. Prøvene innholdt noe kobber, sink, krom og nikkel, og små mengder bly. Flere av prøvene inneholdt svovel og jern som kan ha sammenheng med innhold av pyritt (svovelkis) i bergarten.

Ammoniuminnholdet var lavt i alle slamprøvene, og noen av slamprøvene innholdt små mengder PAH.

Andelen fibrige partikler var forholdsvis lav i prøver fra alle tunnelene, og var derfor ikke forventet å medføre spesielt negative effekter i resipient. Innholdet var høyest i finere fraksjoner, og er vist i Figur 12.2.

Finstoffinnholdet var høyt i alle prøvene, og økende fra stuff til påhugg grunnet sedimentering av større partikler.



Figur 12.2 Innhold av fibrige partikler i prøvene fra Frodeåsen (prøve 1), Lofast (prøve 2) og Eiksundtunnelen (prøve 3) i materiale med to ulike fraksjoner, < 74 µm og 74-300 µm.

12.4 Resultater og kommentarer, analyse av vannprøver

Tunnelvannet gjenspeiler alle typer kjemikalier og annet som blir benyttet under boring, sprengning og sikring, men også bergrunnen og grunnvannsforholdene i området, i og med at tunnelvannet fra de ulike anlegg også i varierende grad består av innlekkasjevann. Mengden tilført vann som benyttes varierer fra anlegg til anlegg.

Referanseprøvene hadde tilnærmet nøytral pH og inneholdt små mengder elementer, hovedsakelig kalsium og natrium, samt mindre mengder svovel og klor. Det var også noe sulfat og nitrat i disse prøvene. Innlekkasjeprøvene som var påvirket av operasjoner i tunnelen hadde høyere pH og høyere innhold av kalsium og ammonium. Prøvene fra stuff var mest forurenset med opptil 91,5 mg/l ammonium (Sørdalstunnelen). Innholdet ble betydelig redusert fra stuff til utløpet av sedimentasjonsanlegget. Her var høyeste målte konsentrasjon 10,1 mg/l (Frodeåsen, NB! Her ble det praktisert gjenbruk av tunnelvannet.). Innholdet av ammonium ble i liten grad redusert gjennom sedimentasjonsanlegget. Prøvene inneholdt noe olje og PAH, mest i prøvene fra stuff, og heller små mengder i prøvene fra utløp. Innholdet var høyest i prøvene fra Eiksundtunnelen med 22 mg/l i utslippvannet. I utslippstillatelsen var det krav om maksimalt 50 mg/l olje i utslippsvannet. Det kan allikevel merkes at reduksjonen i oljeinnhold var heller beskjeden ved passering av oljeavskiller.

Innholdet av suspendert stoff var størst i prøven fra Frodeåsen, med 730 mg/l. I utslippstillatelser er det vanlig å sette grensen for maksimalt innhold av suspendert stoff i utslippsvannet på 400 mg/l, avhengig av type resipient. Ved dette anlegget var det allikevel ikke problematisk da tunnelvannet ble gjenbrukt, og overskuddsvannet gikk til kommunalt renseanlegg.

12.5 Konklusjoner

Arbeidet bekreftet at vann og slam fra tunnel inneholder nitrogenforbindelser fra sprengstoffrester. Sprengstoffrestene i slam og sprengstein vaskes ut etter en viss tid, og følger vannet. Innholdet reduseres gjennom tunnelløpet avhengig av uttynningsgrad, men syntes ikke å bli redusert i særlig grad gjennom sedimentasjonsanlegget da det er lite partikkelbundet. Det er kjent at ulike nitrogenforbindelser kan medføre skadelige effekter i resipienten avhengig av pH-verdi i vannet og type resipient. Variasjonene fra anlegg til anlegg er store.

Både vann- og slamprøver fra anleggene hadde forhøyede pH-verdier, men de var særlig høye ved Lofast, der også kalsiuminnholdet var høyt, noe som tyder på prelletap fra sprøytebetong, og/eller søl av sementbasert injeksjonsmiddel. Slamprøver fra alle tunnelene innholdt forøvrig sementrester. Sementen medfører forhøyet pH-verdi. Høy pH-verdi i utslippsvannet kan medføre negative effekter, særlig ved at det øker andelen ammoniakk i ammonium/ammoniakk-likevekten. Det er forøvrig ikke utelukkende negative effekter forbundet med injeksjonsmiddel i tunnelvannet da det har vist seg å fungere som flokkuleringsmiddel og forbedre sedimenteringen av partikler.

Variasjonene med hensyn til andre parametere var også store. I vannprøvene fra Eiksundtunnelen var det et spesielt høyt innhold av olje, og en del PAH sammenliknet med de andre tunnelene. Det ble stilt samme krav til oljeinnhold i utslippsvannet fra Lofast og Eiksundtunnelen, selv om naturtypen og resipienten var mye mer sårbar ved Lofast.
Det var vanskelig å sette bergart i sammenheng med innhold i vann- og slamprøver, og trolig er datamengden for liten til å trekke slutninger. Det går allikevel an å merke seg at det var mye jern og svovel i slamprøvene fra Lofast, noe som trolig kan kobles til innhold av svovelkis og magnetkis i bergarten. Høyt innhold av natrium og kalsium kan også settes i sammenheng med bergartene som inneholdt en stor andel feltspat. Referanseprøvene inneholdt også noe kalsium og natrium.

Innholdet av fibrige partikler var generelt ikke spesielt høyt, men noe høyere i slamprøven fra Eiksundtunnelen enn i prøvene fra de andre tunnelene. Kanskje kan det ha sammenheng med innhold av kloritt, som ble påvist ved mineralogisk analyse av bergart og slamprøve. Slamprøven inneholdt ca 6 % kloritt, og hovedbergarten inneholdt spor av kloritt. Det var forøvrig nylig sprengt gjennom en sone med mykere og dårligere berg der innholdet av kloritt var på hele 48 % da prøvene ble tatt. Myke bergarter og kloritt er i større grad forbundet med nedknusning til fibrige partikler.

12.6 Referanser

Bækken, T. (2000): Utslipp av tunnelvann til Mastebekken, Modum kommune. Virkninger på vannkjemi, bunndyr og fisk. Sluttrapport. NIVA-rapport nr. 4287-2000. 20 s.
Myran, T. (2000): Slaggmaterialer i asfalt. Bruk av ferrokromslagg. SINTEF Bygg og miljøteknikk.
Intern dokumentasjon fra referansegruppen v/Arntsen, J.I. (2006): Notat - Vann I anleggsfasen – Innspill til diskusjon. 5 s.
Alabaster, J.S., Lloyd, R.R. (1982): Water quality criteria for frashwater fish. Butterworths, London. 361 s.
Axelsson, E., Dahlner, A., Emanuelsen, M., Linders, H., Hallberg, M.: Handling of drainage water during construction. Report, Skanska.
Myran. T. (2005): Notat - PAH i Svea Nord etter brannen. 3 s.
Brattli, B. (1999): Fysisk og kjemisk hydrogeologi. NTNU – Institutt for geologi og bergteknikk. 196 s.
Myran, T. (1997): Miljøvennlig vegdekke- Støvproblematikken sett i lys av kunnskap om mineralogi og arbeidsmiljø. SINTEF Bygg og Miljøteknikk avd. Bergteknikk.
Miljøstatus i Norge (24.6.2005): http://www.miljostatus.no/templates/TopPage.aspx?id=3330

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

RISIKOMODELL FOR BORING GJENNOM SYLTE

Risk Analysis Model - Overburden Drilling

Universitetslektor Vegard Olsen,
Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

SAMMENDRAG

Artikkelen gjennomgår de resultater vi fikk ved et prosjekt gjennomført i regi av NFF Utviklingskomitéen i 2004 -2005. Prosjektets mål var å klarlegge og synliggjøre problematikken med boring gjennom sylte og faren for påboring av udetonert sprengstoff som kan ligge der. Sylte er i denne sammenhengen de sprengte massene som ligger igjen etter at overliggende pallnivå er skutt og lastet ut, også kalt tidligere sprengt såle.

I artikkelen vises det til ulykkestatistikk innen sprengningsarbeider. Statistikken sier at 17 personer har dødd som følge av ukontrollert detonasjon av sprengstoff siden 1991. Ingen kan knyttes til boring gjennom sylte.

Det ble gjennom prosjektet utarbeidet en enkel modell for beregning av sannsynlighet for at påboring med videre uønsket detonasjon av forsager skal inntreffe. Det er gjengitt et eksempel fra et tenkt steinbrudd med normale inngangsparametere. Beregningen antyder at man kan oppnå akseptabel risiko sett ut i fra myndighetenes akseptkrav under gitte forutsetninger. Det presiseres at beregningsmodellen er ment som et hjelpemiddel for å tallfeste sannsynlighet, og at vurderinger rundt modellen må utføres av, eller i samråd med kvalifisert personell.

Risikoreduserende tiltak blir beskrevet uten videre sannsynlighetsberegninger. Det vises for øvrig til at man gjennom avviksmåling og koordinatfesting av borhull nærmest kan se bort fra problemet med påboring av tidligere ladede borhull.

SUMMARY

The Law says that any bench should be cleaned before drilling, so that earlier drilled holes can be observed and not drilled upon. Hence this law text, the quarrying industry has increased this kind of overburden drilling due to higher productivity request and increased drilling machinery.

NFF Utviklingskomitéen (NFF's Committee for Development) has been concerned about this development and started a project, in cooperation with the authorities and members of the industry, to look upon the problem. The project went on for two years (2004-2005) with substantial data

collection and the making of a calculation model for risk analysis. The project was mainly carried out as a Master thesis program by the students Torbjørn Solvoll Bakketun and Roger Gården. The results of the thesis was revised and put into NFF's Technical reports series, and party presented in this paper.

Accident statistics was followed up to gain good evaluation possibilities in the risk analysis model. Unwanted incidents concerning handling of explosives occur every now and then, but very little is reported to the DSB (Directorate for Civil Protection and Emergency Planning), so a lot of the data is found by interviewing quarries and entrepreneurs and looking through articles in the media. The data collection revealed that since 1991 17 persons have died as a result of uncontrolled detonation of explosives. None of these related to overburden drilling.

The risk analysis model is based on three main points:

1. Nondetonated explosives must exist
2. The nondetonated explosive must be hit by the drill bit
3. The explosive must detonate when it is hit

All these accidents must be obtained simultaneously if the unwanted scenario shall occur.

Detailed statistical evaluations of the probabilities for these incidents were made, and a basic example with normal quarry parameters is shown. The results from the risk analysis model show a probability of 1.1×10^{-7} for an unwanted detonation to happen. The authorities' accept criteria for lethal accidents are 2.0×10^{-7}. The results from this simulation must not, in any circumstances, used directly in any risk analysis program. The risk analysis must be executed separately for every quarry or blasting site.

In general one can say that increased drill hole diameter and machinery will reduce the probability for an unwanted incident to occur, mainly because of larger drilling pattern and straighter drill holes. Favourable rock conditions will also reduce the probability of nondetonating explosives.

Risk reducing actions can be made to reduce probability or the fatality of an incident.
Actions mentioned are:

- Lifting booster above loading level
- Measuring drill hole deviation and drill hole position
- Video filming
- Electronic detonating system
- Radio transmitting or tracking devices
- Development of the drilling machinery
- Reduced life of explosives

1 BAKGRUNN

Bakgrunnen for prosjektet var et sprikende forhold mellom dagens lovverk og den praksis stadig flere steinbrudd har ført i Norge de senere årene. Brann- og eksplosjonsvernloven §10-12 sier at man ikke skal begynne å bore før fjellet er sikret for eventuell påboring av tidligere udetonert sprengstoff (forsagere). Dette betyr at man i utgangspunktet skal renske pallen for løse masser fra overliggende sprengte salver før boring. Unntaksvis kan man sannsynliggjøre at risikoen ved boring gjennom sylte er minst like lav som ved rensking av pall. Rensking av palloverflaten er heller ikke risikofritt, og kreftene fra en lastemaskin er mer enn store nok til å detonere eventuelle forsagere (Dahl 1998).

Problemet har tidligere vært aktuelt i forbindelse med store gruver og damanlegg hvor senkboring og rotasjonsboring ble brukt. På grunn av økt produksjon og større borutstyr også innen pukkverksindustrien, har det de siste årene blitt mer vanlig å bore gjennom sylta på tross av lovteksten.

Formålet med prosjektet, ble med bakgrunn i dette, å belyse problemet med boring gjennom sylte, og klarlegge hvilke forhold som må ligge til grunn for å oppnå en akseptabel risiko for uønsket detonasjon av sprengstoff ved boring gjennom sylta. For å kunne gjøre dette ble det som mål å utvikle en statistisk modell som kunne tallfeste den risikoen som finnes med forsagere og utilsiktet detonasjon pga påboring eller rensking.

Forsager er i følge Lov om eksplosive varer, kapittel 12 definert som:
"En ikke detonert ladning"
En forutsetning for denne definisjonen er at det på forhånd har vært foretatt en sprengning hvor eksplosivene ikke har blitt omsatt som planlagt. (Dahl 1998)

Det må presiseres at formålet ikke var å ufarliggjøre boring gjennom tidligere sprengt såle, men å kartlegge hvilke forhold som gjør risikoen akseptabel for samfunnet.

1.1 Ulykkesstatistikk

Som en del av prosjektet ble det utført et grundig arbeid vedrørende innsamling data av uønskede hendelser ved bruk av sprengstoff generelt. Dette for å danne et statistisk grunnlag i beregningsmodellen som blir beskrevet senere.

Uønskede hendelser innen sprengningsarbeider skal rapporteres til DSB (Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap). Dette gjelder feil på tennmidler og sprengstoff, udetonerte hull, funn av udetonert sprengstoff, steinsprut osv. DSB får årlig inn en håndfull rapporter vedrørende uønskede hendelser i forbindelse med arbeid med sprengstoff, og som regel er disse i sammenheng med skade på materiell eller personer. Ut fra oppslag i media og intervju med over 20 steinbrudd, entreprenører og leverandører i dette prosjektet, kan en anta at antall uønskede hendelser er betydelig høyere enn det som blir rapportert til DSB.

Statistikken vedrørende sprengningsskade på personer kan man anta er korrekt, men andelen er betydelig lavere ved materielle skader og nestenulykker. Ved en sammenligning av innkomne

rapporter til DSB og ulykker omtalt i media, får DSB inn ca. 30 % av ulykkene her til lands (Dyno 2001). Tatt i betraktning at veldig mye av de uønskede hendelsene ikke er ulykker, blir den offisielle statistikken lite representativ for virkeligheten.

Rapporterte hendelser til DSB	Antall
Detonasjon ved påboring	6
Detonasjon ved knusing	1
Detonasjon ved utlasting/ graving	5
Detonasjon ved pallrensk	1
Detonasjon ved pigging	6
Annen utilsiktet tenning	2
Funn av forsager	3
Sprut	1
Feil på tennmiddel	7

Tabell 1 **Antall registrerte uønskede hendelser ved sprengningsarbeider over jord i perioden 1991 t.o.m. 2004.**

Uavhengig av over- eller underjordsdrift, har det fra 1991 til og med 2005 omkommet 17 personer som direkte følge av detonasjon av sprengstoff.

Årsak dødsfall	Antall
Påboring	3
Steinsprut	6
Utilsiktet tenning	4
Detonasjon ved brann	3
Annet	1

Tabell 2 **Antall registrerte dødsfall i perioden 1991 t.o.m. 2005 p.g.a. detonasjon av sprengstoff.**

Tabellene over er ikke direkte sammenlignbare da de kan ha ulik rapporteringskilde. Det er likevel klart at det til stadighet skjer sprengningsulykker, men svært få kan relateres til steinbrudd. Vedrørende boring gjennom sylte er det ingen refererte hendelser. De fleste påboringer skjer ved veiskjæringer, grøftesprengning eller i tunnel. Det vil likevel være en fare for påboring i steinbrudd og særlig ved boring gjennom sylte. Utfordringen er å tydeliggjøre hvilke forutsetninger som må være til stede for at risikoen er tilfredsstillende lav.

1.2 Akseptabel risiko

Boring gjennom sylta krever en risikovurdering fra de aktuelle foretak som sannsynliggjør en minimal risiko for påboring. Hva er så minimal eller akseptabel risiko? DSB har i forbindelse med lagring av sprengstoff satt sikkerhetsnivået for uforutsett hendelse med døden til følge til $2{,}0 \cdot 10^{-7}$ for personer uten tilknytning til sprengnigsarbeidet (3.-person). Dette er det strengeste kravet, og i prosjektet valgte vi å bruke dette som referanseverdi for sannsynligheten for utilsiktet detonasjon ved påboring. Enklere sagt godtas 2 påboringer per 10 milloner borhull.

2 GJENNOMFØRING AV PROSJEKTET

Prosjektet ble startet med bakgrunn i tilbakemeldinger fra pukkverksbransjen til Utviklingskomiteen i NFF. Det ble besluttet å gjennomføre prosjektet ved hjelp av sisteårs studenter ved Institutt for bygg, anlegg og transport, seksjon anleggsteknikk, på NTNU, som et Masterprogram med sommerjobb, prosjektoppgave og til sist en avsluttende masteroppgave. Målet var til slutt å presentere resultatene fra prosjektet i NFFs serie av teknisk rapporter. Rapporten er ferdig og inngår som nr. 6 i rekken av tekniske rapporter med tittelen: Sikker boring gjennom sylte.

De engasjerte studentene var:

Roger Gården
Torbjørn Solvoll Bakketun

Som støtte for studentene, og for kvalitetssikring av arbeidet, ble det satt sammen en styringsgruppe bestående av:

Kjell Øivind Haugland, Norsk Stein AS
Vegard Olsen, NTNU
Sigbjørn Lian, Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB)
Ståle Nilsen, T. Stangeland Maskin

I tillegg har det vært utstrakt kontakt med bransjen for datainnsamling og hjelp til feltarbeid.

3 UØNSKET DETONASJON

Det er 3 hendelser som må inntreffe samtidig for at det skal skje en uønsket detonasjon ved påboring.

1. Det må finnes en forsager
2. Forsageren må bli truffet av borkrona
3. Forsageren må detonere når den påbores

Ved å bestemme sannsynligheten for hver av disse hendelsene kan man bestemme den totale risikoen for påboringsulykke. De tre hovedpunktene deles inn i flere risikoparametere på flere nivå. For hver risikoparameter velges 3 verdier for sannsynligheten (minimum, middels, maksimum). Modellen er basert på et høyt detaljeringsnivå, men lar seg også bruke på mindre detaljert nivå.

3.1 Sannsynlighet for at det oppstår forsager

Det er mange årsaker som kan gi forsaging av sprengstoff ved sprengningsarbeider, men hovedårsakene til forsagere er (Dahl 1998):

- Svikt i opptenningen eller tennmiddel.
- Detonasjon stopper opp elller brytes i ladestrengen

Gjennom prosjektet har vi sett på hva som forårsaker disse hovedpunktene. Årsakene kan i deles i:

- Feil på tennmiddel, primere eller sprengstoff fra fabrikk eller ved lagring.
- Feil under utførelse av koblingsarbeid eller ladearbeid.
- Døpressing av sprengstoff eller kutt av ladestreng pga geologiske forhold og borhullsavvik.

Sannsynlighetene er vurdert ut fra datainnsamlingen og bla. de relaterte rapporterte hendelsene og reklamasjoner på de eksplosive varene.

3.2 Sannsynlighet for å treffe område med potensiell forsager

Området som kan inneholde forsager vil være bunn av alle overliggende hull. Sannsynligheten for treff i tidligere boret hull er avhengig av borhullsdiameter, bormønster, størrelse på forsager og borhullsavvik. Dette er beregnet matematisk ved geometriske betraktninger, og sannsynligheten er pålitelig.

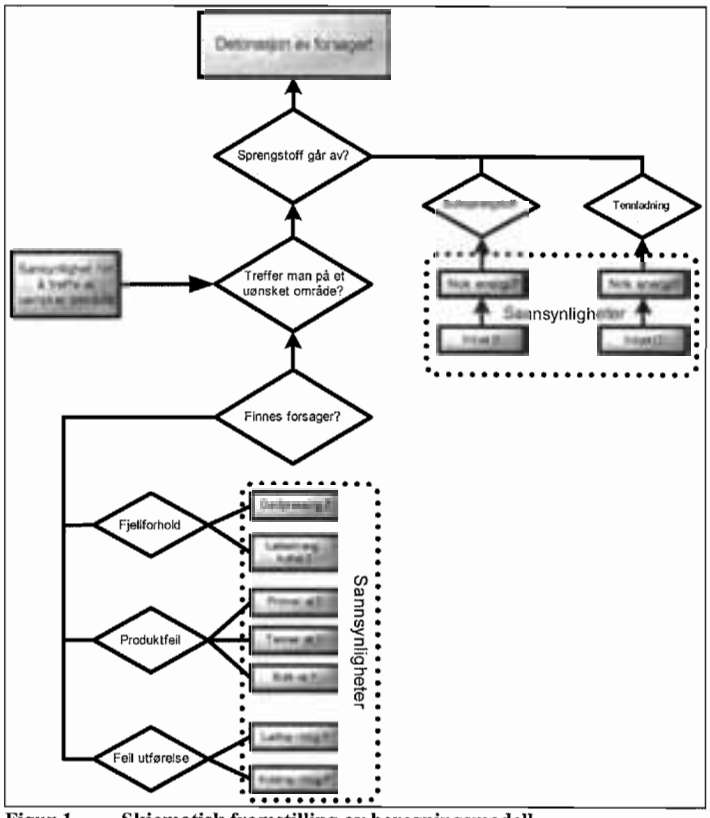
3.3 Sannsynlighet for at forsager går av ved påboring

Sannsynligheten for at en forsager går av ved påboring avhenger i første rekke av, type og "lagringstid" i sylta. Tennpatron og patronert sprengstoff har lengre levetid enn for eksempel bulksprengstoff. De ulike eksplosivenes håndteringssikkerhet og støtfølsomhet ligger også til grunn for vurderingene. Sannsynligheten er forøvrig i hovedsak knyttet til tennpatron med eller uten tenner, og gir et tilskudd i sannsynlighetsberegningen nært opptil 1. Det betyr at vi antar at sprengstoffet vil detonere ved nesten alle påboringer.

4 BEREGNINGSMODELLEN

Beregningsmodellen er laget med henblikk på å finne sannsynligheten for utidig detonasjon ved påboring. Vurdering av konsekvens er ikke med i modellen, men tiltak som påvirker dette er beskrevet i kapittelet "Risikoreduserende tiltak". Med enkle grep kan den brukes ved andre risikovurderinger også. Selve beregningen i modellen baseres på Monte Carlo-simulering gjennom bruk av dataprogrammet Definitive Scenario^{TM}. Andre metoder/verktøy kan også benyttes.

Oppbyggingen av moddelen er vist skjematisk i figur 1. For nærmere beskrivelse av den statistiske beregningen i modellen, henvises det til masteroppgaven knyttet til prosjektet (Bakketun og Gården 2005).



Figur 1 **Skjematisk framstilling av beregningsmodell. Inputparametre er markert med røde bokser.**

4.1 Simulert eksempel

For å kontrollere modellen, ble det simulert et eksempel med parametere fra et tenkt steinbrudd. Detaljene i vurderingene rundt hver enkel parameter og sannsynlighet er ikke gjengitt. Tabell 3 og tabell 4 viser for øvrig hvilke parametere som er lagt til grunn. Det må presiseres at eksempelet ikke må brukes direkte for vurdering av risiko. Hvert enkelt steinbrudd må foreta sin egen risikovurdering.

Eksempelet viser tallfestet sannsynlighet for alle underpunktene. Det er verdt å merke seg at eksempelet er beregnet med bakgrunn i at ingen ekstra risikoreduserende tiltak, som boravviksmåling eller koordinatfesting av borhull, er iverksatt. Det er i modellen antatt normalt kontrollnivå med erfarne sprengningsfolk for lade- og koblingsarbeidet

Borutstyr	Topphammerrigg
	89 mm "drop center retrac" krone
	T51 borstål
Sprengbarhet	Middels, SPR = 0,47
Sprengstofftype	Slurry / ANFO
Opptenning	Nonel
	Topp- og bunntenning
	Bunnprimer: Dynoprime 1kg.
Bormønster	2,4 m x 3,0 m
Borhullsavvik	Middels, 5 % per bormeter
Pallhøyde	15 m
Avviksmålt salve	Nei
Koordinatfesting av borhull	Nei

Tabell 3 **Grunnlagsdata for simuleringseksempelet.**

	Sannsynlighet		
Usikkerhetsfaktor	**Min**	**Middels**	**Maks**
Treffe på uønsket område	$1{,}1 \cdot 10^{-3}$	$1{,}9 \cdot 10^{-3}$	$3{,}3 \cdot 10^{-3}$
Feil på bulksprengstoff	0	$1{,}1 \cdot 10^{-6}$	$1{,}1 \cdot 10^{-5}$
Feil på tenner	0	$4{,}0 \cdot 10^{-6}$	$5{,}0 \cdot 10^{-5}$
Feil på primer	0	$1{,}0 \cdot 10^{-6}$	$1{,}0 \cdot 10^{-5}$
Feil ved ladearbeid	$1{,}0 \cdot 10^{-7}$	$1{,}0 \cdot 10^{-6}$	$1{,}0 \cdot 10^{-5}$
Feil ved kobling	$1{,}0 \cdot 10^{-6}$	$1{,}0 \cdot 10^{-5}$	$1{,}0 \cdot 10^{-4}$
Dødpressing	$7{,}0 \cdot 10^{-7}$	$1{,}0 \cdot 10^{-6}$	$5{,}0 \cdot 10^{-6}$
Kutt av ladestreng	$1{,}0 \cdot 10^{-7}$	$1{,}0 \cdot 10^{-6}$	$1{,}0 \cdot 10^{-5}$
Bulksprengstoff intakt	0	$1{,}0 \cdot 10^{-5}$	$1{,}0 \cdot 10^{-4}$
Nok energi til detonasjon. av bulksprengstoff	0	$1{,}0 \cdot 10^{-6}$	$1{,}0 \cdot 10^{-5}$
Tennladning intakt	0,95	0,999	1,0
Nok energi til detonasjon av tennladning	0,5	0,9	1,0

Tabell 4 **Sannsynlighetsverdier for usikkerhetsfaktorene brukt i simuleringsmodellen.**

4.2 Resultat av simuleringen

Resultatet fra simuleringen angis som en sannsynlighetsfordeling. Forventet sannsynlighet for påboring av forsager i sylta med detonasjon for basiseksempelet er på $1{,}1x10^{-7}$, se tabell 5. Som tidligere nevnt er et av DSBs akseptkriterier $2{,}0x10^{-7}$. Eksempelet gir en pekepinn på hvor nivået ligger. Med andre forutsetninger kan man for øvrig havne på større sannsynlighetsverdier. På den annen side kan man også redusere sannsynligheten ved å innføre tiltak i driften som ikke er tatt hensyn til i modellen.

Beregnet risiko for detonasjon av forsager ved påboring.		
10 % kvantil	50 % kvantil	90 % kvantil
$5{,}9{\cdot}10^{-8}$	$1{,}1{\cdot}10^{-7}$	$1{,}9{\cdot}10^{-7}$

Tabell 5 **Sannsynlighet for uønsket detonasjon ved påboring med tilhørende forventningsverdier fra beregningsmodellen. [Med de gitte forutsetninger er det 90 % sannsynlig at sannsynligheten for på boring er mindre enn 1,9·10-7. DSBs krav 2,0·10-7.]**

5 RISIKOREDUSERENDE TILTAK

Ved endring av basisfaktorene i tabell 1, vil simuleringen gi økt eller redusert sannsynlighet. Generelt kan en si at større borutstyr og grovere borhullsdiameter vil gi mindre sannsynlighet for påboring. Dette på grunn av økt bormønster og mindre borhullsavvik.

Forutsigbare fjellforhold vil også virke positivt, spesielt med tanke på at sannsynligheten for forsagere vil bli redusert. Utvidet kvalitetssikring av koblings og ladningsarbeid vil også redusere sannsynligheten for forsaging.

Nedenfor er det skissert øvrige tiltak som kan redusere risikoen ved sylteboring i uprioritert rekkefølge. Noen tiltak er allerede tilgjengelige, mens andre kan komme i framtiden.

5.1 Heving av bunnprimer over lastenivå.

Ved bruk av grove borhullsdiametere kan bunnprimeren henges opp over lastenivå. Dette kan gjøres så lenge sprengstoff kan renne fritt forbi primeren ned i bunn av borehullet. Dette sikrer at dersom bunntenner og primer ikke har detonert så vil de bli lastet opp og detonerer (mest sannsynlig) i knuser.

5.2 Avviksmåling og innmåling av borhull

Gjennom kartlegging av borhullsavvik og innmåling av topp borhull vil man kunne redusere sannsynligheten for treff av forsager. I simuleringen reduseres den totale sannsynligheten til $2{,}2x10^{-8}$.

Avviksmåling av alle borhull og koordinatfesting av topp og bunn i borhull vil gi ekstakt plassering av hullbunn. Dette vil kunne gi helt sikker utsetting av borhull på neste nivå, med forbehold om menneskelige feil.

5.3 Videofilming.

Videofilming av salver er en enkel og effektiv teknikk for å kontrollere opptenningen. Med dagens digitale videoutstyr kan man overføre og redigere filmsekvenser slik at man kan følge opptenningen i salven i sakte film og på den måten kontrollere om alle tennere går av.

5.4 Elektroniske tennsystemer.

Elektroniske tennere gir mulighet til å kontrollere at alle tennere er koblet med og detonert. Systemene som eksisterer i dag har toveis kommunikasjon og gjør det mulig å kontrollere samtlige tennere før og etter detonasjon.

5.5 Radiosender/sporingsbrikke.

Et aktuelt tiltak i fremtiden kan være å støpe inn en radiosender eller sporingsbrikke i primer. Da vil det være mulig å spore opp eventuelle forsagere etter sprengning, og slik unngå påboring.

5.6 Videreutvikling av borrigger.

Riggene kan utstyres med GPS, avvikssonde, PC og programvare som på bakgrunn informasjon om nivåer og bormønster automatisk generer "sikkert" bormønster på neste nivå. Noe av teknikken finnes i dag, men det er rom for videreutvikling.

Pansring eller fjernstyring av borriggen vil kunne redusere konsekvensen ved en ulykke.

5.7 Redusert sprengstofflevetid.

Dette kan være et aktuelt tiltak. Dersom sprengstoffet blir ferskvare med en viss holdbarhet, kan eventuelle forsagere i sylta være ufarlige dersom de er utgått på dato ved påboring.

6 AVSLUTNING

Målsettingen med dette prosjektet var i første rekke å belyse problematikken i forbindelse med boring gjennom sylta. Det har aldri vært noe mål i seg selv å ufarliggjøre problemet, snarere tvert i mot. Vi vil påpeke at det er bare under kontrollerte forhold, under gitte forutsetninger, at sylteboring vil være akseptabelt med tanke på risiko!

7 REFERANSELISTE

Andreassen, B. 2006. "Planfri sprengning". Arbeidsmanden. nr 3. s. 14.

Haugland, K.Ø. et. al. 2005. "Sikker boring gjennom sylte". NFF- Norsk forening for fjellsprengningsteknikk, Teknisk rapport 06.

Bakketun, T.S. og Gåreden, R. 2005. "Sikker boring gjennom sylta". Masteroppgave, NTNU.

Direktoratet for brann- og elsikkerhet. 2003. "Nytt fra myndighetene". Fjellsprenger'n nr 1.

Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern. 2001. "Nytt fra myndighetene". Fjellsprenger'n. nr 1.

Dahl, J. 1998. "Forsagere – utilsiktet detonasjon under utlasting og maskinrensk. Kan problemet unngås". NFF, Fjellsprengningskonferansen 1998.

FJELLSPRENGINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

DIAMANT WIRE TEKNIKK AS

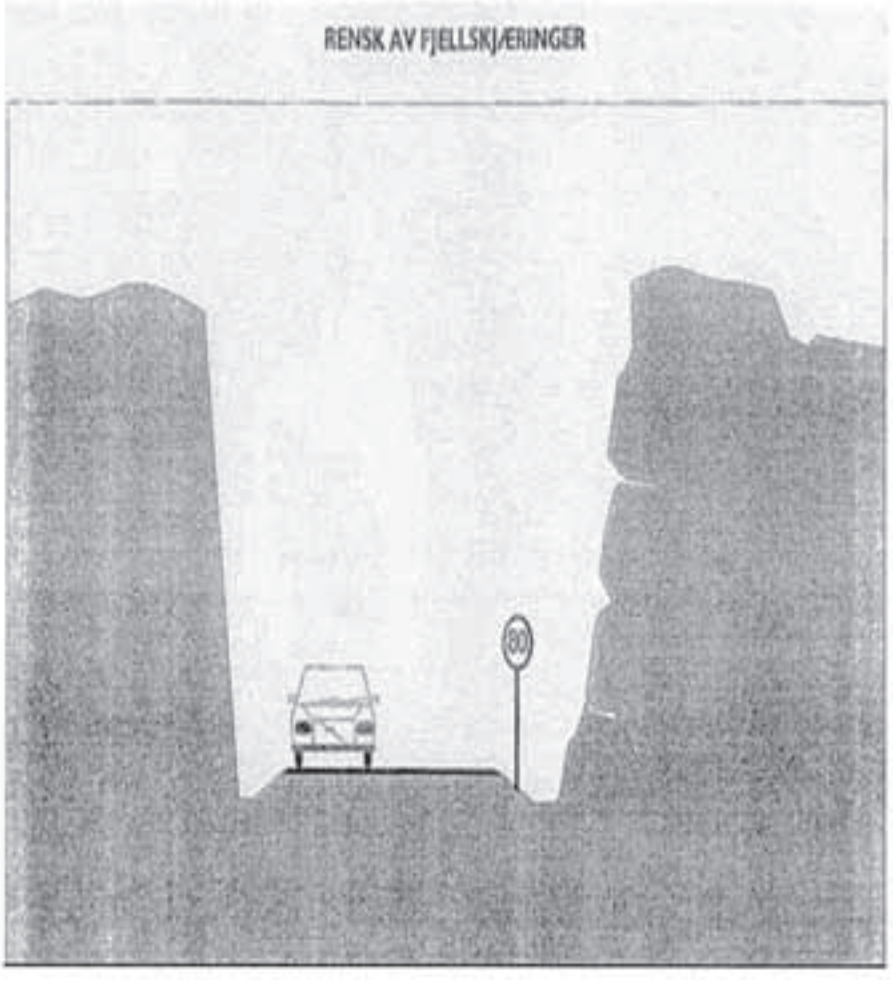
- Wiresaging- alternativ til sprengning
- Wiresawing- alternative to blasting

- Roger Karlsen Søyland Daglig Leder

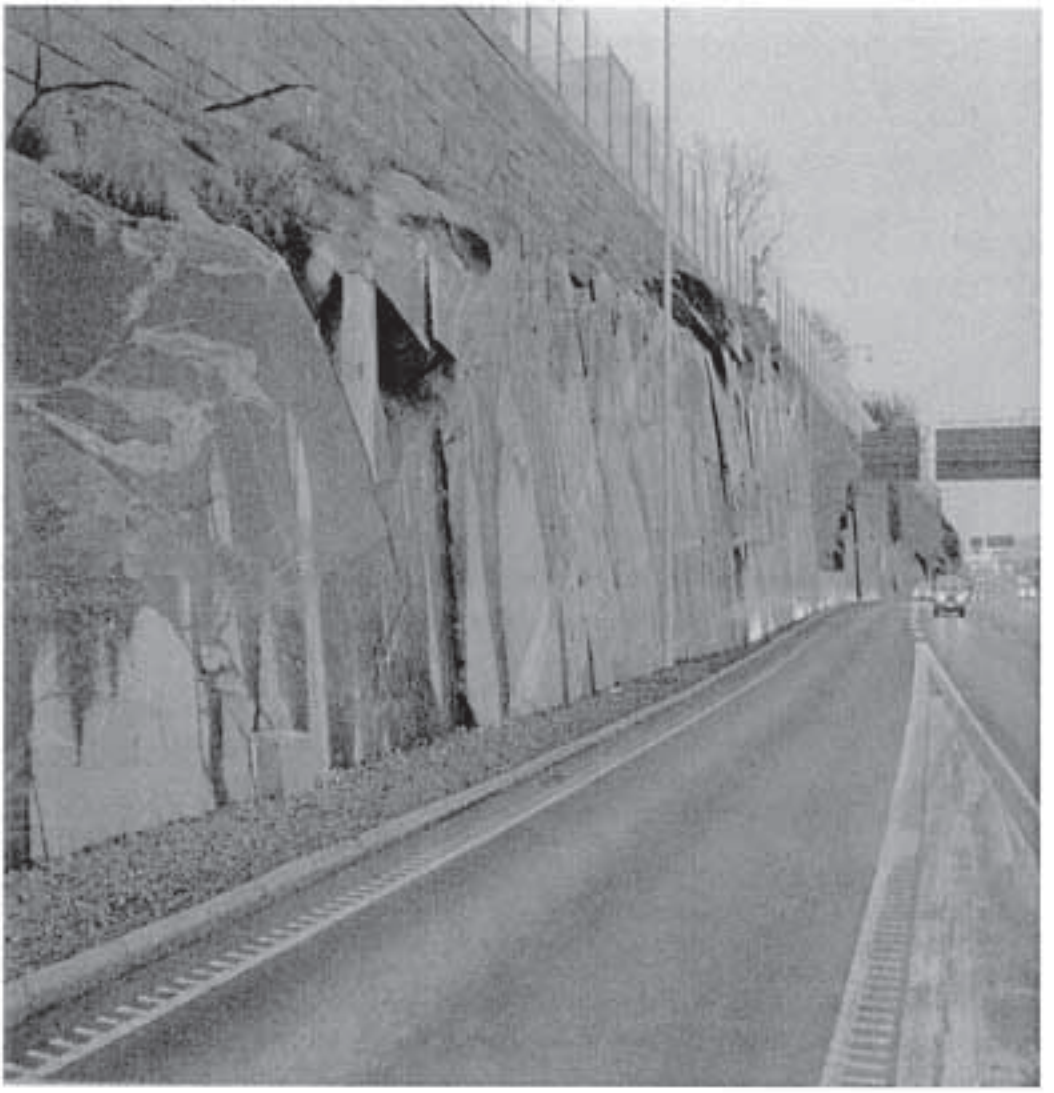
Sammendrag/Summary

- Wire saging er en fleksibel, kostnadseffektiv og miljøvennlig metode for uttak av fjell.
- Teknikken gjør sprengningsarbeider inntil følsomme objekt sikrere og effektivere.
- På en stille og nøyaktig måte lages den geometri man ønsker, uten å påvirke omkringliggende berg eller miljø.
- Wire sawing is a flexible, cost-efficient and environmental friendly method of cutting rock faces.
- The technique makes the use of explosives close to sensitive objects, even more safe and efficient.
- The desired geometry is made quietly and accurately, without influencing other surrounding mountains or environments.

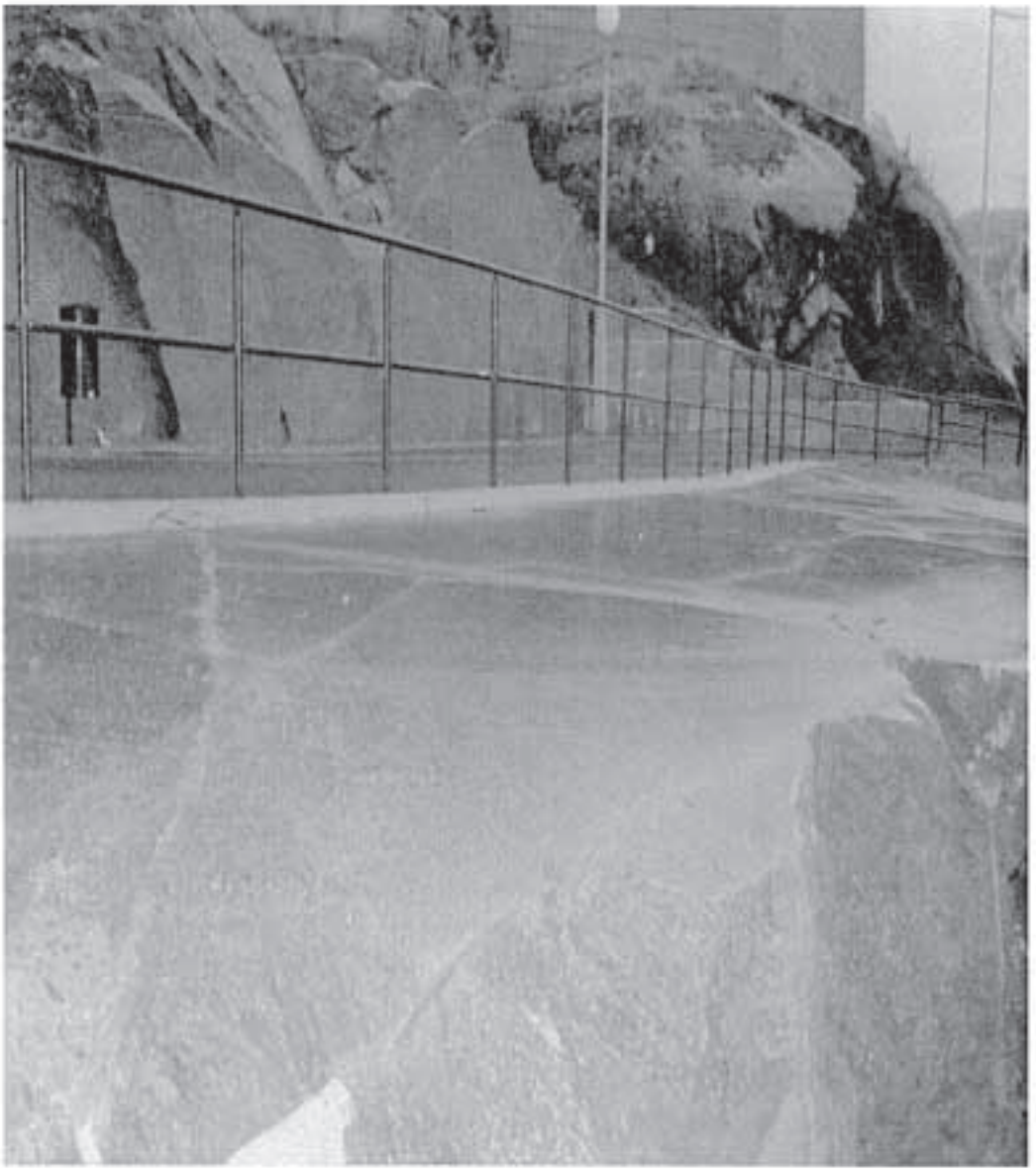
Prinsipp for Wiresaging



Gøteborg utvidelse av veibane



Gangvei med helling



Utsmykning

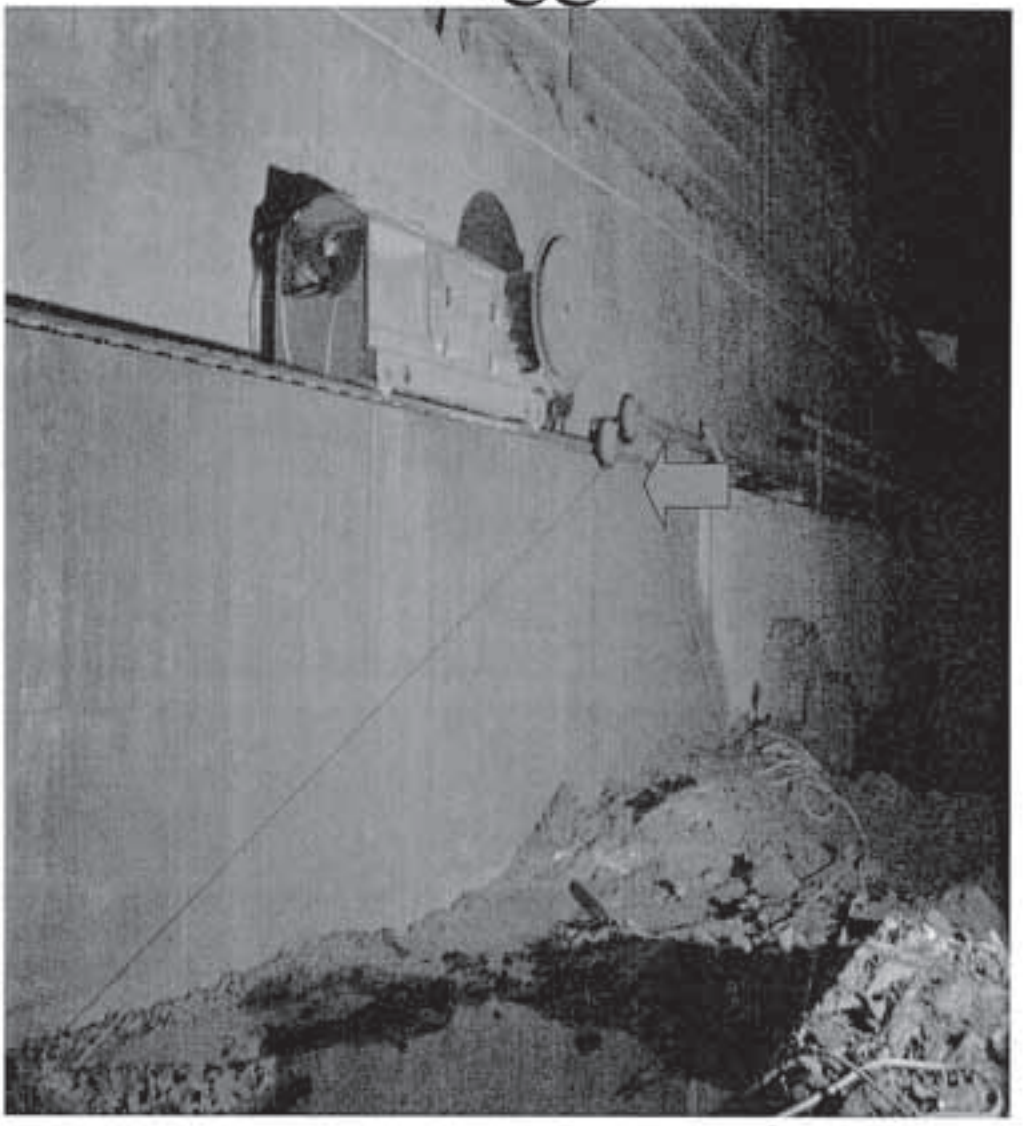
Tunnelpåhugg/kjerneboring

Utvidelse av tunnel

Bearbeiding av hage

Hage fra en annen vinkel

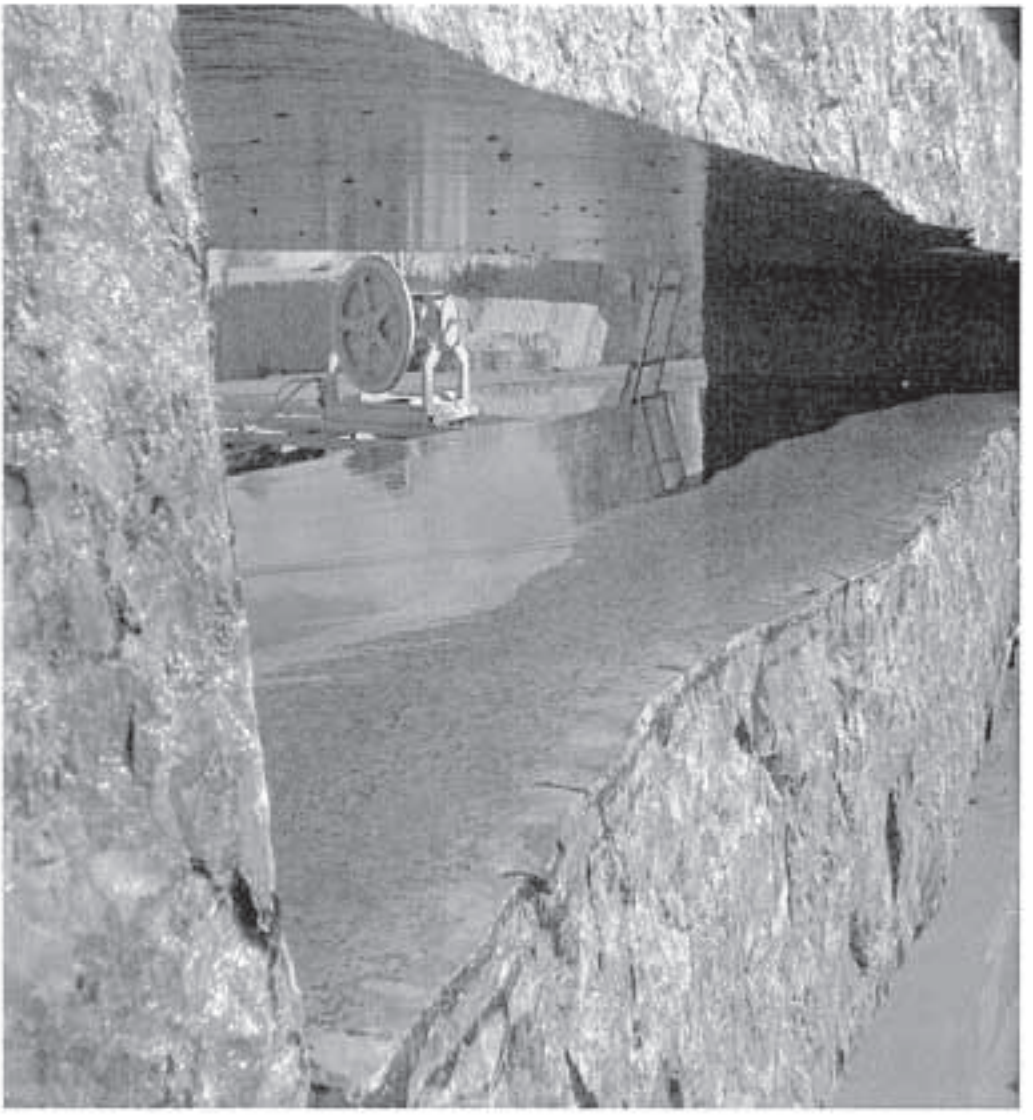
Saging nær eksisterende vegg



Grieghallen

Svømmebasseng/m uteplass

Saging av skulptur



Saging av skulptur

Diamant Wire Teknikk AS

- Hjemmeside: www.dwteknikk.com
- Mail: dwteknikk@halden.net
- Tlf: 69193400
- Mob: 91155271

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

SPRENGNING AV NY LAGERHALL FOR NAFTA PÅ/UNDER EKSISTERENDE BENSINLAGER, MONGSTAD

Excavation of new storage cavern for naphta on/under existing storage area for petrol at Statoil Mongstad

Sivilingeniør Frode S. Arnesen, MULTICONSULT AS

SAMMENDRAG

Statoil Mongstad har hatt lagerhaller for olje og oljeprodukter i fjellhaller siden starten i 1972, og fortsatt å bygge ut etter som virksomheten har ekspandert. Ny Lagerhall for petrokjemisk nafta ble etter en forstudie lagt midt under et lagerområde for bensin og drivstoff. Prosjektet ble startet i tidlig i 2004 og avsluttet i 2006. Massene fra fjellhallen ble transportert på et tilrettelagt, skjermet vegsystem gjennom raffineriområdet til deponier som samtidig ble oppgradert til fremtidig bruk som lagerområder eller riggområder. Nærhet til følsomme og kritiske installasjoner gjorde at maksimal svingehastighet på rystelser fra sprengningsarbeider ble satt til v= 20 mm/s. Berggrunnen på stedet består av anorthosittisk gneis av middels til god kvalitet. Lagerhallen er 22 m bred, 33 m høy og 130 m lang. Parallelt med hallen og inkludert i lagervolumet går det en transporttunnel fra takskive-nivå og ned til bunnen av hallen. Fem sjakter med innstøpte foringsrør for pumper og instrumentering er ført ned i en pumpesynk 10 m under sålenivå i hallen. Det er utført systematisk forinjeksjon ved utdriving av hallen. Q- metoden med ESR- faktor 1,3 er lagt til grunn ved utførelse av sikringsarbeider. Området ved sjakt og pumpesynk har en klasse høyere sikring en den øvrige del av hallen. Grunnvannskontrollsystemet består av trykksatte borehull satt i vifteformasjon over hallen , og med observasjonsbrønner uten trykk. Vanntrykket ble ikke satt på før etter at takskiva var utdrevet. Total innlekkasje av vann ved alle system i drift er ca 15 l/min. Byggherrens lange erfaring og klart definerte forventninger til produktet, sammen med en erfaren entreprenør har vært avgjørende for et vellykket resultat.

SUMMARY

Statoil Mongstad has utilized rock caverns for storage of crude oil and petroleum products from the start in 1972. Construction of caverns has continued with the expansion of production. After a pre-engineering study the new storage cavern for petrochemical naphtha were located beneath an area densely populated with surface storage tanks for petrol and other fuels. Engineering activities commenced early in 2004, and completion of the cavern were achieved during early autumn 2006. Spoils from the excavation were transported on prepared, shielded routes through the refinery area . Rock deposition were used to upgrade a number of areas for future use for storage tanks or rigging areas. Proximity to existing petrol tanks, pipes and cables necessitated a maximum limit for blast shock vibrations measured on bedrock of v = 20 mm/s. The rock type in the cavern area is anorthosite gneiss with amphibolite bands. The rock quality in the cavern classifies as medium to good, according to the Q- system. The storage cavern is 22 m wide, 33 m tall, and 130 m long. Parallel to the cavern, a transport tunnel connects the upper and lower level of the cavern. The system has a total volume of

120 000 m^3. Five steel lined shafts extends from the surface into a pump pit, 10 m below the cavern floor. All parts of the cavern have bee pre-grouted ahead of face during excavation. The rock support was designed according to the Q- system with ESR – value of 1,3. The shaft and pump pit area were additionally supported according to a higher support class.
A ground water control system comprising pressurised boreholes ensures a constant ground water level. Potable water is used in the system. The water leakage rate as measured in the completed system is approximately 15 litres per minute. The storage cavern was completed according to budget and schedule. The combination of an experienced client giving clearly defined specifications, and a skilled contractor familiar with the site contractor have been decisive for a successful project.

INNLEDNING

Formålet med artikkelen er vise hvordan erfaringer og spesielle forhold på Statoil Mongstad har gitt arbeidsmetodikk og løsninger ved bygging av en stor lagerhall for petrokjemisk nafta, senere benevnt som NNC(New Naphtha Cavern).
Foredraget er skrevet med erfaringer fra arbeidet fra konsulent og byggeleder-siden. Dersom man ønsker mer detaljerte opplysninger og data kan man ta kontakt med Statoil Mongstad.
MULTICONSULT AS, Region Bergen har gjennomført ingeniørarbeidene for alle bygningsmessige, fjelltekniske og mekaniske arbeider over og under dagen. Statoil Mongstad har selv stått for ingeniørarbeidene for pumper og instrumentering.

HISTORIKK

Siden raffinerivirksomheten startet på Mongstad i 1972 har lagring av petroleumråstoff og petroleumsprodukter i bergrom vært integrert i anleggene.
Første fase utbygging skjede på Mongstadneset ved oppstart i 1972 og omfattet lagerhaller for mottak av råolje fra skip og lagerhaller for produkter. Neste fase av utbyggingen på slutten av 1980 tallet skjedde lengre vest og nord med store lagerhallene for råolje fra blant annet Troll – feltet, men også haller for lagring av LPG. Siste generasjon med haller har kommet til etter at Vestprosess-rørledningen mellom Kollsnes og Mongstad ble etablert, hvor det er etablert lagerhaller for produkter utvunnet av kondensat, propan, butan og petrokjemisk nafta. Disse haller ligger noe sør for prossesområdet,. Ref 2 Oen m. fl.(2003).

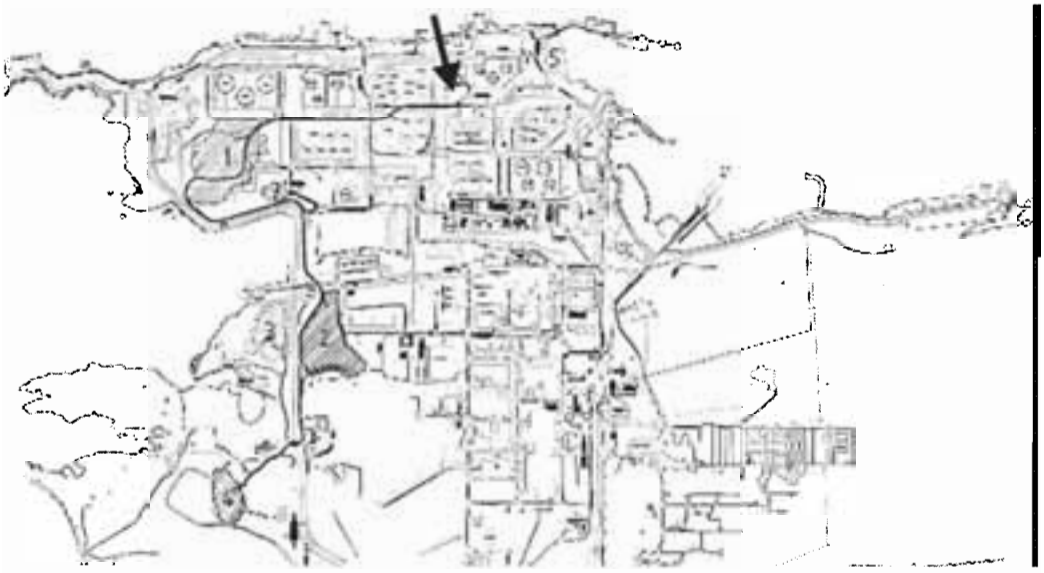
Figur 15.1 Oversiktsbilde av Statoil Mongstad. Arbeidsområdet er markert med en sirkel

PLASSERING AV NY HALL

Før plassering av flere nye fjellhaller ble bestemt, ble det utført studier hvor mulige nye plasseringer ble vurdert.
NNC –fjellhallen ble bestemt plassert i et område på Mongstadneset sør for hallene bygget i 1972. Plasseringen ligger midt i et område med godt utbygd rørnett og strømnett, slik at infrastrukturinvesteringene ble lave. Beliggenheten var imidlertid under hovedområdet for lagertanker som inneholder en enorm konsentrasjon av forskjelllige typer bensin og andre petroleumsprodukter.
Prosjektet gikk først gjennom en forstudiefase høsten 2003 og en engineeringfase tidlig våren 2004, en hovedprosjekteringsfase med forberedende arbeider 2004, og en byggefase som startet i 2005 med avslutning tidlig høst 2006.
Prosjektet var delt i følgende hovedkontrakter,
Civil , som omfattet fjellhallen, ledningstraseer, VA og elektrogrøfter, betongarbeider og strukturer, Piping som omfattet rør fra kaia og helt ned i hallen , og elektro/instrument.
Alle faser av arbeidet ble ledet av Statoils organisasjon på Mongstad.

FORUNDERSØKELSER

I byggefasen 1965 til 72 ble det utført refraksjonsseismiske undersøkelser og grunnundersøkelser på hele raffineriområdet. Det var også tilgjengelig data fra arbeider med utfylling og planering av arealer for veier , kaier og tankfarmer. I tillegg har Statoil Mongstad et oppdatert eletronisk kartverk der man har oversikt over konstruksjoner og ledningsanlegg i grunnen. Selv om området nå stort sett er planert, hadde man god oversikt over en relativt kupert fjelloverflate.
I forbindelse med vurderinger i 1997 ble det utført 2 stk kjerneboringer med vanntapsmålinger i området der hallen skulle bygges.



Figur 15.2 Anleggsveier er uthevet som en mørk linje, påhugget er ved pil, og øvrige områder angitt med tall er deponiområder for sprengstein.

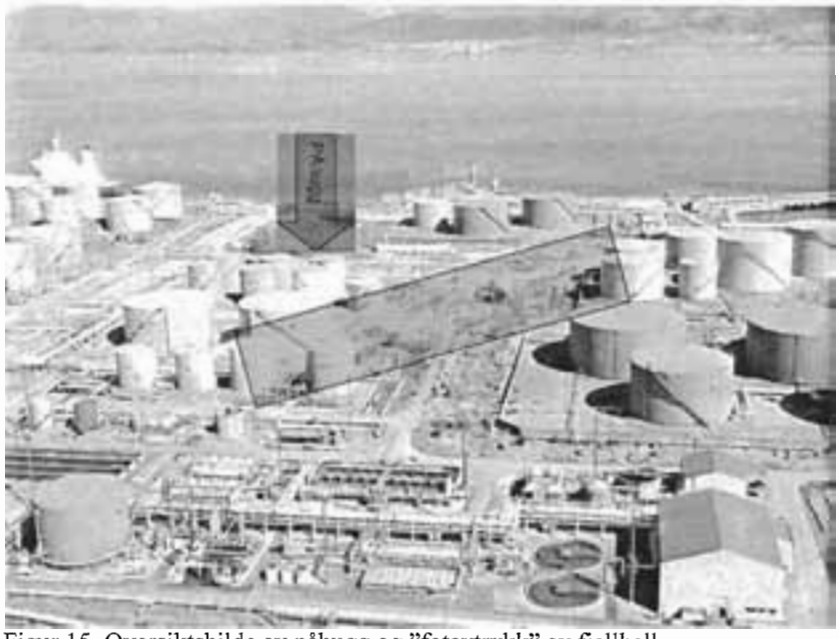
ANLEGGSTEKNISKE UTFORDRINGER

Påhugg for anlegget var en forutsatt mulig ekspansjonsmulighet som ble sprengt 15 m inn berget i første utbyggingsfase i 1972. Umiddelbart over påhugget ligger en hovedføring for ledninger i området.
For å få masser ut, midt i et område med lagertanker, ledninger og kabler, måtte transporten gå i områder der man av sikkerhetsgrunner ikke tillater normal trafikk. Løsningen her ble full avsperring av transportveien, der det ble satt opp fysiske sperrer av stål og betong foran alle ledninger og hydranter. Veien ble lagt om der eksisterende vei var for smal, og over to kryssinger ble det bygd nye betongbroer over føringsveier for ledninger.
Steinmassene fra de siste hallene ble tippet på store tipper nær påhuggene sør for raffineriområdet. Denne gangen hadde man masser til disposisjon sentralt i området. Det ble besluttet i størst mulig grad å nytte disse til oppgradering av ledige arealer for drift. Dette betydde at disse arealene måtte sjekkes ut med hensyn til mulig forurensing fra tidligere deponering eller anleggsvirksomhet, og de måtte bygges opp slik at de var klare til bruk som industriarealer med minst mulig tilleggsarbeider. Dette medførte strenge krav til toleranser med hensyn på klargjøring av områder, utlegging og komprimering av fylling, og avretting og jorddekking av skråninger.
På det området hvor sjakttoppene skule plasseres var det tidligere plassert en kuletank for propan med tilhørende oppsamlingsbasseng og brannvannsystem. Tanken stod på toppen av en fjellknaus som skulle planeres til at det nye sjaktområde der også dagdelen av grunnvannskontrollsystemet skulle ligge.. Dette gjorde det nødvendig med sprengning og graving i området mellom tankfarmene.
Sprengningsarbeid i dagen med kort avstand til tankanlegg og rørgater medførte mange sikker jobb- analyser, og derav følgende restriksjoner på arbeidene, som ble utført innefor Statoil Mongstads arbeidstillatelsessystem. Alle aktiviteter skal registreres og koordineres av de områdeansvarlige i driftsorganisasjonen for hvert enkelt skift.

Rystelser fra sprengning er noe man har lang erfaring med gjennom flere byggetrinn på Statoil Mongstad, og disse er anvendt i utformingen av prosedyrer som setter rystelsesgrenser avhengig av det man har erfaring for at utstyret tåler. Den generelle grensen for rystelser målt på utstyr fundamentert på fjell eller komprimert sprengsteinsfylling ble i dette tilfelle en største vertikal svingehastighet v= 20 mm/s.

GEOLOGISKE FORHOLD

Fjellhallen er plassert på søndre enden av Mongstadneset. Dette er nær enden på en fjellrygg som stryker i NV – SØ- retning, som på den østre siden har steinfylling, kaierog sjøen, og på den vestre siden har et søkk som over fjell har morene, overkonsolidert marin silt, sprengsteinsfylling og lagertanker.
Berggrunnen var kartlagt ved to kjerneborhull og består av en karakteristisk lys og mørk stripet anorthositt gneis med band av amfibol. I forhold til andre lokaliteter på Mongstad fremstår bergartene på Mongstadneset som lysere på grunn av høyere innhold av anorthitt, og også som homogent foliert med et karakteristisk stripemønster.
Fra borkjernene ble det antatt middels til godt berg i henhold til Q-systemet(Grimstad m.fl 1991).



Figur 15. Oversiktsbilde av påhugg og "fotavtrykk" av fjellhall.

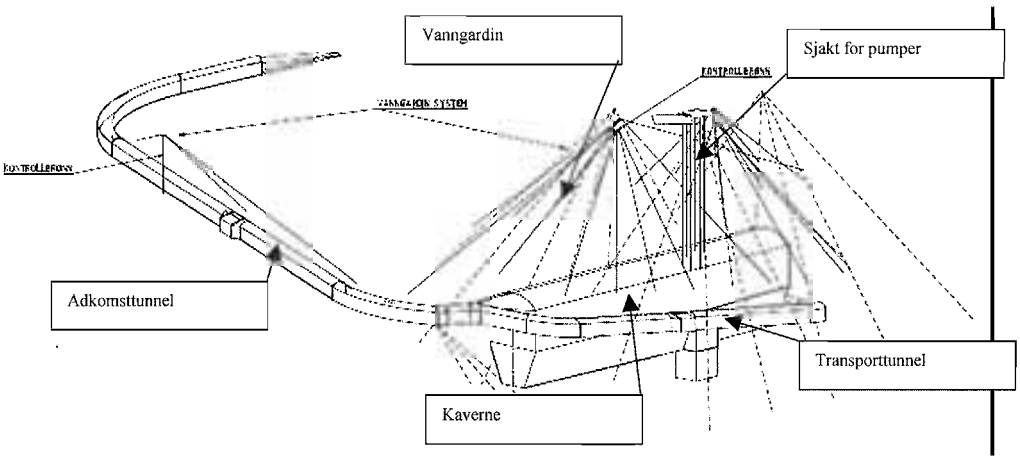
UTFORMING

Utformingen er gjort ut fra hensyn til sikkerhetsmessige, operasjonelle og geologiske forutsetninger.
De viktigste kravene har vært:

- Lagervolum minimum 80 000 m^3

- Gass overtrykk inntil 3 bar
- Maksimum innlekkasje av grunnvann 100 l/min
- Minimalt partikkelinnhold i produkt ut av hallen.
- Minimal kontakt mellom grunnvann og produkt for å hindre bakteriell aktivitet.
- Installasjon av pumper med kapasitet større enn 2400 m^3 pr time.

I tillegg til retningslinjer for lagring av petroleumsprodukter fastlagt av DSB, gjelder EU's trykkdirektiv for rør og beholdere i anlegget. Plassering av fjellhall og tunneler er gjort der man har tatt hensyn til rammer gitt av bergoverflaten, plassering av sjakttopp og bergets egenskaper.
Hallen ble prosjektert 22 m bred, 33 m høy og ca 130 m lang. Pumpesynken ligger relativt midt i fjellhallen og ligger ca. 10 m dypere enn sålen.
Tunnelsystemet består av en ca 250m lang tilkomsttunnel ned til takskivenivået der tunnelen etter pluggområdet grener seg i en del som går inn mot takskiva, og en del som fortsetter som transporttunnel ned til bunnen av hallen. Bunnen er utformet med gjennomgående fall og utstøping av bunnen slik at grunnvann ikke skal stå stille å gi grobunn for bakterier, men strømme raskt ned i en pumpesump for vann i bunnen av pumpesynken.
Rør for inngående produkt fra raffineriet er tatt ned gjennom sjakttoppen og ført ut i hallen hvor den ender i et basseng for dykket utløp.



Figur 15.4 Planlagt utførelse av fjellhall for nafta.

Grunnvannskontrollsystemet består foruten en vannfylt tilkomsttunnel av borhull i fire grupper som er satt i vifter fra sjakttoppområdet. Uavhengig av dette er det satt observasjonsbrønner uten vanntilførsel. Med basis i erfaringer fra tidligere fjellhaller og for å sikre kontroll med mengde innlekkende grunnvann ble det bestemt å gjennomføre systematisk injeksjon på stuff fra proppområdet og ned til bunnen av anlegget.
Tetningspluggen mellom hallen og tilkomsttunnelen er dimensjonert for vanntrykk og eksplosjonslast. Pluggen er støpt mot tunnellveggene uten utsprengning av ekstra hakk eller bruk av forankringsbolter.

FORBEREDENDE ARBEIDER

Tilretteleggingsarbeidene før hovedentreprisen besto i anordning av transportveier, riving av konstruksjoner og klargjøring av deponiområder og veg til disse. Det ble brukt betongelementer, stålplater og stålprofiler.

HOVEDENTREPRISE

Kontrakten for fjellhall og bygningsmessige arbeider ble sluttet i desember 2004 med MIKA AS. Deres arbeider omfattet grunnvannskontrollsystem, tunnelsystem, fjellhall, sjakter, pumpesynk betongplugger og alle arbeider på deponiområdene.
Foruten gjennomføringen av bergarbeidene hadde også entreprenøren ansvar for den daglige ingeniørgeologiske kartleggingen og innsamling av data vedrørende rystelser og grunnvannforhold.
Det ble utarbeidet en inndeling i klasser for sikringsarbeider i forhold til kartlagte forhold, og Q- metoden ble brukt som basis for klassifikasjon av berg og utførelse av sikringsarbeider.
Grunnvannsbrønnene ble boret og satt i drift etter at takskiva ble drevet ut.

10. RESULTATER

Arbeidene ble gjennomført uten alvorlige skader eller uhell. Det var 2 skader som gav fravær. På entreprenørens initiativ ble det gjennomført endringer i hallens utforming etter driving av adkomsttunnel og takskive. Forholdene var da kartlagt og kjent. Endringen gikk ut på å forkorte hallen noe, sprenge ut veggene vertikalt og etablere et tverrslag fra adkomsttunnelen inn på midtpallen i hallen. Det ble også gjort en forenkling av utførelsen i sålen, der støpt golv ble erstattet med rensk til fjell og avretting av groper med betong.

Figur 15.5 Foto av tett foldet "stripet" anorthosittgneis. Vertikale striper er konturhull.

10.1. Rystelser

Adkomsttunnelen har lav overdekning, nær ståltanker for blant annet bensin, rørgater for petroleum, dampledninger og elektriske kabler. Overholdelse av en maksimalgrense på 20 mm /s var spesielt problematisk i starten. Etter hvert som man kom ned til området hvor hallen skulle bygges, var det letter å overholde rystelseskravene, men man måtte hele tiden styre sprengningsopplegget med rystelse som en kritisk parameter.

10.2. Sikringsarbeider

Sikringsarbeidene ble utført med rensk, bolter og fiberarmert sprøytebetong. Permanent sikring ble planlagt utført etter inndeling i sikringsklasser etter kartlegging utført i entreprenørens regi. ESR-faktoren ble satt til 1,3, og velg av boltmønster og sprøytebetongtykkelsen følger i hovedsak Q- metodens angivelser.(Grimstad m.fl. 1991)
For å sikre forholdene ved det kritiske partiet ved pumpesynken ble sikringsnivået hevet med en sikringsklasse både for heng og vegger i dette området.
Fra kartleggingen ble Q- verdiene i hallen funne å variere med laveste verdi 3 i en kort seksjon rett innefor pluggen, og med gjennomsnittlig Q-verdi mellom 5 og 14 i selve hallen.
Sikringen i pumpesynkområdet ble utført med 6m bolter c/c 1,8 x 2,0 m i heng og 2.2 x 2 m i vegger og sprøytebetong med tykkelse 90 – 150 mm i heng og 70 – 120 mm på vegger.

Figur 15.5 Virtuelt bilde av oppmålt fjellhall med punkttetthet 0,1 x 0,1m fra Scan Survey AS.

10.3 Injeksjonsarbeider

Forinjeksjon ble utført med fast injeksjonsmønster fra området før pluggen og gjennom alle faser med drift i anlegget. Det ble i hovedsak anvendt industrisement og med et maksimaltrykk på ca 80 bar.

I de fleste borhullene gikk det ikke med mer injeksjonsmasse enn det som trengtes for å fylle hullet. Det ble påtruffet enkelte sprekker med betydelig utstrekning som man fikk en del inngang av injeksjonsmasse på. Denne utholdende, systematiske tilnærmingen og gjennomføringen av injeksjonsarbeid gav som resultat at drypp og vannsig så og si ikke forekommer i hallen.

10.4 Sjaktboring

Det ble i alt boret fem sjakter, to for produktpumper, en for lekkvannspumpeer, en for instrumentering og en mindre sjakt for innløpsrøret. Før boring ble berget rundt injisert. Sjaktene ble foret ut med stålrør som ble omstøpt med betong med rørstøp-innfylling fra bunnen og opp. Rundt rørene ble det etterinjisert med epoxy i sløyfer med injeksjonsslanger.

10.5 Grunnvannskontrollsystem

Grunnvannskontrollsystemet består av i alt 40 borhull boret i vifte over hallen. Planlagte vertikale, dype tilleggshull på siden av hallen ble kuttet ut på grunn av vellykket injeksjon og liten innlekkasje. Hullene ble trykksatt etter at takskiva var ferdig injisert. Vannforbruket i borhullene er kontrollert med vannmålere i flere uavhengige kretser. I tillegg er det 8 kontrollbrønner rundt anlegget. Grunnvannsstanden ble høyere enn opprinnelig etter at systemet ble satt i drift. Injeksjonsvannet er vann fra det kommunale vannverket.

10.6 Lekkasjer

Innlekkasje målt i pumpesynk ble i sluttfasen på arbeidene målt til ca 15 l /min. Med en total flate på ca 17000m2 og et omgivende vanntrykk på mellom 5 og 8 bar er dette en meget lav lekkasje. Den største lekkasjen er rundt en av sjaktene der det er minst avstand mellom mellom et trykksatt hull i grunnvannskontrollsystemet og hallen. Det er ikke registrert saltvann i systemet.

11. INSTALLASJONER

I hallen er det gjennom 5 sjakter installert 2 produktpumper, 2 lekkvannspumper, et innfyllingsrør og et rør med instrumenter og lenserør. Alle pumper og instrumenter skal kunne trekkes og skiftes fra overflaten. Foringsrørene i sjaktene er ført ned til og fasholdt i horisontalplanet i en bunnramme av stål fundamentert på bolteforankrede betongfundamenter. Infyllingsrøret som fører produkt fra raffineriet inn i hallen er ført fra sjakten til et utløp i en dam for dykket innløp i en utvidelse i hallen. Betongpluggen i adkomsttunnelen er ca. 4 m tykk og tettet med fire uavhengige kretser med slanger for kontaktinjeksjon.

Figur 15.6 Kaverne med installasjoner.

12. FERDIGSTILLELSE

De bygningsmessige arbeidene ble ferdig i god tid før pumpene ble levert, og installasjon av pumper og instrumentering ble fullført i herdeperioden for betongpluggen. De fjelltekniske arbeidene, inkludert en økning av lagervolumet på ca 12 000 m^3 ble fullført i samsvar med de tidsfrister som var avtalt.

13 ERFARINGER

Byggherrens lange erfaring og klarhet i å vite hva han vil legge vekt på har stor og positiv effekt på resultatet.
En entreprenør som kjenner forholdene og vet hva han må innrette seg etter gir en forsterkende effekt på dette.
Systematisk forinjeksjon av hele hallen gir kontroll med lekkasjemengdene. Trykksetting av grunnvannskontrollsystemet etter at takskiva var ferdig drevet var vellykket.
Det største forbedringspotensialet synes å være å legge mer vekt på å legge til rette for rask og sikker gjennomføring av montering av rør, pumper og instrumenter i lagerhallen.

Vi ønsker Statoil Mongstad til lykke med NNC- hallen.

Følgende personer takkes for opplysninger og bistand i forbindelse med denne artikkelen:
John Fjellanger og Kjell Dahle, Statoil Mongstad

Jan Petter Åsvold, Knut Ståle Løkkebø og Halvor Dahl Johansen, Multiconsult AS.
Runar Tyssebotn og Per Heimli takkes for tekstgjennomgang og nytteige innspill ved utarbeidelse av artikkelen.

Referanser:

1. E. Grimstad, N. Barton, F. Løset, J. Kristiansen (1991) Updating of the Q- system. Tunneler og undergrunnsanlegg 1989-91 NTNF Programme, Oslo.
2. Sven Oen, John Jørgenvik; John Fjellanger: (2003) Lagerhaller for propan Mongstad

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK/
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

UTFORDRENDE BORE- OG LADEOPERASJON I BRATT TERRENG PÅ HAVBUNNEN, 82 M UNDER HAVOVERFLATEN, ORMEN LANGE MAIN CIVIL CONTRACT

Challenging drilling and blasting in steep terrain on seabed – 82 m bsl. Ormen Lange Main Civil Contract

Ingeniørgeolog Bjørn R. Morseth, Skanska AS

SAMMENDRAG

I forbindelse med et mislykket gjennomslag ved Ormen Lange prosjektet på Nyhamna, Aukra, i oktober 2005 ble det behov for å utrede en sikker metode for å få åpning til sjøen.

Utslagspunktet er på -82 m u.h. Sjøbunnen er bratt med helling 60 – 70° og til dels overheng.

Et prosjektlag bestående av ressurser fra Skanska og eksterne firmaer ble nedsatt. Prosjektlaget utredet flere alternative metoder. I januar/februar 2006 utkrystalliserte det seg en metode som ble ansett som den beste, og som ble utredet helt ut. Denne metoden gikk ut på å montere et konvensjonelt boreutstyr på en fjernstyrt bæremaskin. Utstyret skulle stå på bunnen utenfor gjennomslagsområdet. Det skulle løftes og senkes ned på bunnen fra en flåte. Utvikling av metoden innebar uttesting av konvensjonelt sprengstoff (Dynoprime/tennere) som fungerte på aktuelt dyp, modifisering av boreutstyr og bæremaskin, tilpassing av flåte, samt tilpassing og produksjon av spesialutstyr.

Som alternativ til denne metoden, ble det parallelt utredet en metode med gjenstøping av tunnelen og driving av ny tunnel til gjennomslag.

Etter grundig gjennomgang av alle arbeidsoperasjonene i forkant, startet arbeidet i felt i uke 11 (13.mars 2006). Lørdag 01 april var bore- og lade-operasjonen avsluttet, og det var etablert gjennomslag . Behov for etterarbeid i åpningen var minimalt og arbeidet ble sett på som vellykket.

Total kostnadsramme for gjennomførte metode ble 18 - 20 millioner NOK.

SUMMARY

At the Ormen Lange Project located at Nyhamna in the community Aukra a failed sea floor piercing in October 2005 demanded special actions.

The sea floor piercing was to take place 82 m below mean sea level in steep terrain with inclination 60 – 70°.

A project team from Skanska supplemented with engineers from external companies was constituted. The team evaluated several alternative methods for piercing. In January/February 2006 a single method for piercing had crystallized. The method was based on use of conventional drill equipment mounted on a remote operated subsea vehicle. The equipment should be located outside at the piercing area from a barge and operated from this. The research work constituted testing of conventional explosives at the actual sea deep, modifications and testing of drill equipment and manufacturing of special equipment

As an alternative to the primary method an alternative method constituting plugging of the failed tunnel was reviewed. After plugging an by-pass tunnel should be drilled and blasted to the piercing point.

After a thorough investigation of the operation the work on site commenced on Nyhamna on 13th March 2006. On Saturday 01th April the drilling and charging operation was finished and a successful piercing had taken place. After additional three days with some grabbing in the piercing area the work was finished and the equipment demobilized.

Total cost for this operation became 18 – 20 million NOK.

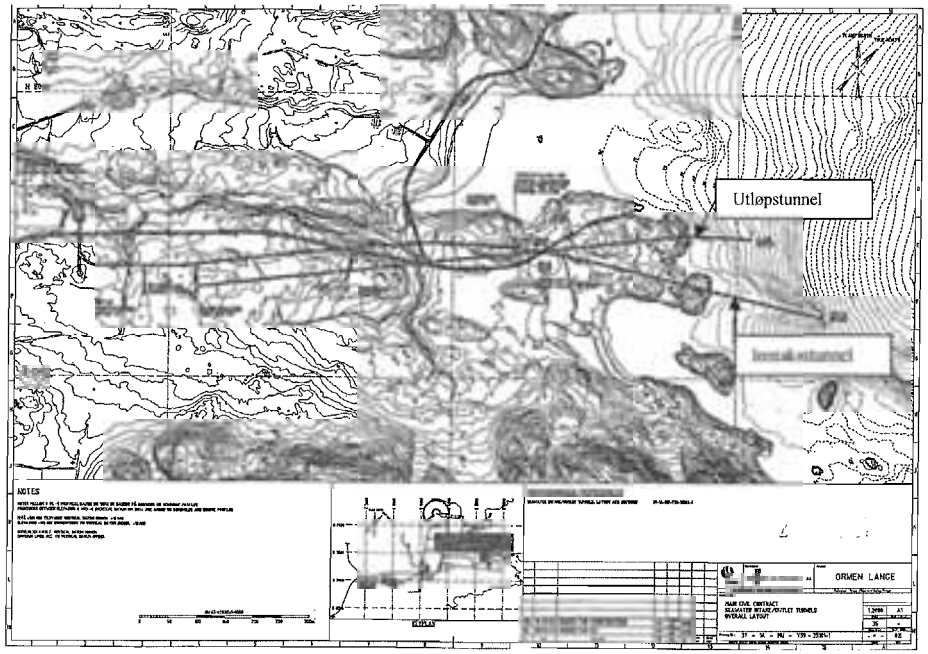
1. BAKGRUNN

På Ormen Lange anlegget er det etablert to kjølevannstunneler.
Den ene tunnelen med tverrsnitt 25 m^2 skal fungere som inntakstunnel for kjølevann og har utslag på -82 m.u.h. Tunnelen har lengde 1 345 m fra påhugg til stuff med avgrening til et inntaksbasseng. Den andre tunnelen med teoretisk tverrsnitt 20 m^2 er avløpstunnel med lengde ca 980 m og utslag til havbunnen på – 40 m.u.h. I denne blir blant annet kjølevann fra prosessanlegget ledet ut i havet igjen.

Tunnelene er drevet fra et felles startpunkt inne på prosessområdet. Etter 215 m skiller tunnelene lag, og fortsetter som to separate tunneler. Etter at tunnelene var ferdig drevet, ble det støpt en 4 m tykk betongplugg i forbindelsestunnelen for fysisk å skille inn- og utløpstunnelene. Til hver av tunnelene er det også etablert to vertikale sjakter med diameter Ø1060 mm.

Driving av tunnelene startet i juni 2004. I juni 2005 var utløpstunnel og inntakstunnel, samt inntaksbasseng og utløpsbasseng med tilhørende sjakter, ferdig drevet og sikret.

I kontrakten med Hydro hadde Skanska ansvaret for å prosjektere, planlegge og gjennomføre gjennomslagene til sjø. Den omtrentlige posisjonen for utslagspunktene var gitt av Hydro, men Skanska hadde ansvar for den nøyaktige plasseringen av utslagspunktene.



Figur 1. Plan over kjølevannstunneler

Som det fremgår av figur 1 har utløpstunnelen utslag i et parti med relativt flat sjøbunn. Inntakstunnelen går derimot langs en markert fjellrygg og ender ute i en steil fjellvegg. På bakgrunn av tilgjengelige bathymetriske kart og ROV-undersøkelser ble det i første omgang ikke vurdert behov for å flytte utslagspunktene. For inntakstunnelen ble dette senere revurdert. Det ble besluttet å dreie tunnelen de siste 25 m før gjennomslag for å få gunstigere drivesituasjon. Dreiningen sikret god fjelloverdekning på tunnelen, samt gunstigere kryssing av sprekker og eventuelle svakhetssoner ut mot gjennomslag. I utslagsområdet er fjellflaten steil og ROV-undersøkelser avdekket til dels overheng.

Skyting av gjennomslagssalvene ble i samråd med Hydro bestemt utført mot tørr tunnel. På bakgrunn av dette ble det bestemt å utelate den tradisjonelle gropen bak gjennomslagssalven for å fange opp sprengstein. Erfaringer fra tilsvarende gjennomslag har vist at massene ville følge med vannstrømmen langt innover i tunnelen og lite ville samle seg i gropen.

Tidspunktet for skyting av gjennomslag var også gjenstand for diskusjon. I bergrommene tilknyttet tunnelen skulle det foregå mye betong- og installasjonsarbeid etter at sprengningsarbeidene var ferdig. Bergrommene kan isoleres fra tunnelene med bjelkestengsel. Dette for å muliggjøre vedlikehold på installasjoner i en permanent driftssituasjon. Lukene var imidlertid ikke dimensjonert for den dynamiske lasten som ville oppstå dersom lukene ble satt i før skyting av gjennomslag. Det ble derfor bestemt at gjennomslag skulle skytes før montasje av luker og før de store betongarbeidene ble iverksatt. Etter gjennomslag skulle lukene settes og de aktuelle bergrommene pumpes tomme for vann. Dette gjaldt inntaksbassenget, brannvannsbassenget og utløpsbassenget.

Det ble derfor planlagt at det skulle skytes gjennomslag når drivingen av tunnelene var avsluttet og nødvendig nedrigging, ettersikring, sålestøp og sålerensk var utført.

Onsdag 15.09.05 ble første gjennomslaget på -40 m.u.h skutt. Gjennomslaget var vellykket og beregningen som var utført i forkant for oppsving og tid for fylling, stemte godt med virkelige observasjoner.

Torsdag 26.10.05 var gjennomslag i inntakstunnelen på – 82 m.u.h planlagt. Utslagene var i utgangspunktet planlagt omtrent samtidig, men det ble besluttet å forskyve siste gjennomslaget slik at nødvendig rensk og betongarbeid i bunn av inntaksmagasinet kunne utføres.

Dette utslaget ble ikke vellykket. Det ble registrert at salven gikk, men det kom ikke vann i forventet mengde inn i tunnelen.

Vi stod dermed i en situasjon der vi hadde et mislykket utslag på -82 m.u.h. Det var helt uaktuelt å sende folk ned i tunnelen for å sjekke hva som gikk galt, og vi hadde ingen enkel tilkomst utenfra med dykkere. Ingen god situasjon akkurat.

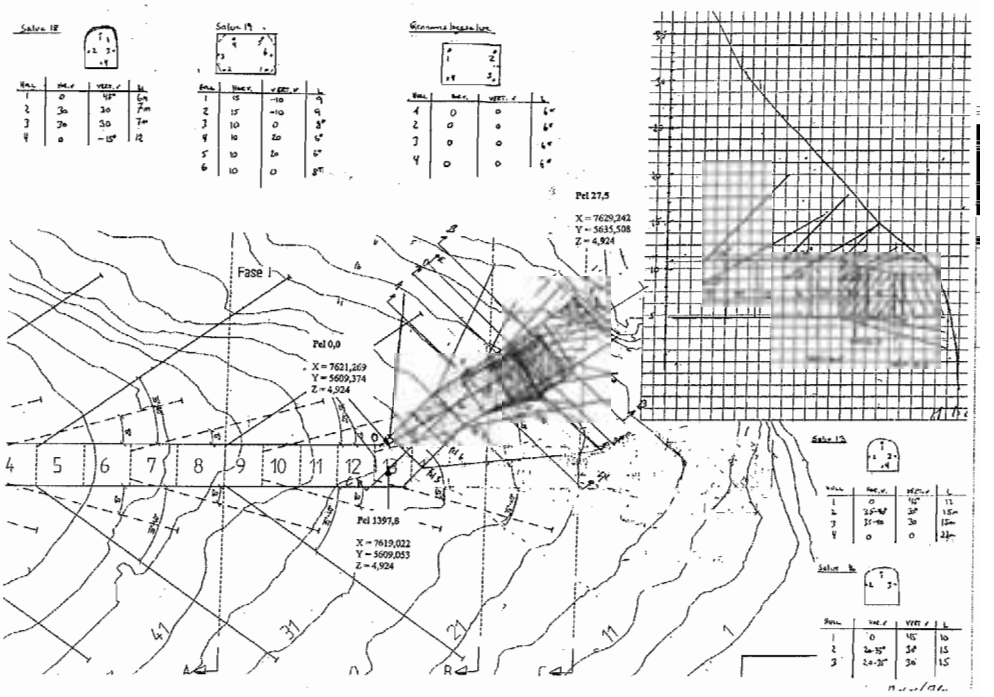
2. DRIVING AV INNTAKSTUNNELEN MOT UTSLAGSPUNKTET

Fra pel 1340 til 1397 i inntakstunnelen ble prosedyre TP-28 "Prosedyre for utslagssalve i sjøtunneler" fulgt med hensyn på salvelengder og sonderboringer. Fra pel 1397 og mot utslagssalve (pel 1421) ble det gjort en retningsendring på tunnelen, og et revidert sonderingsprogram ble utarbeidet, se figur 2.

Berget i gjennomslagsområdet er mørk amfibolittisk, båndet gneis av meget god kvalitet. Berget var uvanlig hardt å bore i, og var preget av markert foliasjon skrått på tunnelaksen. Foliasjonen hadde varierende steilt fall 50 – 78° mot N eller S. En markert sprekk med leirbelegg stod normalt på tunnelaksen og hadde fall 60 – 70° mot N på stuff.

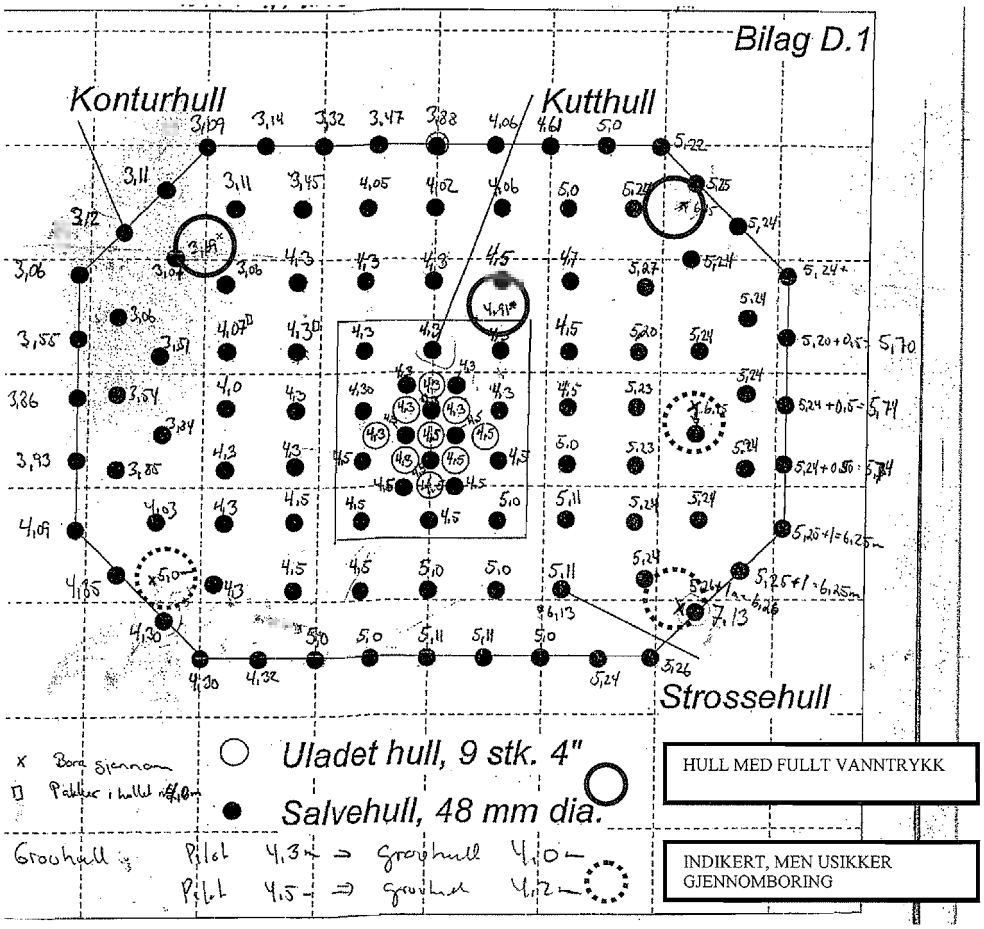
Det ble boret 5 stk injeksjonsskjermer i området pel 1397 – utslagssalve. Borhullslengden varierte fra 6 – 12 m. Før gjennomslagssalven hadde vi en sikker gjennomboring over tunnelen (pel 1405). Denne ble plugget og injisert.

Ved pel 1414,5 ble det foretatt en mer omfattende sonderboring for å sjekke fjelloverdekningen. Det ble boret hull med lengde 4 – 6 m med varierende orientering foran stuffen. Det ble også boret hull på skrå nedover for å avdekke eventuelle overheng. Ingen av hullene ble boret gjennom. Basert på disse boringene ble det besluttet å ta to mindre salver med salvelengde 2 m. Tunneltverrsnittet ble endret slik at høyden ble redusert og tilpasset formen på utslagssalven. Etter at disse salvene var skutt, var vi av den oppfatning at det stod igjen ca. 5 m fjell før vi var ute i åpent hav. Dette var basert på opptegninger av lengdeprofil og stuffplassering.



Figur 2 Plan for sonderboring og trasé ut mot gjennomslagspunkt. Revidert

I forbindelse med boring av gjennomslagssalve var det planlagt å bore 6 sonderhull for å kontrollere avstanden fra stuff til fjelloverflaten. Gjennomboringen skulle også danne grunnlag for å bestemme lengde på salvehullene i gjennomslagssalven, se figur 3.



Figur 3. Boreplan med hull-lengder for gjennomslagssalve

Hullene ble plassert i øvre del av stuffen i høyre side, midt på og i venstre side. Det var en viss motstand mot å bore gjennom med tanke på problemer med tetting av lekkasjer.

Første hull ble boret i venstre side i øvre del av stuffen. Her ble det etter 3,69 m boring påtruffet vann med høyt trykk. Etter prosedyren skal borestrengen føres minimum 1 m ut etter at "gjennomboring" er registrert. Boreriggen ble benyttet for å føre stav med pakker inn i hullet. Pakkeren ble imidlertid vanskelig å få inn i hullet på grunn av vanntrykket (vanskelig å sentrere /treffe hullet, pakker ble presset ut av hullet, en pakker vrengte seg). For å sikre hullet, ble det satt inn to pakkere. Neste hull ble boret i høyre øvre halvdel. Her ble det behov for skjøtestenger for å bore gjennom. Gjennomboring ble indikert på 6,15 m. Hull 3 ble boret midt i stuffen, rett over kutten. Her ble gjennomboring indikert på 4,91 m ved at store vannmengder ble påtruffet. Det ble boret 3 hull til i nedre del av stuffen. I venstre side ble det indikert "gjennomboring" på 5 m, og i to hull i høyre side ble gjennomboring indikert på 6,15 m og 7,13 m. Detaljene rundt de tre siste hullene i nedre halvdel er litt uklare. Sannsynligvis ble "gjennomboring" registrert som hul lyd i borestrengen og økende vannsig,

ikke fysisk gjennomboring. Den hule lyden var karakteristisk og velkjent fra gjennomboring i øvre halvdel av stuffen, samt fra gjennomboringene gjort i utløpstunnelen.

Gjennomboringene som var utført, stemte svært godt med profilene som var tegnet opp med hensyn på avstand mellom stuff og sjø. Det var derfor ikke grunnlag for ikke å stole på sonderboringene.

Basert på disse boringene ble det satt opp en plan for boring av gjennomslagssalven. Alle hullene i salven ble planlagt boret 0,5 – 0,8 m kortere enn indikert gjennomboring. Sonderboringene, samt profilene og bunnkotene indikerte at lengden på gjennomslagssalven ville variere fra 3- 4 m i venstre halvdel til 6 – 7 m i høyre halvdel. Det ble konferert med Dyno og andre sprengningstekniske eksperter vedrørende den skjeve stuffen. Differansen i borhullslengde ble ansett som uproblematisk for å sikre gjennomslag.

Sonderhullene ble fylt med mørtel før boring av salvehullene. Det ble ikke oppnådd trykk på noen av hullene (hullfylling).

Boring av salven gikk greitt uten at større vannlekkasjer ble påtruffet. Det ble imidlertid registrert jevnt vannsig fra de fleste hull i øvre halvdel av salven. Totalt ble det boret 109 stk Ø48 mm salvehull og 9 stk Ø102 mm grovhull. Boreplanen var utarbeidet av Dyno. Spesifikk ladningsmengde var beregnet til 4,4 kg/m^3.

Salven ble startet ladet 25.10.05. Lading ble utført av stufflaget under overvåkning av representant fra Dyno og egne formenn/ingeniører. Det ble benyttet Dynomitt 35x380 mm i kutt/stross og Dynomitt 30x380 mm i kontur. Ladningene ble klargjort i plastrør på stuff, og ført på plass i hullene. Salven ble initiert med Nonelslange som ble ført fra stuff og opp i sjakt til sikker plassering for skytebas oppe på bakken.

Salven ble avfyrt 26.10.05 kl 12.00 og det ble raskt konstatert at denne var mislykket.

3 HVA GIKK GALT MED GJENNOMSLAGSSALVEN ?

Umiddelbart etter at det ble konstatert at salven ikke hadde slått gjennom, ble det satt i verk tiltak for å finn ut hva som hadde gått galt.

ROV ble rekvirert for å foreta registreringer utenfor påhuggsområdet. Disse bildene viste at det ikke var hull ut i sjøen. Det kunne registreres riss og løse blokker som ble tolket som ferske, dvs at fjellet hadde beveget seg. Videre ble det avdekket en "grotte" på ca 2,5 m x 1 m x 2,5 m (lxhxd) i stuffområdet. Grotten hadde mindre blokker på en hylle. Dette var en ny og uventet opplysning. Berget i området ellers så kompetent og inntakt ut.

Det ble ved disse undersøkelsene ikke avdekket sonderhull ut i dagen.

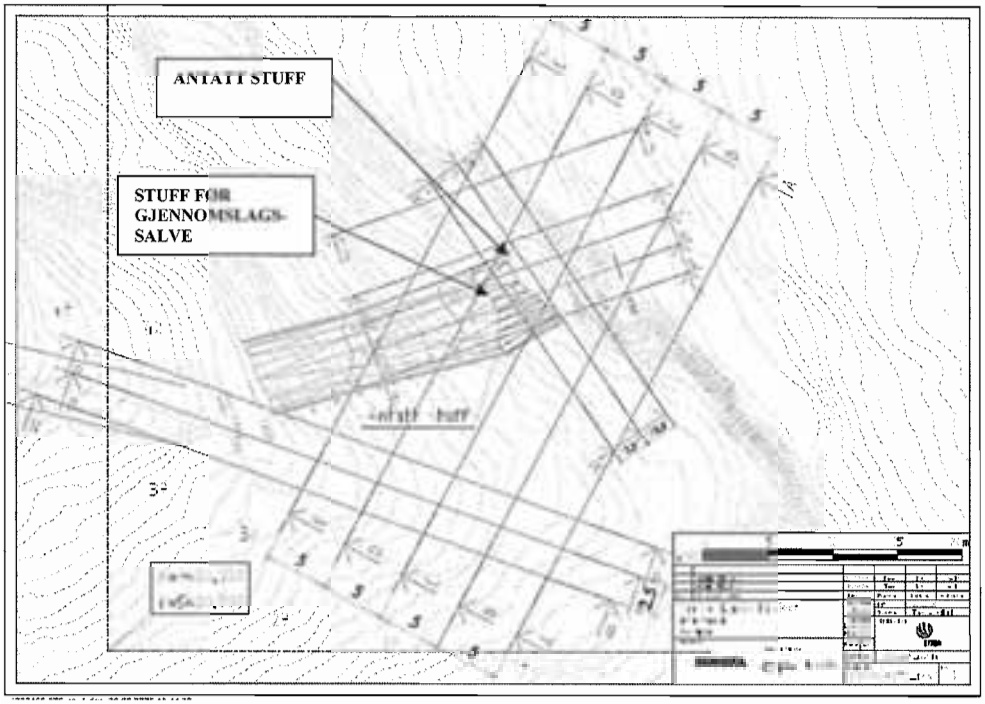
I etterkant og i forbindelse med siste boring av gjennomslagssalven, ble det konstatert at grottene lå under sålen på tunnelen og således ikke påvirket første gjennomslagssalve.

Neste spørsmål som måtte besvares var om salven hadde gått skikkelig. Skanska vurderte det som utrygt å gå inn på stuff, så tunnelen ble stengt for all ferdsel umiddelbart etter skyting av "gjennomslagssalven". Flere alternative løsninger for å inspisere stuffen ble vurdert. Blant alternativene som kom ganske langt i planleggingen var å senke en ROV ned i brannvanns-sjakten med diameter 1060 mm. Dette ble ikke gjennomført. I stedet ble det besluttet å fylle hele tunnelen med vann og kjøre en ROV inn fra tunnelmunningen og frem til stuff. Dette ble ansett som en sikrere metode med hensyn til gjennomførbarhet. Fylling av tunnelen med vann ble gjort også med hensyn på kontraktsmessige forhold. Andre entreprenører skulle starte arbeid i tilstøtende områder og var avhengig av å kunne arbeide trygt. Så lenge tunnelen ikke var vannfylt, kunne et plutselig kollaps medføre oversvømming av områder der folk skulle arbeide. Dette ble selvsagt ikke akseptert.

Under oppfyllingen ble det kjørt en mer omfattende ROV-undersøkelse for eventuelt å finne sonderboringshull i utslagsområdet. Dette utstyret hadde posisjoneringsmuligheter, og området rundt utslagspunktet ble saumfart. Det ble på denne undersøkelsen funnet et sonderhull. Ingen andre hull ble funnet. Det ble foretatt innmåling av fjelloverflaten for å sammenligne disse data med eksisterende bunnkotekart. Det ble registrert små avvik i områder med hellende fjelloverflate. I det steile partiet i front av gjennomslagsområdet ble det imidlertid registrert avvik på ca. 1 m langs definerte profil.

ROV undersøkelsen inne i tunnelen gikk greitt. Ca 1 300 m med kabel ble rullet ut før stuffen og salven kunne filmes. Det ble tatt sonarbilder slik at lengden på salven som var skutt kunne bestemmes. Målinger av røys og lengde på salve indikerte at salven hadde gått som planlagt. Røysa lå hovedsakelig i venstre side fra stuff og 20 m bakover(siktretning mot stuff). I høyre side lå det mindre masse ca 15 m bakover fra stuff.

Basert på disse observasjonene og oppmålingene som ble gjort i dette stadiet, ble det konkludert med at det sannsynligvis stod igjen mellom 1,5 – 3 m berg før gjennomslag, se figur 4.



Figur 4. Innmålt stuff før skyting av gjennomslagssalve (grønn farge). Antatt stuff etter "gjennomslagssalve" (lilla farge)

3. VALG AV METODE FOR Å SIKRE GJENNOMSLAG

Situasjonen vi var kommet opp i var ny og ukjent. Det ble foretatt vurdering av flere metoder for å sikre gjennomslag:

- **Bruk av påleggsladninger.**
  Vurdert som usikker, siden tykkelsen på gjenstående bergplugg ikke var godt nok kjent
- **Boring gjennom foringsrør med tungt borutstyr montert på flåte**
  Metoden var lenge aktuell. Prosjektering og bestilling av utstyr var godt i gang. Metoden ble imidlertid forlatt etter en nærmere gjennomførbarhetsanalyse.
- **Boring med landbasert borutstyr påmontert bæremaskin som står på bunnen**
  Denne metoden ble utredet helt ut, og var også den metoden som ble valgt.
- **Dykkere**. Vurdert som lite aktuelt på grunn av dypet og de begrensninger dette gav.
- Bruk av **demoleringskule**.
- **Wiresaging**
- **Frysing**

Som en **plan B** ble det utredet en metode som innebar plugging av eksisterende tunnel fra land og driving av ny tunnel forbi pluggen ved bruk av eksisterende tunnel. Dersom valgt metode ikke ble vellykket, skulle det mobiliseres for plan B.

Organisasjonen som jobbet med de aktuelle løsninger bestod av dyktige ressurspersoner intern i Skanska, men det ble også trukket inn dyktige eksterne fagfolk. Det ble lagt stor vekt på at vi skulle lykkes med å få gjennomslag, og dette gjennomsyret hele prosessen med å finne en egnet løsning.

Metodene med boring fra flåte med senkehammer og styrerør, samt metoden med borutstyr påmontert bæremaskin utkrystalliserte seg tidlig som aktuelle metoder. Det ble iverksatt en omfattende utredning og prosjektering av begge metodene parallelt. Dette pågikk fra november til februar 2006. I et internt møte i februar ble imidlertid metoden med boring fra flåte forlatt på grunn av stor usikkerhet til gjennomførbarhet. I prinsippet satt vi da igjen med en realistisk metode som innebar boring med utstyr som stod på bunnen og ble fjernstyrt fra flåte.

Hydro og Skanska hadde sterk fokus på en sikker gjennomføring av operasjonen. Det var derfor et omfattende dokumentasjonsprogram som måtte gjennomgås før vi fikk klarsignal til å starte operasjonen. Alle detaljer rundt operasjonen og utstyret som skulle benyttes ble analysert og nøye vurdert.

Det ble diskutert flere forhold rundt luker og sprengning. Dette gjaldt følgende forhold:

- Sprengning med likt vann-nivå på begge sider av lukene.
- Sprengning med ensidig vanntrykk på utsiden av lukene
- Fjerning av luker og fylling av inntaksmagasinet med vann
- Senking av vannstand og etterfølgende oppsving av vannsøyle.

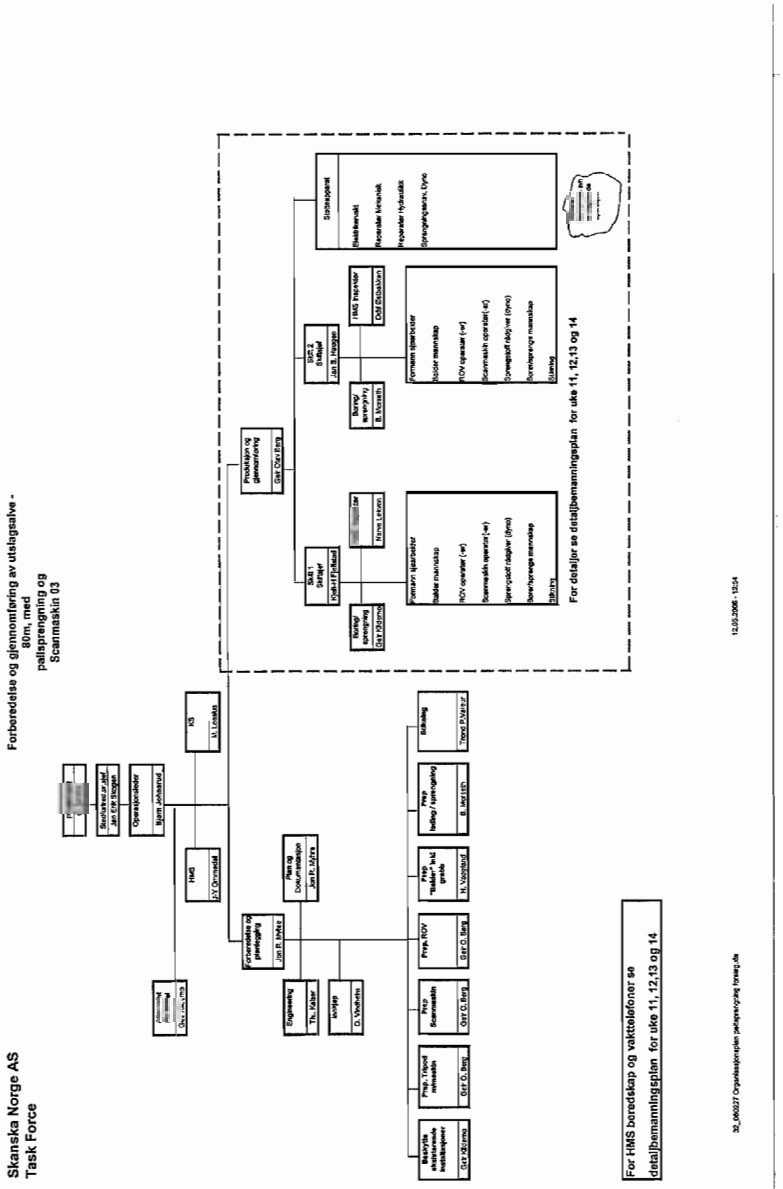
Det ble tidlig klart at sprengning med vanntrykk mot lukene var uaktuelt pga. at sjokkbølgen fra sprengningen ville forplante seg gjennom tunnelen til luken. Siste alternativ med senking av vannstand til et definert nivå ble mest aktuelt. Men også her var det behov for modellering for å sjekke hva lukene tålte av påkjenninger når bølgen av vann kom.

Konklusjonen på dette var ikke klar før helt opp til sprengningstidspunktet. Etter at det var gjort en verifisering av oppsving, ble det besluttet følgende:

- Vannnivået skulle senkes til under lukene (kt. 74, tilsvarende kt. -13 m.u.h)
- Øverste lukeblad skulle fjernes
- For verifisering av modeller skulle det monteres måleutstyr på lukebladene (trykksensorer og akselerometer)

Beregninger viste at ved disse tiltakene ville lukene tåle påkjenningene. Det ble beregnet at ca 400 m^3 vann ville komme over øverste lukeblad og inn i inntaksmagasinet. Konklusjonen etter gjennomslaget var at beregninger gjort i forkant, stemte godt med de faktiske observasjoner.

Nedenfor er gitt Skanskas organisasjonsplan for det aktuelle prosjektet.



Figur 5. Organisasjonsplan

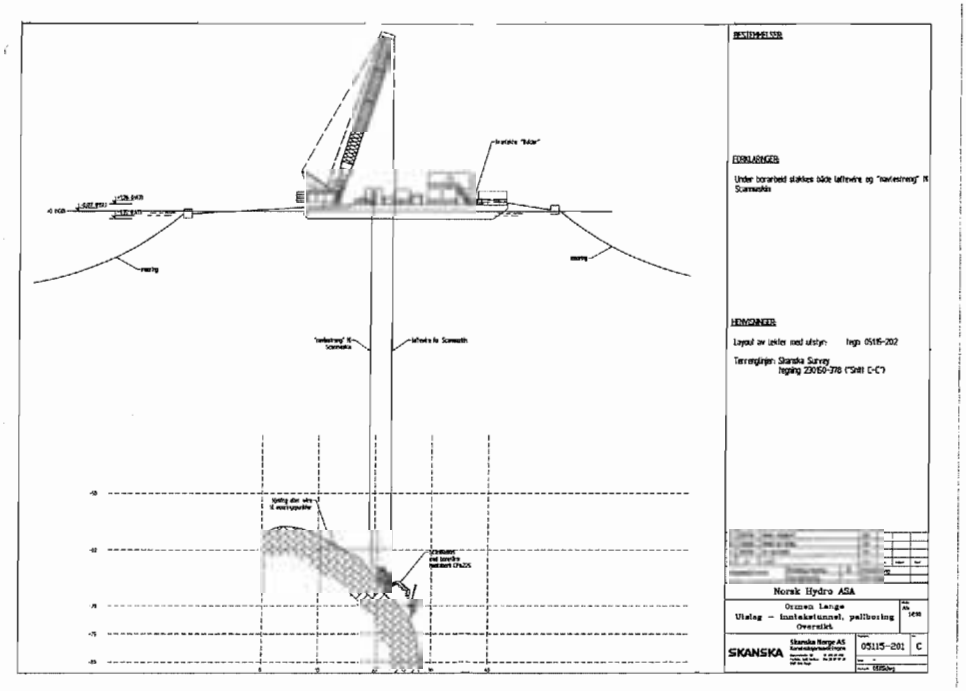
5. BESKRIVELSE AV VALGT BOREMETODE

Metoden som ble valgt for boring av gjennomslagssalven kombinerer flere disipliner som innbyrdes er uavhengige, men som på dette prosjektet måtte fungere sammen. Utviklingen av metoden kan sies å være pionerarbeid.

Skanska Norge engasjerte følgende hovedfirma i utarbeidelse og gjennomføring av valgt metode:

- Dyno Nobel AS — Sprengstoff og ladeplan
- ScanMudring AS — Bæremaskin for boraggregat og utsuging av masser
- Sperre AS — ROV (remote operated vehicle, miniubåt)

Prinsippet for metoden var at en konvensjonell boremaskin skulle monteres på en bæremaskin som stod på bunnen i utslagsområdet, se figur 6. Boreoperasjonen skulle overvåkes fra kamera på bæremaskinen, samt av miniubåt (ROV) som skulle styres fra overflaten. Bæremaskinen skulle løftes på plass fra en boreflåte og styring av boremaskin, bæremaskin og ROV skulle skje koordinert fra samme flåte.



Figur 6 Prinsipp for valgt metode

Etter at salven var ferdig boret, skulle hullene lades fra overflaten med individuelt tilpassede ladninger som skulle ledes på plass av ROV-en. Avfyring av salven skulle skje fra egen ladefláte. Før skyting av salven måtte vannstanden inne i tunnelen senkes til under nederste lukeblad på inntaksmagasinet. I forkant var det foretatt prøvepumping med to store pumper (kapasitet 4 – 5 m^3/min) for å kontrollere at nedpumping var mulig.

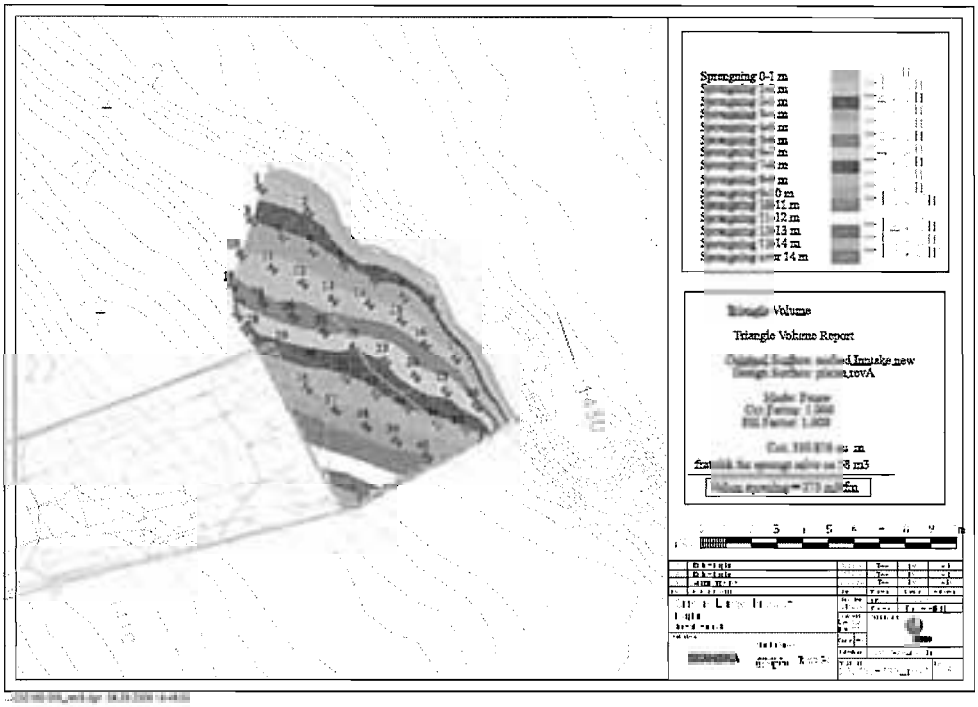
Pumpene var i drift under hele boreoperasjonen for å holde vannstanden på et definert nivå ca. 5 m under middelvannstand. Det var foretatt beregninger som viste at på dette nivået ville det ikke skvulpe over lukene dersom det skjedde et plutselig kollaps ved gjennomslagspunktet. Arbeidet inne i inntaksmagasinet kunne derfor gå uhindret under hele boreoperasjonen.

Etter at salven var skutt, måtte det foretas inspeksjon av åpningen og opprensking av sprengstein fra siste salve. Dette var tenkt utført ved hjelp av vannsuging, grabbing eller graving.

Basert på tilgjengelige måledata av havbunnen var det laget en modell av havbunnen i utslagsområdet i målestokk 1:100, se figur 7. Denne var til stor hjelp når bore-og ladeplan skulle utarbeides.

Figur 7 Modell av ustlagsområdet i målestokk 1:100

Basert på eksisterende sjøkotekart, innmålinger av stuff før skyting av "gjennomslagssalve", borlengder av salvehull på gjennomslagssalven, samt mer "nøyaktige" dybdemålinger ble det utarbeidet en bore- og ladeplan, se figur 8.



Figur 8. Bore og ladeplan for utlagssalve

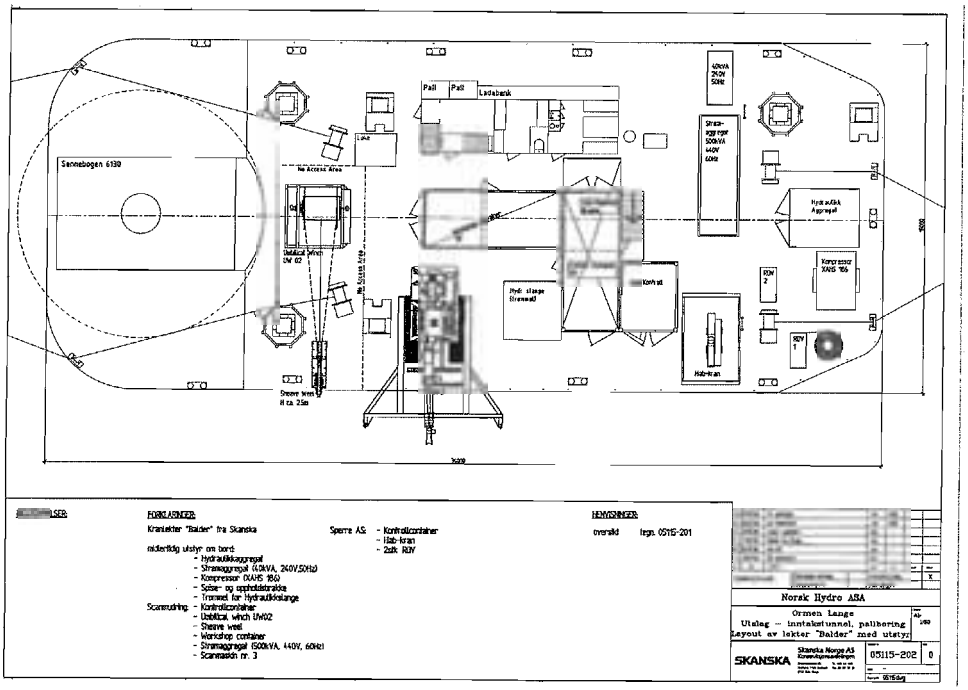
Alle hullene skulle bores med 4" krone og med bormønster 1,3x1,3 m som utgangspunkt. Det ble satt opp en egen tabell med hullengder for de enkelte borhullene. Dette ble gjort med tanke på gjennomboring til tunnel.

Som det fremgår av boreplanen, ble det lagt opp til å bore og skyte et større parti en selve tunnelåpningen i gjennomslagsområdet. Dette ble planlagt med tanke på at gravemaskinen skulle ha et parti å lande på etter at salven var skutt.

Følgende utstyrspakke ble benyttet:

Boreflåte:

"Balder" ble benyttet som boreflåte og ble valgt med bakgrunn i krankapasitet og størrelse. Det ble foretatt omrigging av denne med ekstra brakker, aggregat og utstyr tilpasset operasjonen (Scanmaskin, ROV), se figur 9.



Figur 9 Riggplan for "Balder"

Bæremaskin for boraggregat:

Bæremaskinen fra Scanmudring AS har betegnelsen SM03. Maskinen er bygt opp rundt et chassis av en ordinær gravemaskin. Maskinen uten boreutstyr veier i friluft ca. 13 t og er konstruert for å kunne arbeide ned på dyp til 1 000 m, se figur 10. Maskinen er i utgangspunktet bygd for graving og suging på havbunnen, men ble i dette prosjektet ombygd for å kunne bære boraggregatet. For å kunne arbeide på skrånende terreng med fall 45 – 60^0 uten å tippe fremover, måtte det påsveises stive støtteben i forkant av maskinen, se figur 11.

Figur 10 Bæremaskin for boreaggregat, SM03.

Scanmaskin skulle også benyttes for å suge/grave ut masser som lå igjen etter siste salve etter at gjennomslagssalven var skutt. Scanmudring AS hadde eget mannskap som kjørte denne maskinen.

Figur 11 Nedsenking av SM03 med boreaggregat

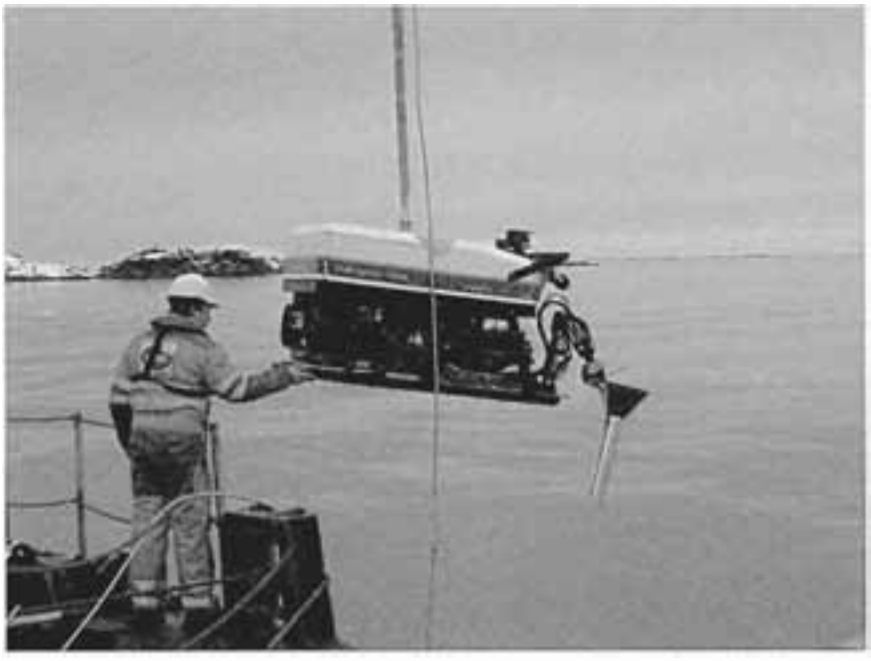
Bormaskin:

Det ble benyttet standard boremaskin av typen Motabert HC 40. Det ble foretatt full gjennomgang av utstyret, og kritiske pakninger og punkter der det ikke var ønskelig å få inn vann, ble smurt opp og tettet. I tilfelle en maskin skulle havarere var det satt opp en maskin i reserve. Hydraulikkslanger ble forlenget og ført opp på dekk til flåten. Disse ble holdt flytende i sjøen ved hjelp av flytere.

Det ble valgt å bore med 4" stiftkrone og en skjøtestang. Maksimal bordybde for utrustningen ble derfor ca 7,4 m.

ROV (remote operated vehicle):

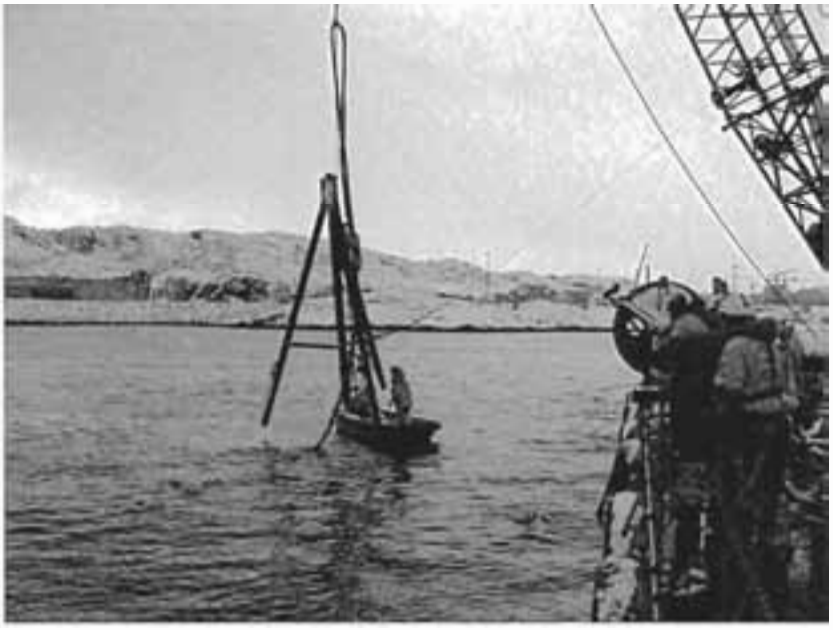
Sperre AS stilte med en ROV og mannskap for å kjøre denne. ROV-en var helt sentral i operasjonen for å kunne overvåke arbeidet. Den måtte være i aktivitet stort sett under alle operasjoner som foregikk under vann. Faren for å vikle seg inn i kabler, ankerkjetting og senere ladeslanger, var stor. Utstyret som ble benyttet var en Subfighter 7500 påmontert sonar, se figur 12. ROV-en ble ved sidan av å "se", også benyttet til å flytte stropp på sikringsbolt, montering av trakter for senere ladeoperasjon og under ladeoperasjonen til å lede ladningene på plass



Figur 12 ROV Subfighter 7500

Tripod:

På grunn av fall på fjelloverflaten fra 45 – 70° utenfor påhuggsområdet, var det umulig å få Scanmaskinen med borutrustning til å stå stabilt på bunnen under boring. Flere alternativer ble vurdert. En løsning med å etablere festebolter på ryggen ovenfor utslagspunktett ble ansett som den mest optimale. For å bore ned hull for festeboltene, ble det konstruert en tri-pod påmontert en borhammer tatt fra en Commando 300 rigg, se figur 13. Tri-poden hadde ben som kunne justeres til fallet på fjellet. To lokaliseringspunkt ble identifisert slik at stropper fra disse og ned til Scanmaskinen dekket utslagsområdet. Utstyret ble utprøvd i friluft før det ble benyttet på ca - 40 m dyp. Boringen gikk greitt på -40 – til - 62 m og boltene ble installert som planlagt (bolter med diameter Ø 60 mm)



Figur 13 Tri-pod under nedsenking

Posisjoneringssystem:

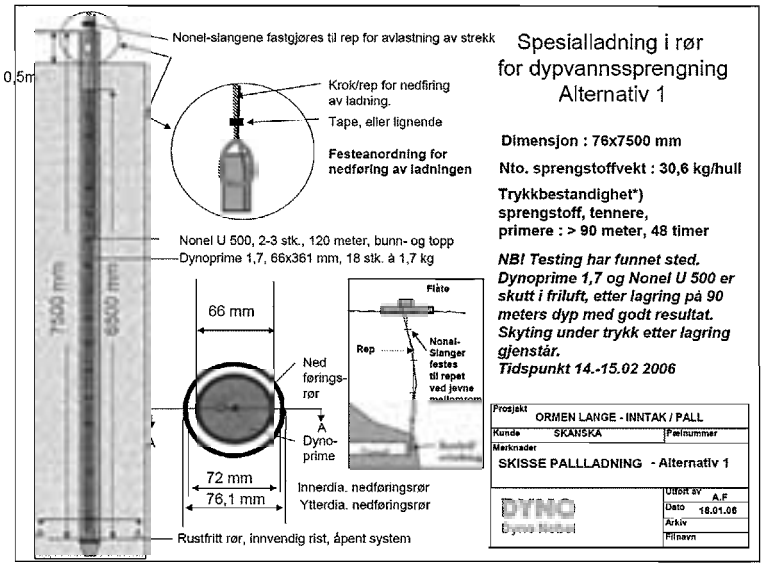
Det var knyttet en viss usikkerhet til det bathymetriske kartet som forelå. Det ble derfor i forkant av operasjonen foretatt en detaljkartlegging av utslagsområdet med multistråle-ekkolodd. I tillegg ble det satt ned "fastpunkt" i området rundt utslagspunktet slik plassering av borepunkt og posisjonering ble mest mulig nøyaktig. I fastpunktene ble det plassert transpondere som sendte signal til ROV-en. Til dette ble det benyttet et system med forkortelsen GAPS (global acustic positioning system). Dette systemet fungerte i perioder, men viste seg å være ustabilt eller å ha for dårlig nøyaktighet. En mer tradisjonell metode med GPS, lodding og bruk av målebånd ut fra kjente punkter ble derfor i stor grad benyttet under boreoperasjonen for ansett av borehull.

Figur 14 GAPS under montering

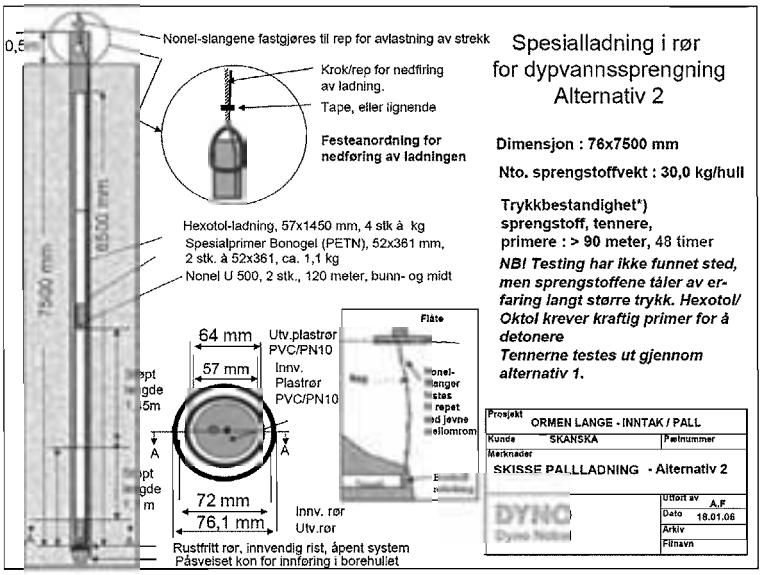
Sprengstoff:

Det finnes i dag ikke sivile sprengstoff eller tennere som er godkjent for bruk ned til – 80 m. Det kan spesiallages sprengstoff som tåler aktuelle trykk ved Dynos fabrikker på Gullaug. Det ble imidlertid valgt å teste ut standard sprengstoff tilpasset 4" borhull før det ble iverksatt spesialfabrikkering. Valget falt på Dynoprime 1,7. Sprengstoffet med tennere ble senket ned på 90 m og lagret i 24 timer, 48 timer og 96 timer før detonasjon. Det viste seg at tennerne kunne være et svakt punkt. Det ble satt fokus på dette, og etter at det vart gjort tiltak under fremstilling, ble også dette problemet løst. Men for å være på den sikre siden, ble det lagt opp til å benytte 2 – 3 tennere pr hull avhengig av hull-lengden. Tennerne var utstyrt med 120 m lange nonelledninger.

I figur 15 og 16 er vist prinsipptegninger for utførelse av hull-ladningene. I figur 15 er vist ladning med Dynoprime, mens i figur 16 er vist ladning med Hexotol-sprengstoff.



Figur 15 Laderør med Dynoprime 1,7



Figur 16 Laderør med Hexotol

6. GJENNOMFØRING AV BORE- OG LADEOPERASJONEN

6.1 Forberedelser

Etter at all nødvendig dokumentasjon for gjennomførbarheten for metoden var gjennomgått og godkjent av Hydro, ble det iverksatt mobilisering av utstyr på Aukra i uke 11. I forkant av mobiliseringa var det foretatt tørrtester av utstyret separat (tripod, boraggregat på bæremaskin).

For å få gjennomført arbeidet var det nødvendig med relativt stabile og rolige værforhold. Under operasjonen var det kaldt, stabilt vær med liten sjøgang, noe vi var helt avhengig av. Normalt er mars/april rolige vær-måneder på nordvestlandet.

Første uken gikk med på å sette sammen utstyret og rigge ferdig på Balder. Alt nødvendig materiell ble ført om bord, eller lagt på lager for eventuell senere bruk. Det ble foretatt en systematisk filming av utslagsområdet og område for plassering av forankringsbolter. Det ble satt ned transponderpunkt (2 stk), se figur 17, for å skaffe god referanse for ansett av borhullene.

Figur 17 Transponderpunkt

Før boringen kunne starte måtte de to forankringsboltene settes. Dette ble gjort med tripoden. Hullene ble boret 2 m dype og boltene montert ved hjelp av ROV. Boltene ble senket ned fra båt og ledet på plass i hullet av ROVen. Den modifiserte boremaskinen fungerte godt på aktuelle dyp (-53 til -62 m.u.h).

Når boltene var montert, ble ScanMudrings (SM03) utstyr tatt om bord og klargjort for boring. Flåten ble lagt i mooringspunkt på sjø og pullerter/festepunkt i land og posisjonert ved hjelp av vinsjer om bord. For å sikre at SM03 ikke skulle gli under boring, ble det benyttet laststropper (kapasitet 20 tonn)fra SM03 og bak på etablerte forankringsbolter. Tilpassede lengder ble benyttet slik at plassering av maskinen kunne justeres ved å flytte på løkker på forankringsbolten. ROV ble benyttet for å hekte av eller på stroppen på bolten. I enkelte tilfeller var det behov for hjelp med tau fra overflaten. Men ved å heve SM03 opp i vannet, kunne ROV stort sett gjøre forlenging og innkorting for egen maskin. Etter en velykket "wet-test", ble maskinen senket ned til utslagspunktet for første ansett. Hydraulikkslanger og kommunikasjonskabel (umbilical) ble påmontert flytere slik at de stod rett opp i sjøen. Når utstyret var på dekk, lå slanger og fløt på overflaten.

6.2 Boring

Boringen startet lengst fremme og det ble forsøkt å gå linje for linje bakover. Det viste seg fort at terrenget var brattere og mer kupert en kart og modell indikerte. Maskinen hang mer eller mindre i stroppen under hele boreoperasjonen. Til tross for til dels vanskelige ansett-forhold, klarte operatørene å bore hullene stort sett der de var planlagt, se figur 18. Hullene var planlagt boret i lodd eller med svakt kast fremover. De fleste hullene ble imidlertid boret i lodd eller med svakt fall bakover (8 – 10°).

Figur 18 Boring av salvehull

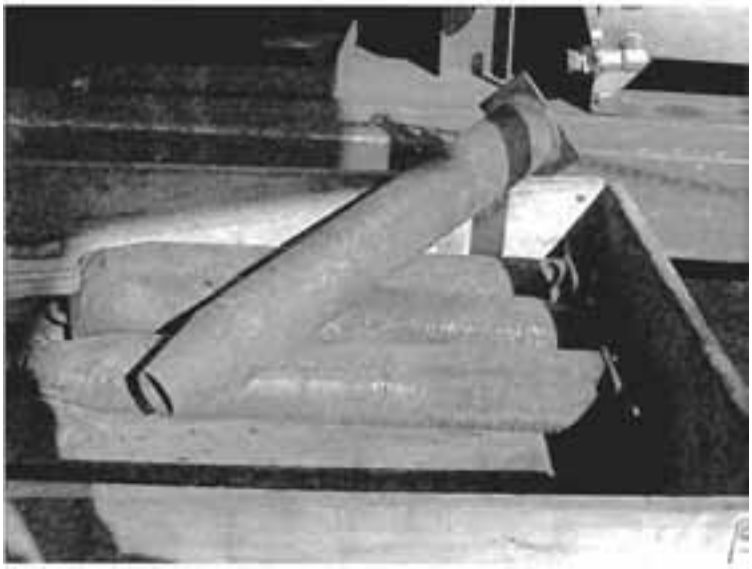
Etter hvert som hull var ferdig boret, ble det satt ned trakter i hullene, se figur 19. Disse skulle hindre at det kom borkaks eller stein ned i hullene, og skulle lette planlegging og gjenfinning av hull. Traktene ble nummerert fortløpende med stigende tall. Traktene var til meget stor hjelp under boringen for å kunne orientere seg. På grunn av det bratte terrenget ble det mange flytt på maskinen. I beste tilfeller kunne det bores opp til tre hull pr flytt, men i de fleste tilfeller ble det bare ett og to hull pr flytt.

Figur 19 Trakter for markering av borehull

Det ble ført nøyaktig logg på borlengder for hvert enkelt hull for å kunne benytte dette til klargjøring av ladninger.

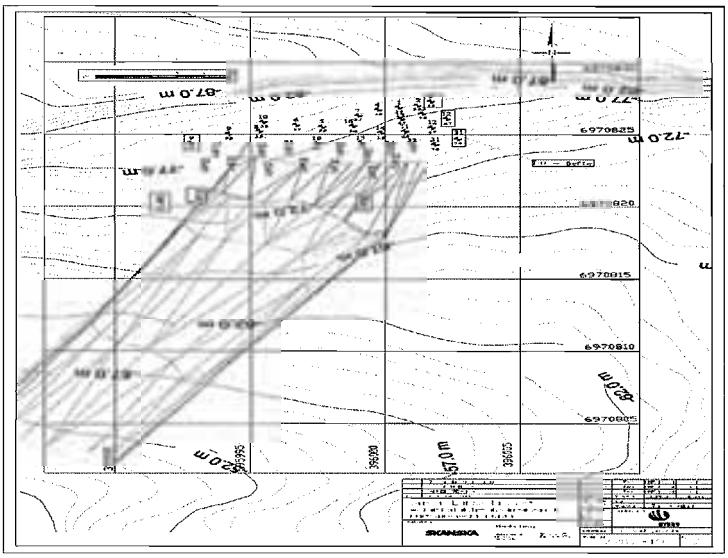
ROV-operatøren var svært sentral i operasjonen. Han måtte sjekke ansettpunkt, ansett, plassering av maskin, overvåke boring og flytting av maskin, samt oppheising og nedheising av maskin.

Etter hvert som boringen gikk fremover, ble det registrert flere gjennomboringer til tunnelen innenfor (4 stk). Gjennomboringene ble delvis gjort bevist for å kartlegge plassering av tunnelen, delvis var det ikke planlagt gjennomboring. Hull hvor det ble boret gjennom, ble plugget med stålkoner for å redusere innlekkasje til tunnelen, se figur 20. Minste borlengde i ved gjennomboring var ca. 1 m (i heng av tunnelen).



Figur 20 Stålkoner for plugging av borhull som ble boret gjennom

Basert på den nye informasjonen som etter hvert fremkom, ble det foretatt en revisjon av boreplanen. Det ble besluttet å ikke gå så langt ut til venstre som planlagt, se figur 21. Gjennomboringene tydet på at stuffen på tunnelen lå ganske nær frem til gjennomslagspunktet. Ved å bore lenger bak i taket på tunnelen, ville det være mulig å lande SM03 inne i tunnelen i stedet. Dette gav også en reduksjon i antall hull som ble boret.

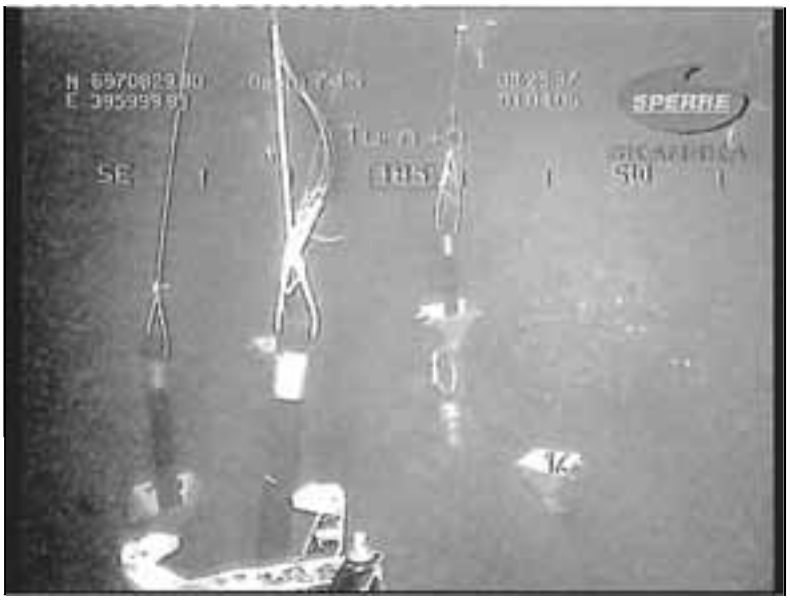


Figur 21 Plan for ferdig boret utslagssalve

I løpet av perioden 24.03 – 30.03 ble det boret totalt 39 hull med lengde fra 1,2 m til 7,6 m. Totalt antall bormeter ble 127,6 m.

6.3 Lading

Før lading startet, ble alle hull som skulle lades logget og sugd for eventuelt borkaks eller krabber. For hvert hull ble det klargjort ladninger i Ø76 mm PEH-plastrør med lengder tilpasset lengde på borhullene. Rørene var påsveiset en spiss i endene for lettere entring i trakt/borhull. Ladningene ble klargjort på dekk på Balder i en karakteristisk samlebåndoperasjon. Ladningene ble firt ned ved hjelp av ø6 mm flytetau til en definert dybde. På dette dypet lå ROVen og ventet for å føre ladningene inn til hullet. Ladingen startet lengst bak på salven. Dette for å unngå at ROV viklet seg inn i ladeslanger. Med 2 – 3 slanger fra hvert hull ble det en ganske krevende operasjon etter hvert, se figur 22



Figur 22 Lading av borehull

Når en ladning var plassert i hullet, ble nonelslangene ført bak på en ladeflåte og festet på nummererte pinner tilsvarende hull ned på bunnen, se figur 23.

Figur 23 Ladeflåte

Med få unntak gikk ladningen av hullene greitt. Ladningen startet på kvelden 31.03 (kl. 20.10) og siste hull ferdig ladet 01.04 (kl. 12.02). Det var da ladet 32 stk hull med samlet

ladningsmengde på 493 kg. Salven ble skutt kl 19.00 lørdag 01.04 .06. Denne gangen kom vannet som forventet.

Bakgrunnen for ikke å skyte umiddelbart etter at ladningen var avsluttet hadde sammenheng med beregninger som var utført i forkant av skytingen. Disse beregningene viste at salven burde skytes på lavvann for å redusere belastningen på lukene mest mulig.

Etter at salven var skutt, gikk det ca 60 sekunder før vi hørte at vannet begynte å stige i inntaksmagasinet. Vannet steg jevnt til det rant over luken etter ca 3 minutt. Det virket som om vannet kom i to pulser, først en rolig, så en kraftigere puls. Vannet strømmet over lukene i ca. 1 minutt før det trakk seg rolig tilbake. Etter ca 8 minutt hadde vannsøylen roet seg helt.

6.4 Etterarbeid

Etter at salven var skutt, og vannet hadde klarnet, ble det foretatt en ROV undersøkelse av utslagsområdet. Inspeksjonen viste at sprengningen hadde vært vellykket. Den viste at mellom 1 – 2 m av bergmassivet stod igjen før første gjennomslagssalven hadde slått gjennom. Spesielt liten fjelloverdekning var det i venstre henghalvdel sett med stigende pelnummer. Marginene hadde opplagt ikke vært på vår side.

Det lå lite storstein på gamlerøysa og mye av den gamle røysa var sprengt bort. Det var imidlertid behov for litt opprensking for å få tilstrekkelig åpning (20 m^2 over en lengde på ca. 5 m). Balder ble derfor på nytt rigget om for å ta om bord grabb og SM03 med sugeutstyr. Det ble utført noe grabbing og SM03 benyttet skjær på maskinen og sugeutstyr for å fjerne noe masse i selve tunnelmunningen.

Etter at dette arbeidet var avsluttet og det var foretatt en ROV scanning med sonar av inngangspartiet, ble arbeidet ansett som avsluttett. Utstyret ble tatt til kai og demobilisert.

Operasjonen i felt ble utført i perioden fra 13.03 – 04.04 06. Dette var godt innenfor det totale tidsskjemaet som var satt av. Planlegging av operasjonen hadde imidlertid pågått siden 26.10.05.

7. AVSLUTNING

Årsaken til at vi kom i en slik situasjon at vi måtte til med ekstraordinære tiltak for å få gjennomslag er flere.

Den helt opplagte årsaken er at salvehullene i gjennomslagssalven ikke var boret langt nok i kritiske områder. Kutten hadde ikke klart å slå gjennom ut i sjøen og skapt den nødvendige åpningen for at resten av salven skulle bryte som planlagt. Dette hadde igjen sammenheng med at antall sikre gjennomboringer til sjø hadde vært for få til å kunne danne seg et sikkert bilde av fjelloverflaten utenfor. Manglende gjennomboring hadde både en praktisk og en psykologisk årsak. Med 8 bars trykk er det vanskelig å få pakker inn i borhullet. De som var på stuff visste at dersom boringen medførte lekkasjer som ikke lot seg tette, var dette alvorlig.

Dette medførte naturlig nok at stuff-folket vegret seg mot å foreta for mange gjennomboringer.

På bakgrunn av de data vi hadde fra ROV-undersøkelsen, snitt-tegninger og gjennomboringslengder som var sammenfallende med snitt-tegninger, mente vi at vi hadde et godt nok bilde av bunntopografien. Erfaringer i ettertid viser at nøyaktigheten på kartgrunnlag er avgjørende. I bratt terreng og på store dyp er det vanskelig å få frem gode dybdekart, noe som krever mer aktpågivenhet.

En annen årsak til at vi ikke lykkes med gjenomslaget kan være bergkvaliteten. Berget i området er en hard, mørk og massiv amfibolittisk gneis med steiltstående foliasjon (60 – 80°) som krysser svakt skrått på tunnelaksen. ROV observasjoner i etterkant viste at berget hadde ferske sprekker/riss etter sprengningen, noe som kan tyde på at bergmassen har vært på vei ut. Trykket utenfra hadde imidlertid vært for stort til at massen ble blåst ut og fikk den nødvendige åpning. En situasjon med en slags lokk-virkning hadde dermed oppstått. I og med at tunnelen er horisontal, hadde vi heller ikke fått hjelp av tyngdekraften under sprengningen. I et tilfelle der utslaget hadde vært med oppadrettet hadde kanskje resultatet vært annerledes.

Basert på ROV-observasjoner gjort etter det vellykkede gjennomslaget 01.04.06, samt observasjoner under boring av gjennomslagssalven, fremgår det at vi ikke hadde hatt marginene på vår side.

Når vi så stod i den aktuelle situasjonen med et mislykket gjennomslag, var gode råd dyre. Det har imidlertid vært imponerende å se hvilken kreativitet og entusiasme som finnes i anleggsmiljøet for å finne løsninger på komplekse problem. Samarbeid mellom forskjellige fagdisipliner har gjort en fiasko til en suksess. Utviklingen av metoden har vært pionerarbeid, og Skanska har vist at det er mulig å få til.

8. HMS

Det var sterkt fokus på HMS under hele operasjonen. Det ble kjørt sikker jobb analyser på de fleste arbeidsoperasjoner, prosedyrer ble utarbeidet og tool-box møter ble gjennomført med jevne mellomrom. Arbeidsoperasjonen var intens når den pågikk, men det ble ikke registrert skader eller uhell som medførte skader på personell eller utstyr under aktiviteten. Det ble registrert et tilfelle der en av flyterne løsnet under et hiv, men dette var stort sett alt. Dette viser at dersom det er fokus på arbeidsoperasjoner, er sannsynligheten for at det skjer uønskede hendelser mindre.

9. ØKONOMI

En slik operasjon med stort antall personer, fagdisipliner og utstyr involvert, har en prislapp. Total kostnad for aktuelle operasjon ble 18 – 20 mill kroner. Det er derfor ikke en løsning som umiddelbart blir valgt ved gjennomslag, selv om den sikkerhetsmessig kan anses som trygg. Metoden har i alle fall vist seg mulig å gjennomføre.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

HVA KREVES OG HVA BØR VÆRE MED I EN GEOLOGISK ANBUDSBESKRIVELSE?

What is required and what should be included in the geological description in a tender document?

Sivilingeniørene Arild Palmstrøm og Leif-Rune Gausereide, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Den geologiske anbudsbeskrivelsen skal gi entreprenøren tilstrekkelig grunnlag for å kunne inngi riktige priser på de ulike arbeidene som inngår i et fjellanbud. Mange er ikke klar over at det faktisk foreligger krav til hva som skal være med i en geologisk anbudsbeskrivelse. De er heller ikke klar over at det kan være like ille å ikke gi opplysninger om geologiske forhold som det å gjøre feiltolkning av grunnforholdene.

For at den geologiske beskrivelsen skal være tilstrekkelig, må det med langt mer informasjon om grunnforholdene enn det som ofte gis i dag.

Med uklare eller mangelfulle geologiske anbudsbeskrivelser vil entreprenøren ofte foreta taktisk prising som kan føre til ulike uønskede resultater, i verste fall til tvistesaker. Dette er ikke slik det bør være i tunnel-landet Norge.

SUMMARY

The geological description included in tender documents shall give the contractor sufficient information to work out correct prices for the different types of works to be performed in an excavation in rock. Few people know that there are, in fact, requirements to what a geological description shall contain. It is important to point out, that insufficient geological information can be equally unfortunate as wrong interpretation of the geological conditions.

An appropriate geological tender description requires much more information on the ground conditions than what is common today in Norway.

If confusing and/or imperfect geological description is given, the contractor tends to use tactical pricing, which often leads to various undesired results, in the worst cases to lawsuits. This is not how it should be in Norway, internationally know as the tunnel-country.

1 INNLEDNING

Ved utallige norske fjellanlegg har det vært uoverensstemmelser og diskusjoner omkring den beskrevne geologien og de påtrufne grunnforholdene, og i noen tilfelle har dette ført til stevning eller endog omfattende rettssak.

Byggherren opplever ofte slike hendelser som at entreprenøren er ute etter å sko seg / hente ut mer penger, mens entreprenøren prøver å dekke opp feil kalkyle i sitt anbud og/eller ser muligheten for å utnytte en oppstått situasjon.

I de fleste av disse tilfellene er det dokumentasjonen eller beskrivelsen av grunnforholdene i kontrakten striden står om. Hva er det som forårsaker slike uoverensstemmelser, og er det noe som kan gjøres for å minske hyppigheten av uoverensstemmelser og bidra til å gi et grunnlag for mer saklige diskusjoner?

Vi snakker her om anbudsbeskrivelser for enhetspriskontrakter. I tiden fra siste verdenskrig har det vært sendt ut utallige anbud for de mer enn 3000 km tunneler som anslagsvis er drevet, fra korte, enkle anbud i den første tiden til de omfattende anbudene vi bruker i dag. Figur 1 viser en mengdeliste for en fyllingsdam fra 1957 gjort på kun en side.

Selv om det har skjedd en stadig utvikling til mer omfattende anbudsbeskrivelser, er det enkelte forhold som går igjen, blant annet kravet eller forutsetningen om at "entreprenøren skal gjøre seg kjent med de stedlige forholdene". Vi har foretatt en sammenligning mellom det gamle anbudet fra 1957 og dagens anbud:

Anbud (reguleringsdam Flyvatn, 1957):
"Anbyderne må selv gjøre seg kjent med alle forhold på byggeplassen og adkomstveiene som kan tenkes å ha betydning for arbeidet. Feiltagelse eller unnlatelse på dette punkt berettiger ikke entreprenøren til noen innrømmelser."

Anbudsbeskrivelse anno 2003:
"Entreprenøren må gjøre seg kjent med arbeidsstedet og alle forhold som kan få innflytelse på arbeidene og prisene. Feiltagelse eller unnlatelse på dette punkt berettiger ikke entreprenøren verken til ekstra betaling, forandring i kontraktens priser, forlengelse av tidsfrister eller andre innrømmelser."

I alle større anbud for industribygg, broer etc. gis det beskrivelse/dokumentasjon av de byggematerialene som skal benyttes i byggverket og de arbeidene som skal utføres. Hensikten er at byggverket får en forutsatt kvalitet. For byggematerialene angis både mengde, dimensjoner og kvalitet.
Ved et fjellanlegg har imidlertid byggematerialet bergmasse en del spesielle forhold sammenlignet med andre byggematerialer:

REGULERINGSDAM FLYVATN.

Massefortegnelse.

Tilrigging, brakker etc.	r.s.
Provisorisk bro og veier i anleggstiden	r.s.
Samtlige fangdammer og vannulemper, herunder inkludert event. omlöpskanal med provisorisk bjelkestengsel	r.s.
Jordfyllingsdam:	
Fjerning av humus- og steinlag i overflaten	14000 m2
Graving av tetningsgröft	2000 m3
Poröse fyllmasser fra Haugvorpa	13500 m3
Prisforandring i kr/m3 km ved annen transportlengde	
Poröse fyllmasser i tilfelle massene fra tetningsgröften kan brukes. Pris pr. m3	
Tette fyllmasser fra grustak v/Högefoss	28000 m3
Prisforandring i kr/m3 km ved annen transportlengde	
Tette fyllmasser i tilfelle jordmassene fra overlöpsdammen kan brukes. Pris pr. m3.	
Steinkledning vannside inkl. filter	5300 m2
Gresstorv luftside	6000 m2
Alt. 20 cm jord som tilsås, pris pr. m2	
Vegdekke	850 lm
Skrenserekkverk	840 lm
Kulvert med lukesjakt og lukehus	
20 cm fläsprengning under kulvert	140 m2
Fjellrensk	240 m2
Tetningsgröft	15 lm
Forskalling, hvelvet	125 m2
" forövrig	400 "
Betong	160 m3
Armering, kamstål	6 tonn
Faststöpning av lukeföringene	r.s.
Lukehus	r.s.

Figur 1. Mengdelisten i anbudet for dam Flyvatn, 1957

1. For fjellanlegg skal bergmassen både ***bearbeides*** (sprenges (hvori også inngår boring og fragmentering), eventuelt pigging fullprofilbores (TBM) eller freses) samtidig som den også ***utgjør selve byggematerialet*** (i det gjenstående, omgivende berget).

2. For de fleste byggematerialer (tre, stål, betong etc.) er kvaliteten kjent, da byggematerialet er laget og bearbeidet på forhånd. Derved foreligger det kjente spesifikasjoner om styrke dimensjoner etc. som det kan henvises til i anbudet. For bergmasser vil kvaliteten først være kjent når anlegget bygges; altså lenge etter innlevering av anbudet.

3. Sammenlignet med tradisjonelle byggematerialer som stål, betong etc. er egenskapene til bergmasser vesentlig mer komplisert å måle. Enkelte egenskaper lar seg faktisk ikke måle, og det må derfor ofte benyttes observasjoner og erfaringsdata i vurderinger og beregninger.

4. Et fjerde forhold – som i mange tilfelle er det som oftest skaper uoverensstemmelser på anleggene – er de hyppige variasjoner i sammensetning og egenskaper og vanskeligheten (les usikkerheten) i å angi hva slags bergmasser som forekommer, ofte flere hundre meter under overflaten eller under løsmasser eller forvitret dagfjell. Det må derfor utarbeides tolkninger basert på en del ikke målbare antagelser. Det er som oftest unøyaktigheter, feil eller mangler i slike tolkninger som uoverensstemmelsene dreier seg om.

2 HVA SLAGS KRAV STILLES TIL EN GEOLOGISK ANBUDSBESKRIVELSE?

Det er ulike oppfatninger hos byggherrer hva som skal tas med av opplysninger om grunnforholdene i et anbud. Mange mener detaljert geologisk informasjon ofte fører til flere krav og uoverensstemmelser.

Mange er kanskje ikke klar over at det i kontraktsmaterialet som ofte brukes stilles en del krav til en geologisk anbudsbeskrivelse, blant annet i *NS 3450 Prosjektdokumenter for bygg og anlegg. Redigering og innhold av konkurransegrunnlag*. Dessuten vil innarbeidet sedvane eller praksis være retningsgivende for hva en anbudsbeskrivelse bør/skal inneholde. Sedvane er ofte basert på håndbøker og forskrifter, i tillegg til etablerte kvalitetssikringsprosedyrer.

NS 3450 stiller blant annet følgende krav:

> Kap. 4 Krav til prosjektdokumenter; pkt 4.1 Inndeling:
> Prosjektdokumentene skal være ***klare og uttømmende*** slik at de kan legges til grunn for en fullstendig avtale. De skal gi alle *nødvendige opplysninger* om prosjektet for å kunne *forhåndsberegne kostnader og ressurser* for de enkelte delene av prosjektet
>
> Tillegg A Prosjektinformasjon; pkt. A3.7 Spesielle forhold ved byggeplassen:
> Oppdragsgiveren skal orientere om spesielle forhold som har betydning for tilbyders vurdering av oppgaven. Dette omfatter forhold som ikke umiddelbart fremgår av beskrivelsen av arbeidenes art og omfang (A3.1), herunder blant annet
> - spesielle naboforhold;
> - ***grunnforhold;***
> - ledninger i grunnen;
> - tilknytningspunkter og tilknytningsbetingelser for provisoriske ledninger;

- tidligere anvendelse av eller bebyggelse av tomten;
- miljøhensyn;
- antikvariske hensyn;
- forurensninger.

Tillegg D2. Tegninger og supplerende dokumenter til beskrivelse:
Dette er dokumenter som supplerer beskrivelsen. Typiske dokumenter er tegninger, skjemaer, **rapporter** og tabeller. *Disse dokumentene skal være utarbeidet i et omfang og med et detaljeringsnivå som er tilpasset beskrivelsens spesifikasjonsnivå og prosjektets kompleksitet.* Dokumentene skal ha entydige referansebetegnelser og skal være datert.

Statens vegvesen har satt krav til sine anlegg. I Håndbok 021 Tunneler, står det under Kap. 2 pkt. 205.2 Geologisk og geoteknisk rapport som del av anbudsgrunnlag:
"For anbud skal det utarbeides en egen rapport som en del av anbudsgrunnlaget. Rapporten utarbeides på grunnlag av foreliggende undersøkelser. Rapporten utformes spesielt for anbud, i det arbeidsbeskrivelser knyttet til tetting, driving, sikring, komplettering etc. behandles andre steder i anbudsgrunnlaget. Rapporten skal gi entreprenøren et grunnlag for egne vurderinger og tolkninger av geologiske forhold."

Det er allment akseptert og utgangspunkt for alle standardkontrakter at grunnen er byggherrens ansvar og risiko. NS8405 (pkt 19.2) slår fast at byggherren bærer risikoen for at det fysiske arbeidsunderlaget og grunnforhold er slik entreprenøren hadde grunn til å regne med ut fra kontrakt, oppdragets art og omstendighetene for øvrig. For totalentrepriser der entreprenøren også påtar seg hele eller vesentlige deler av både prosjektering og utførelse, er dette undergitt enda klarere regulering i NS3431, pkt 8. Her er det gitt bestemmelser om byggherrens opplysningsplikt, risiko for lokale forhold, besiktigelser, grunnundersøkelser og krav ved uforutsette forhold m.m. Dette suppleres av et generelt krav til lojal opptreden mellom kontraktsparter. Dette kravet kan lede til en plikt om å opplyse om forhold man kjenner til.

Derfor er det klart at anbudet inklusiv den geologiske beskrivelsen av grunnforholdene skal gi tilstrekkelig informasjon til at tilbyder/entreprenøren kan foreta en riktig kalkulasjon. Videre er det slik at hvis det viser seg at det er feil eller ufullstendigheter i informasjonen, er dette byggherrens ansvar og risiko, jfr. kap. 4 under.

3 HVA BØR EN GEOLOGISK ANBUDSRAPPORT INNEHOLDE?

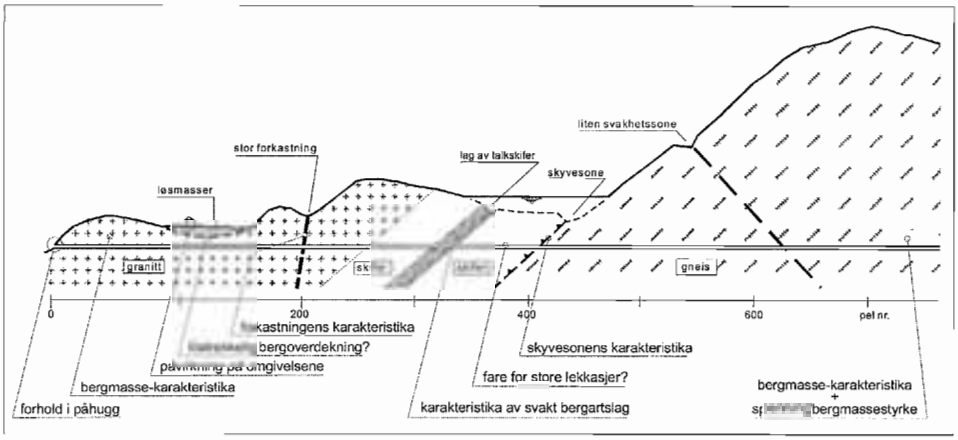
For at opplysningene i anbudet skal gi tilstekkelig informasjon til at tilbyder/entreprenøren kan foreta riktig kalkulasjon", bør en geologisk anbudsbeskrivelse gi opplysninger om alle parametere i grunnen som har eller kan ha betydning for de byggearbeidene som skal utføres. For en tunnel eller et bergrom vil dette være forhold eller egenskaper som innvirker på drivearbeidene/sprengningsarbeidene (boring, sprengning, fragmentering, kjørebane) og sikrings- og vanntettingsarbeidene. For dette er det særlig følgende forhold ved grunnforholdene som innvirker:

- Bergarter (typer, fordeling og egenskaper)
- Oppsprekning (særlig oppsprekningsgrad)
- Svakhetssoner (karakter og mektighet)
- Bergtrykk (mulighet for sprakefjell),
- Grunnvann (mulighet for store lekkasjer).

Dette er langt flere forhold enn det som vanligvis blir omtalt i en anbudsbeskrivelse.
I publikasjon nr. 101 fra prosjektet "Miljø og Samfunnstjenlige tunneler". Riktig omfang av forundersøkelser, er det nedtegnet følgende krav til hva den geologiske anbudsrapporten bør inneholde:
"Rapporten skal være en del av anbudsgrunnlaget og utbygger må følgelig ikke fraskrive seg ansvar for informasjon som fremkommer i rapporten. Rapporten må være konkret og forståelig. Visuelle observasjoner og vurderinger basert på erfaringer må tas med. Den må ikke være bundet opp av konklusjoner som er fremsatt i en tidlig oversiktplan. Det er viktig at rapporten klargjør og ikke kamuflerer risiko og at den som tidligere nevnt gir et konkret grunnlag for prising av mengder og vurdering av risiko."

Videre angir den at **entreprenøren ønsker følgende opplysninger:**

- Hvilke bergarter påtreffes?
- Opptreden av mulige knusningssoner og kryssende bergartsgrenser
- Borsynk og brytning
- Mulige strekninger med bore- og ladevansker
- Sannsynligheten for å påtreffe vann som skaper driftsproblemer og økte sprengstoffkostnader
- Krav til lekkasje og omfang av injeksjonsarbeider
- Omfang av sikring (bolter, sprøytebetong, betongutstøping).



Figur 2. Et ingeniørgeologisk snitt viser ofte mange ulike kvaliteter av bergmasser som kan forekomme langs en tunnel og som en anbudsbeskrivelse bør omtale.

Dette er i tråd med Håndbok 021, pkt 205.2 som angir at følgende forhold bør være med:

- Beskrivelse av geologiske, hydrogeologiske og geotekniske forhold langs tunneltraséen.
- Kart og lengdeprofil som viser forløp av bergartsgrenser og svakhetssoner samt bergoverdekning. Det skal klart fremgå om viste forløp er basert på undersøkelser, observasjoner eller tolkninger.
- Analyse av sprekketetthet og sprekkeorientering.
- Gjengivelse av eventuelle måleresultater fra de utførte detaljundersøkelsene. Eventuell henvisning til rapporter der ikke medtatte resultater finnes.
- Spesielle lokale forhold som det bør varsles om (f.eks. brønner).
- Referanseliste. Rapporter i referanselisten skal være tilgjengelig for eventuelt gjennomsyn.

Dette dekker langt de fleste forhold som er aktuelle for norske fjellanlegg, og burde i langt større grad følges enn det som er tilfelle i dag.

4 USIKKERHET OG FEIL I PROGNOSER ELLER TOLKNINGER

Som nevnt innledningsvis og som alle kjenner til, er det i den geologiske verden generelt større grad av usikkerhet enn i andre byggefag. Det er ingen gitt å kunne kjenne til oppbygning og sammensetning av bergmassene langs flere kilometerlange tunneler som går diverse ti-talls meter under overflaten eller i overdekket terreng.

Hva som regnes som feil i en geologisk anbudsbeskrivelse, er det sikkert mange meninger om, og som nevnt tidligere, er det ofte her at uoverensstemmelsene ligger. Dersom det skulle vise seg at de opplysningene som ble gitt i anbudsgrunnlaget var feilaktige, og entreprenøren bygget på disse ved utformingen av sitt tilbud, kan byggherren risikere å bli erstatningsansvarlig for entreprenørens merkostnader. Et eksempel på en slik sak er byggingen av en tunnel for Forsvaret opp til fjellet Njunis i Dividalen i Målselv kommune. Grunnforholdene viste seg her å være vesentlig annerledes enn oppgitt i anbudsbeskrivelsen. Saken gikk til domstolene, og Hålogaland lagmannsrett uttalte at de feilaktige opplysningene om grunnforholdene hadde vært "*motiverende for selskapets valg av utstyr og anbudssum*" og at dette var "*synbart*" for byggherren. Videre uttales det at "*byggherren skal ikke tjene på å gi feilaktige opplysninger. Det er derfor rimelig at forutsetningssvikten hos selskapet får betydning for det vederlag byggherren skal yte.*" Forsvarsdepartementet (som byggherre) ble pålagt å betale entreprenøren ca. kr 10 millioner i erstatning for merkostnader.

Det som imidlertid ikke mange er klar over, er at manglende opplysninger (ufullstendig geologisk beskrivelse) kan være like galt som beskrivelse med feil tolkning. Dette gjelder uansett om det er forhold byggherren vet om, men unnlater å nevne, eller om det er forhold ingen er klar over. Et eksempel på det siste er tilfellet Hillevågstunnelen i Stavanger. Her hadde Statens Vegvesen Rogaland som byggherre utarbeidet "*anbudstegninger, beskrivelse og mengdefortegnelse, generelle orienteringer og en rekke regelsett*". Beskrivelsen av grunnforholdene var imidlertid ufullstendige, da det senere viste seg å foreligge en særlig ugunstig kombinasjon av "*utoverhellende sprekker i tillegg til lagdelingen (foliasjonen)*". Spørsmålet i saken var "*hvem som bærer risikoen for grunnforholdene og konsekvensen av det*". Etter en nærmere vurdering av de konkrete forholdene falt domstolen ned på at entreprenøren hadde krav på en tilleggsbetaling på ca. 1,2 millioner kroner.

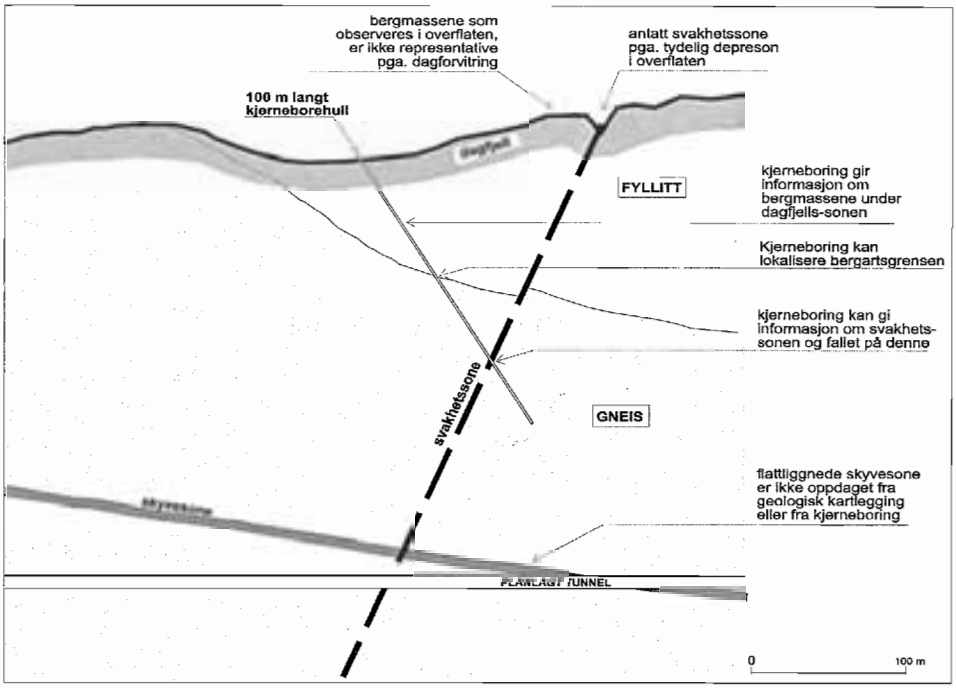
Hvis byggherren vet om forhold som man skjønner vil ha betydning for tilbudet, vil man ut fra lojalitetsbetraktninger forutsette at det blir opplyst om forholdene i anbudsgrunnlaget. Igjen vil byggherren kunne bli ansvarlig for tilleggsvederlag overfor entreprenøren. Først hvis det dreier seg om opplysninger man måtte forvente at entreprenøren hadde kjenneskap til, vil byggherren kunne slippe unne tilleggsvederlag.

Om en feil får betydning for vederlaget under kontrakten, må vurderes konkret. Mindre feil der betydningen av feilen neppe har stor betydning, kan f.eks. være:

- Dersom en forventet stor svakhetssone treffer tunnelen et annet sted enn antatt eller om det oppstår lekkasjer i andre partier enn antydet; eller
- dersom det er gneis istedenfor granitt, eller fastheten er noe mindre enn angitt.

Eksempler på alvorlige feil som opplagt innvirker på tunneldrift og derved kostnader (enhetspriser), er:

- Tunnelen kommer inn i løsmasser (Oslofjordtunnelen i 1990-årene).
- Det oppstår store, uhåndterbare og vedvarende vannlekkasjer (Bjorøytunnelen).
- Tunnelen går i sterkt oppsprukne bergarter istedenfor i massivt, lite oppsprukket berg (Rendalen kraftverk i 1970-årene).
- Det opptrer andre bergarter enn angitt med helt andre egenskaper, f.eks. skifer istedenfor granitt.
- Store spenningsproblemer (sprakefjell) som ikke var forutsett.



Figur 3. Eksempel som viser hvor vanskelig det kan være å tolke de geologiske forhold. Ut fra kun overflateobservasjoner kan neppe forløp av bergartgrense og svakhetssonetolkes riktig. Men selv med kjerneboring kan ikke skyvesonen som treffer tunnelen, påvises.

For et fjellanlegg har f.eks. byggherren innhentet opplysninger om geologi og grunnforhold og utført grunnundersøkelser. Ut fra dette har han gjort beregninger og vurderinger av grunnforholdene som er benyttet i planlegging og prosjektering av fjellanlegget, blant annet i mengdelisten i anbudet. I mengdelisten kan det imidlertid være gjort taktiske vurderinger, både av type materialer/utførelse og av enkelte mengder. Ikke alltid er det samsvar mellom mengdeliste og geologisk beskrivelse. Det blir ofte opp til tilbyder/entreprenør å vurdere hvorvidt dette er tilfelle. For dette kreves tilstrekkelig kjennskap til grunnforholdene. Det er ikke lett å finne ut om dette i en ufullstendig eller uklar geologisk anbudsbeskrivelse eller i ufullstendige/uklare rapporter som det vises til.

Man løser neppe slike mulige problemer/usikkerhet i geologien ved å minimalisere opplysninger om grunnforholdene i anbudet med argumentet om at *"når det ikke foreligger*

opplysinger, er det ikke mulig å påvise feil". Ved slik handling overlates det til entreprenøren om han vil tippe mengdene eller stole på mengdelistene under sin kalkulasjon av enhetspriser, ressurser og kapasiteter. For å sikre seg vil derfor entreprenøren ofte foreta disposisjoner i form av:

- Taktisk prising
- Feil prising
- Innarbeiding av diffuse forbehold.

Taktisk prising av injeksjons- og sikringsarbeider vil eksempelvis kunne gi entreprenøren mulighet for:

- Økning av dekningsbidraget i betydelig grad hvis sikringsomfanget øker
- Reduksjon av anbudssummen i et stramt konkurransemarked.

Som sluttresultat kan dette føre til en eller flere av følgende situasjoner:

- For lav eller for høy anbudssum
- Tapsprosjekt for entreprenøren
- Kostnadsoverskridelse for byggherren
- Forsinket ferdigstillelse
- Tvistesaker.

Etter en nokså omdiskutert geologisk anbudsbeskrivelse for Romeriksporten i 1990-årene har Jernbaneverket i sine siste tunnelprosjekter valgt å utføre omfattende grunnundersøkelser der resultater og tolkninger er gjort lett tilgjengelig i anbudet. Det er vist hvordan tidsplanen er basert på mengdene angitt i mengdelisten, som igjen gjenspeiler forholdene beskrevet i den geologiske anbudsbeskrivelsen. Sammen med anbefalingene gitt i Publikasjon 101 "Miljø og Samfunnstjenelige tunneler, Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg" vil dette være med på å sette en ny praksis for hva som kan forventes og kreves av et anbudsgrunnlag.

5 HVOR STÅR VI I DAG?

Den geologiske informasjonen som gis i dagens anbud varierer sterkt; alt fra gode, oversiktlige rapporter som omtaler de fleste av de forhold i berggrunnen som innvirker på driveforholdene i det aktuelle tilfellet, til ufullstendige rapporter som ikke gir mye hjelp til entreprenøren når han skal kostnadsberegne sitt tilbud.

Det er ofte byggherren som bestemmer omfanget av informasjon, til dels influert av hvor mye han har villet bruke til grunnundersøkelsene og tolkningen av disse. Konkurranse på konsulenttjenester bidrar neppe til å bedre det geologiske materialet.

Der den geologiske informasjonen er dårlig eller lite utfyllende, engasjerer entreprenøren ofte en ekstern rådgiver til å utarbeide en egen tolkningsrapport. Denne vil være grunnlag for entreprenørens egne vurderinger og vil være et viktig dokument i en eventuell tvistesak. Slik bør det ikke være i et land med så rike anleggstradisjoner som vi har i Norge.

6 REFERANSER

Statens vegvesen, 2002: Håndbok 021 Vegtunneler. Juni 2002, 139 sider.

NS 3450. Prosjektdokumenter for bygg og anlegg. Redigering og innhold av konkurransegrunnlag.

NS 8405. Norsk bygge- og anleggskontrakt.

NS 3431. Alminnelige kontraktsbestemmelser for totalentrepriser.

Miljø og samfunnstjenlige tunneler, 2003: Riktig omfang av grunnundersøkelser. Statens vegvesen rapport 101, 130 sider.

Dommen vedr. Njunis tunnelen: LH 1996, side 481.

Dommen vedr. Hillevågstunnelen i Stavanger: RG 1997, side 1282.

Advokat Bergljot Webster, 2006: Samtaler.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

BRANN UNDER JORD – ERFARINGER FRA GRUVEBRANNEN I SVEA

FIRE UNDERGROUND – EXPERIENCE FROM THE MINE FIRE IN SVEA

Gruvesjef Per Nilssen, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

SAMMENDRAG
Natt til 30.juli 2005 tok det fyr I et plastrør I C-stollen I hovedstoll 3. Røret hadde få timer før blitt sveiset sammen til full lengde på 1,3 km av et innleid spesialfirma.

Undersøkelsen, foretatt av politiet og Arbeidstilsynet, slår fast at brannårsaken etter all sannsynlighet skyldes forhold ved sveiseprosessen, mest sannsynlig som følge av sammenstuking og/eller kortslutning av varmetrådene i elektromuffa som skjøter rørene sammen, og en feil i kortslutningsvernet i selve sveiseapparatet.

På kort tid ble gruva evakuert, og etter få timer var det brann langs hele rørets lengde. Redningsstaben som hadde styringen de første ukene etter brannutbruddet, besluttet å sette den nedre delen av gruva under vann ved å bygge en demning øverst i transporttunnelen opp mot gruva. Mens dette pågikk ble gruva ventilert på vanlig måte. Dette hindret brannen å spre seg innover i gruva, men den intense varmen i returlufta førte til at brannen spredte seg utover til hovedstoll 2. Da demningen var ferdig og vanninnfyllinga fullført, ble hele gruva fylt med inert gass, en blanding av avgass fra en jetmotor og vanndamp, 25 m^3 pr. sekund.

Etter en måned rykket så røykdykkere fra SNSG og LNS inn i gruva og utførte et hardt og krevende og krevende arbeid med å inspisere stollene og ved å bygge sperringer for ventilasjon og ved å bygge demninger for vannfylling av de partier hvor det enda var ulmebranner i C-stollen.

Detter arbeidet ble ferdig i februar, etter en imponerende innsats av mannskaper fra SNSG og LNS.

Etter 1. april i 2006 har produksjonsvirksomheten vært i gang igjen, med enkelte kort avbrudd.

SUMMARY

On the night of 30th July 2005, a plastic pipe in the C drift of main drift 3 caught fire. The pipe had been welded to its full 1.3 km length only a few hours earlier by a specialist contractor.

The investigation conducted by the police and the Labour Inspectorate has established that factors relating to the welding process are the most likely cause of fire, probably due to shorting

and/or short-circuiting of the heating wires in the electro muff and faulty short circuit protection in the actual welding apparatus.

The mine was quickly evacuated, and in a few hours the fire was ablaze along the entire length of the pipe. The rescue team in charge throughout the first week of the fire decided to flood the lower part of the mine by building a dam at the top of the transport drift. While this work was going on, the drift was ventilated as normal. This prevented the fire from spreading further inwards, but the intense heat of the return air meant that the fire spread outwards to main drift 2. Once the dam had been built and the flooding completed, all of Svea Nord was filled with an inert gas, a mixture of jet engine exhaust and steam, at 25 m3 per second.

After a month, fire fighters from Store Norske and LNS entered the mine and carried out the demanding job of inspecting the drifts and building ventilation barriers and walls to facilitate the flooding of areas where there were still "hot spots" in the C drift.

This work was finished in February after impressive efforts by all of Store Norske's personnel.

Production was resumed on 1st April 2006, and since then we have experienced only a few minor interruptions.

1. Brannens første fase

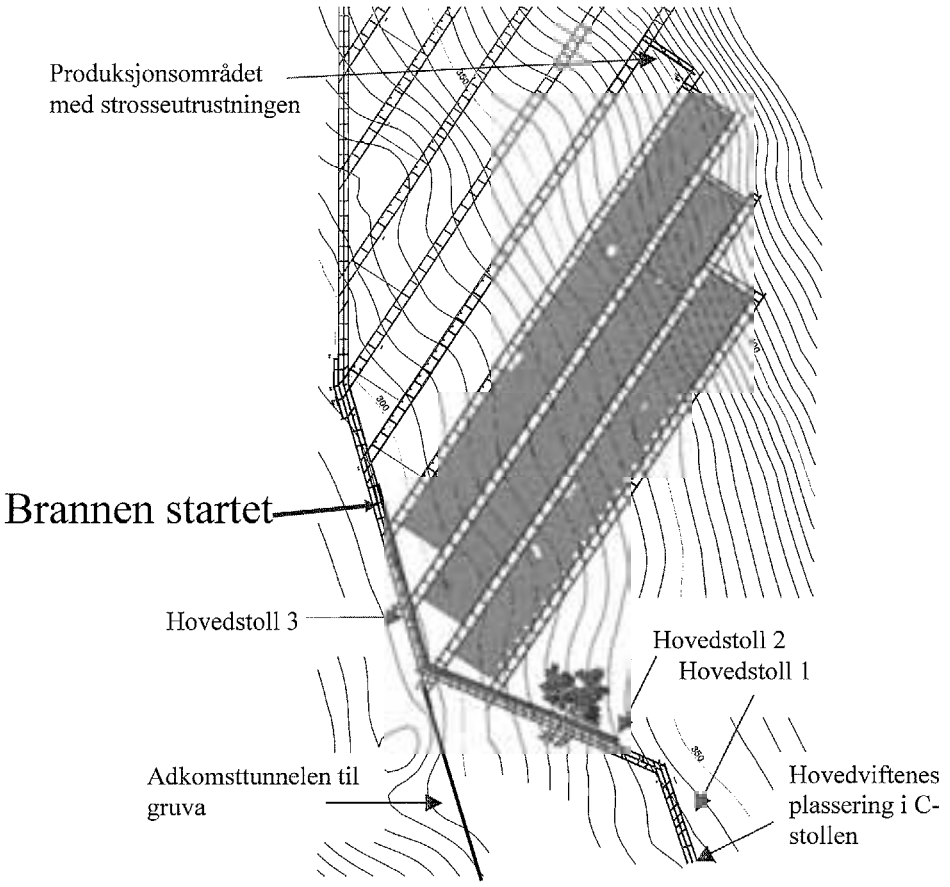
Brannen ble oppdaget kl. 06.20 den 30. juli 2005 av personell som skulle inspisere området der det hadde foregått sveising av plastrør i C-stollen i hovedstoll 3, se kart figur 1. Røret hadde en diameter på 540mm og en veggtykkelse på 38mm, og skulle benyttes som drensrør for å drenere smeltevann som renner inn i gruva på sommeren. Personellet oppdaget at det stakk flammer ut av veggen på plastrøret omtrent 45 meter fra sveisepunktet mellom de to rørene som var skjøtet sammen. Det ble raskt iverksatt forsøk på slukking, men på grunn av røykutvikling i stollen var dette umulig å utføre effektivt.

Mannskapet i gruva ble raskt evakuert ut. Gruveredningskorpset ble alarmert og iverksatte slukketiltak i stollen utenfor punktet der brannen hadde startet. Formålet med dette var å hindre spredning av brannen videre utover hovedstollen. Dette arbeidet var meget vanskelig å utføre på grunn av stor røykutvikling og høye temperaturer.

Umiddelbart etter brannen ble oppdaget og varslet, ble det satt en redningsstab ved gruvekontoret i Svea. Her deltok ledere som var til stede i Svea på tidspunktet, og etter hvert som det kom flere ledere fra Longyearbyen ble staben oppbemannet. På grunn av at brannen startet midt i ferieavviklingen var det lav bemanning i gruva, men straks brannen ble kjent avbrøt store deler av de ansatte ferien for å komme til Svea for å delta i redningsarbeidet. Vi fikk også stor hjelp fra våre underleverandører, LNSS og ISS i Svea.

I løpet av få timer spredte brannen seg 700 – 800 meter utover gruva fra arnestedet. På grunn av brannens raske spredning og vanskelighetene med røyk og varme, så man tidlig at man ikke klarte å få kontroll over situasjonen ved manuell slukkeinnsats. Den manuelle innsatsen ble etter hvert konsentrert om å forsøke å hindre spredning og å hindre overoppheting av ventilasjonsviftene som var plassert ytterst i hovedstoll 1.

Etter hvert spredte brannen seg videre ut over gruva. Tilslutt var det brann i et område på omtrent 1,5 km i returluftstollen, stollen lengst til høyre i hovedstollsystemet. Området der brannen herjet er markert med rød linje i figur 1.



Figur 1. Kart over gruva som viser arnestedet for brannen. Den røde linja i C-stollen i hovedstoll 3 viser plastrøret som ble antent.

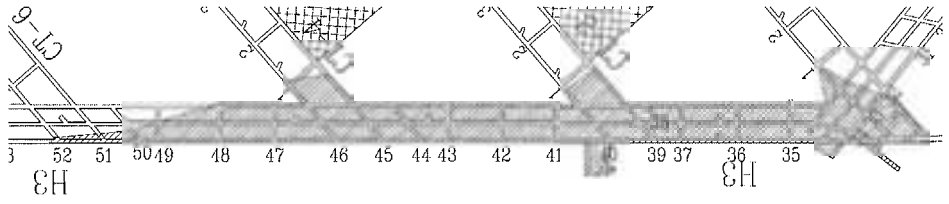
I løpet av få timer ble det derfor besluttet og iverksatt bygging av en demning øverst i den nye adkomsttunnelen til gruva. Formålet med demningen var å fylle de sentrale deler av gruva med vann, for på det viset å slukke brannen. På sommeren strømmer det forholdsvis store mengder smeltevann inn i gruva, på grunn av at gruva er dekket med isbre som delvis dreneres gjennom gruva, og ned adkomsttunnelen. Demningen ble bygget som en fyllingsdam av stedlige masser fra Svea. For å tette demningen ble det valgt å injisere massene med kjemiske injiseringsstoffer.

For å unngå problemer med at brannrøyk og -gasser skulle gjøre arbeidsmiljøet i området utilfredsstillende, ble det besluttet at ventilasjonsviftene måtte fortsette å gå, til tross for at dette kunne medvirke til at brannen ble spredt raskere utover hovedstollssystemet. Ved

iherdig innsats av røykdykkerne fra gruveredningskorpset ble det forsøkt å kjøle ned branngassene som gikk gjennom ventilasjonsviftene. Etter hvert ble likevel motorviklingene og kablene til viftene så varme at viftene havarerte på morgenen den 1. august. Da var imidlertid arbeidene med demningen i tunnelen kommet så langt at demningen var omtrent tett. Etter at hovedviftene havarerte ble åpningene i hovedstoll 1 gjort lufttette, slik at man skulle unngå at brannen ble tilført ytterligere luft.

For å opprettholde tilstrekkelig arbeidsatmosfære i tunnelen etter at demningen ble tettet, skaffet underentreprenør Leonard Nilsen og Sønner (LNS), på rekordtid, en større tunnelvifte fra et veganlegg i Tønsberg. Transporten av vifta ble utført av et av Forsvarets Herkules transportfly, som ble rekvirert med god hjelp av Sysselmannen på Svalbard. Vifta ble koblet til et dreneringsrør med diameter på 1 meter, som var montert i hele tunnelens lengde (5,6 km). Dette viste seg å være tilstrekkelig til å ventilere ut avgasser fra kjøretøyene som ble benyttet.

Demningen var planlagt å skulle holde en vannstand på ca. 30 høydemeter. Dette skulle være tilstrekkelig til å oversvømme store deler av det området der brannen herjet. Det skulle imidlertid vise seg å være vanskelig å få demningen tilstrekkelig tett, trolig på grunn av at vanntemperaturen var lav (1 -2°C) slik at herdetiden i injiseringsmassene ble lang og at vannstrømningen gjennom massene var forholdsvis stor. På det høyeste var vannstanden inne i gruva ca 20 meter, opp til kote 297. Vannet oversvømte da et areal som tilsvarer det skraverte området på kartet i figur 2.



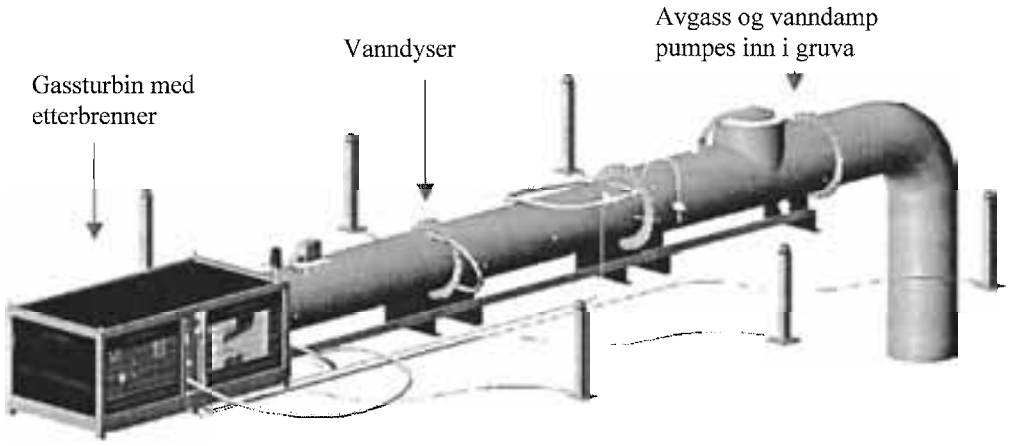
Figur 2. Kart over nedre del av gruva, der det oversvømte området i hovedstoll 3 er markert med skravering.

2. Slukkefase 2

Parallelt med manuell slukkeinnsats og bygging av demning i tunnelen, arbeidet deler av redningsstaben med å få oversikt over alternative slukkemetoder. Utenlandske gruver som tidligere hadde hatt brann, konsulenter og andre rådgivere ble kontaktet. Det ble vurdert ulike metoder for innpumping av inerte gasser i gruva. Til slutt sto valget mellom innpumping av nitrogen eller oksygenfattig gassblanding fra avgassen av en jetmotor og vanndamp. Alternativet med innpumping av nitrogengass ble vurdert problematisk på grunn av logistikkproblemer i forbindelse med transport av gassen fra fastlandet og opp til gruveåpningen, da gassen ikke kunne produseres i store mengder på stedet.

Det ble opprettet kontakt med et nederlandsk/australsk firma, Global Steamexfire Inertisation Services (GSIS), som har spesialisert seg på brannslukking i kullgruver. Deres slukkemetode går ut på å benytte en jetturbin med stor kapasitet for å "pumpe" store mengder luft gjennom en etterbrenner, som brenner av oksygenet, slik at avgassene inneholder mindre enn 2 %

oksygen. Gassturbinen med etterbrenneren forbrukte 1600 liter Jet A1 (flydrivstoff) pr. time. Temperaturen i avgassen økes til 600°C idet oksygenet brennes av i etterbrenneren. Bak etterbrenneren er det montert dyser som spruter store mengder vann inn i avgassrøret, 27 000 liter pr. time. Vannet fordamper tilnærmet momentant når det kommer i kontakt med den varme avgassen, og det totale gassvolumet øker opp mot 1400 ganger. Denne gassblandingen drives så inn i gruva via et rør, ved hjelp av turbinen som fungerer som en "pumpe". Den inerte gassen som drives inn i gruva har en temperatur på ca. 85°C og inneholder høy andel karondisokyd (20%), nitrogen (78%) og vanndamp, og har et lavt oksygeninnhold (< 2%). Prinsippet for gassfyllingen er vist i figur 3.



Figur 3. Prinsippskisse over gassturbin med etterbrenner og vanndyser, *GSIS* (2006).

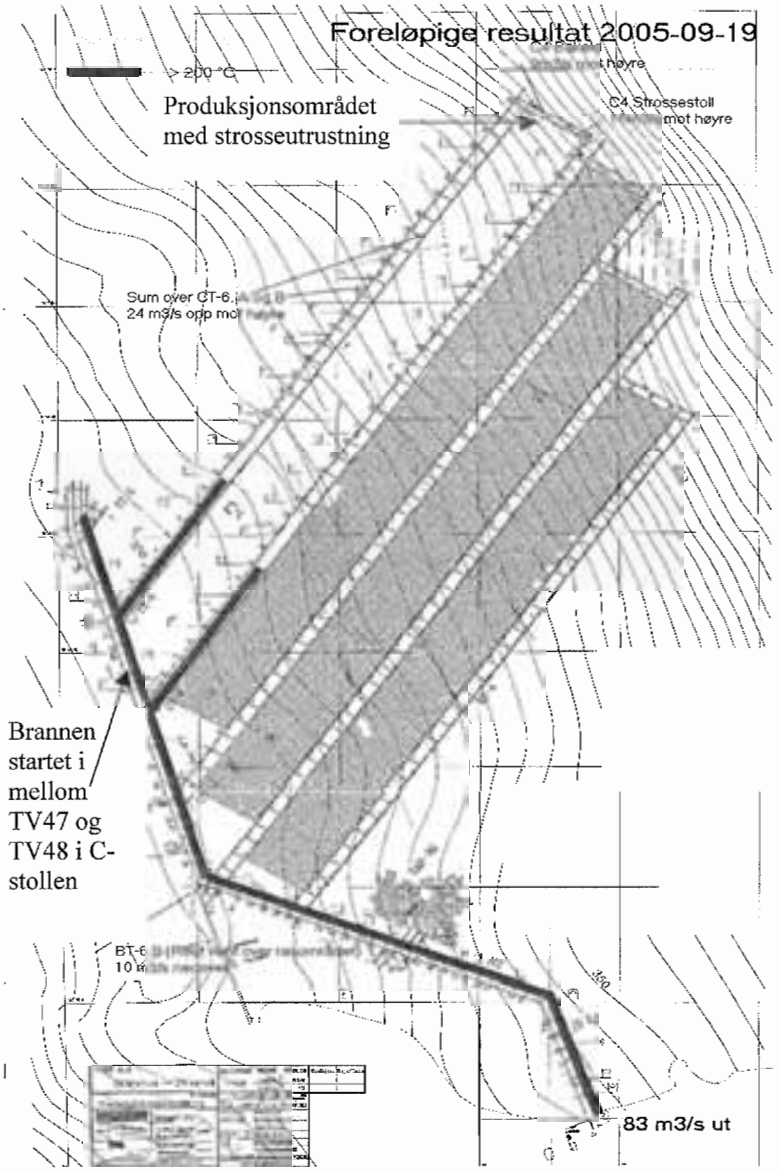
Gassinnfyllingen ble startet 14. august, og fortsatte i 17 døgn. Etter at denne slukkefasen var ferdig ble alle gruveåpninger stengt og det ble ventet i tre uker for at gassene i gruva skulle kjøles ned. Samtidig ble det lagt planer og gjort forberedelser for entringa av gruva.

3. Overvåking av brannen

Store Norske tok tidlig kontakt med fagmiljøet ved Norges Branntekniske Laboratorium (SINTEF NBL AS), for å få assistanse med målinger av røykgasser som kom ut av gruva. De bisto også med tolking av analyseresultatene for å kunne gi redningsledelsen et innblikk i hvordan tilstanden var inne i gruva under den perioden det ikke var mulig å sende mannskaper inn for å kontrollere manuelt. I tillegg til NBLs målinger foretok Store Norskes mannskaper målinger for i første rekke å kontrollere arbeidsatmosfæren for mannskapene, men også for å kontrollere eventuell utvikling av brannen.

Med grunnlag i analyser og kvantifisering av branngassene i tillegg til kunnskaper om gruvas geometri og ventilasjonsforhold, kunne NBL lage en modell som viste hvordan temperaturfordelingen hadde vært i gruva de første døgnene etter brannen startet, se figur 4. Det var viktig å en så god oversikt over temperaturfordelingen i gruva på et tidlig tidspunkt, både for å kunne lage estimater over hvor store skade det var på maskiner og installasjoner og for å lage en prognose over hvordan temperaturene hadde påvirket bergsikringen i gruva.

Store ødeleggelser på maskiner og installasjoner ville kanskje ført til forsinket oppstart av driften i gruva, på grunn av lange bestillingstider på nytt utstyr. Spesielt var det knyttet stor usikkerhet om tilstanden til produksjonsutstyret, strosseutrustningen, som både er kostbart og har lang bestillingstid. Det var også viktig å skaffe en oversikt over bergsikringens tilstand, for å kunne estimere behovet for ettersikring før gruva kunne komme i normal drift igjen.



Figur 4. Kart over Svea Nord med beregnet temperaturfordeling for maksimal temperatur under brannen. Rød farge viser temperatur > 200 °C og gul farge viser temperatur >100 °C, *Opstad* (2006).

Modellen viser at det er kun C-stollen i hovedstollssystemet som har vært påvirket av særlig høye temperaturer. A- og B-stollene, som var isolert fra C-stollen med sperringer, har i meget liten grad vært påvirket av temperaturer over 100 °C. Modellen viser også at temperaturen har falt raskt i retning innover fra brannstedet i CT6, stollen som fører opp mot produksjonsområdet. Allerede etter ca 700 meter har temperaturen aldri vært over 200 °C og noen hundre meter innenfor der har temperaturen aldri vært over 100 °C. Også i C-stollen i hovedstollssystemet har temperaturen vært forholdsvis moderat, med tanke på at det har vært brann i plastrør og kull. NBL konkluderte med at sannsynligheten for å oppnå forbrenningstemperaturer over 800-900°C hadde vært svært liten, på grunn av den høye vanndampskonsentrasjonen, som ble dannet inne i selve gruva der det både er varmt og fuktig, *Opstad* (2006). Observasjonene som ble gjort under entringen viste at temperaturfordelingen som modellen viste, stemte meget godt med virkeligheten.

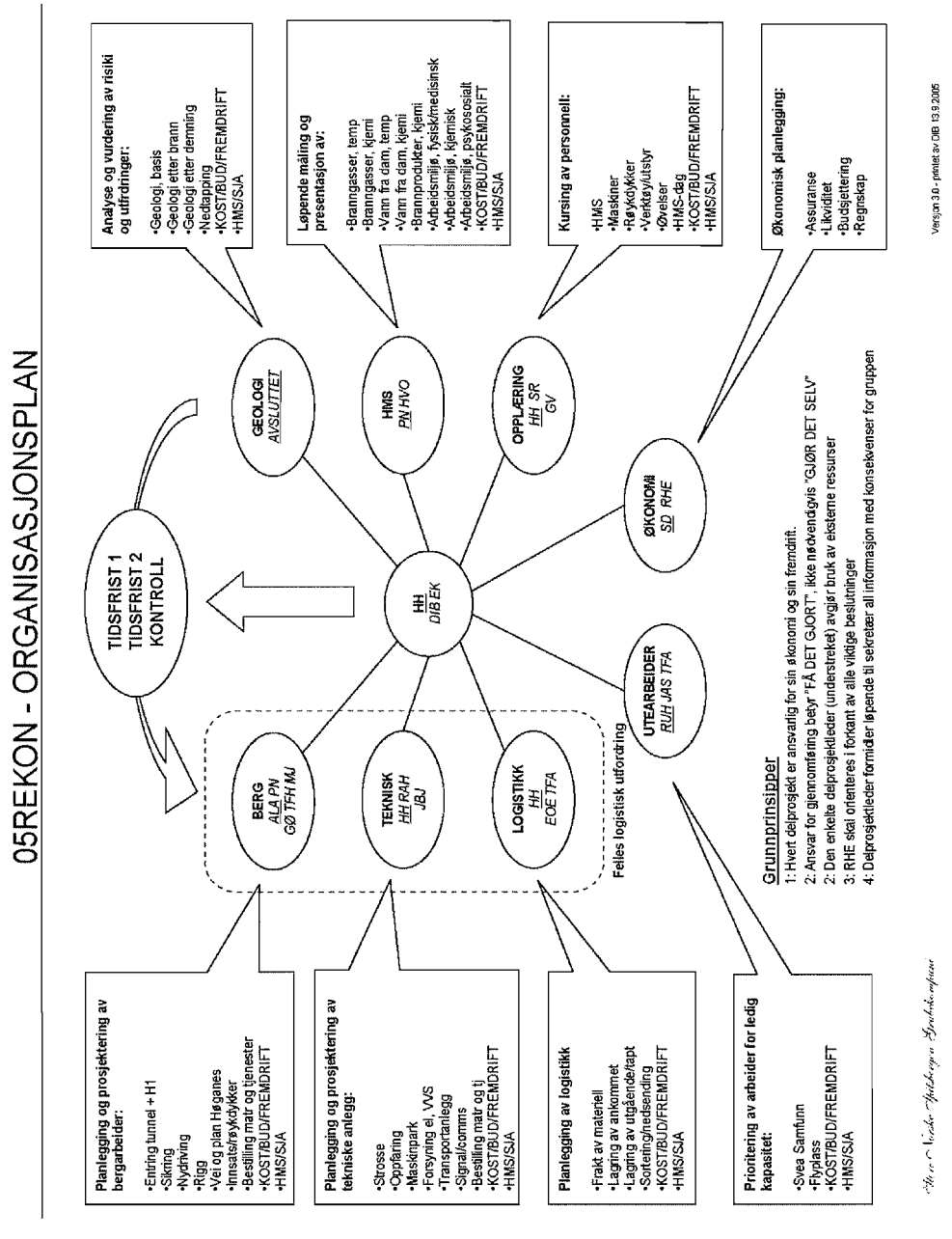
Det ble også beregnet hvor mange kilo brensel som ble forbrent under brannen. Totalt ble det forbrent ca 200 tonn plast fra drensrøret og ca 500 tonn kull, *Opstad* (2006). Denne beskjedne kullmengden tilsvarer omtrent en halv times produksjon i gruva. Brannen reduserte med andre ord ikke kullreservene i gruva nevneverdig.

4. 05REKON

Det ble tidlig klart for redningsledelsen og for Store Norskes øvrige ledelse at brannen ville medføre store arbeider både med slukking og gjenoppbygging av gruva og langvarig produksjonsstans. Det ble derfor opprettet en egen, midlertidig organisasjon for å kunne styre planlegging og utføring av alle arbeidsoppgaver som oppsto på grunn av brannen. Organisasjonen ble kalt 05REKON, og ble styrt av nåværende produksjonsdirektør Harry Higraff. Mange av Store Norskes ledere fikk oppgaver i denne organisasjonen, se figur 5. 05REKON bestod av 8 avdelinger, inndelt etter hvilke arbeidsoppgaver de enkelte hadde ansvar for.

Avd. BERG hadde ansvar for å planlegge og å prosjektere bergarbeider etter hvert som gruva skulle gjenoppbygges. Avd. GEOLOGI hadde ansvar for kartlegging av bergtekniske og -mekaniske utfordringer som kunne ha innvirkning på resultatet av brannens påvirkninger i gruva og for hvilke sikringsmetoder som kunne benyttes ved gjenoppbyggingen. Avd. TEKNISK hadde ansvar for å skaffe en oversikt over ødelagt utstyr, foreta bestillinger og iverksette montering av nytt utstyr, i tillegg til reparasjoner av utstyr som ikke ble kondemnert. Avd. LOGISTIKK hadde ansvar for å følge opp bestillinger av utstyr og for frakt av utstyr og slukkemateriell. På grunn av lange bestillingstider på gruveutstyr var det viktig å få en oversikt over alt utstyr som kunne være ødelagt, for å sette i gang bestillingene så raskt som mulig. Det ble derfor laget et estimat over hvor i gruva man måtte regne alt utstyr som tapt, hvor i gruva man kunne regne med at utstyret kun var røyk og vannskadet, og hvor i gruva det kunne finnes utstyr som ikke var skadet. Ut fra temperaturberegninger for maksimumstemperaturen under brannen i de forskjellige områdene i gruva, som SINTEF utførte på et tidlig stadium (figur 4), kunne dette estimatet lages, se figur 5.

Avd. HMS hadde ansvar for fokus på sikkerheten for mannskapene. Alle arbeidsoppgaver skulle risikovurderes før de ble utført. Avdelingen hadde også ansvar for kartlegging og overvåking av risiko for skade på indre og ytre miljø, som følge av brannen og slukkingen. Avd. ØKONOMI hadde ansvar for forsikringsoppgjør, forhandlinger med bankforbindelser og større leverandører av utstyr. Det ble i tillegg organisert to avdelinger , avd. UTEARBEIDER og avd. OPPLÆRING, som hadde som



Figur 5. Organisasjonsplan for den midlertidige organisasjonen 05REKON, som ledet arbeidene under etterslukkingen og gjenoppbyggingen av gruva.

hovedoppgave å holde mannskapene, som ikke var involvert i selve slukkeinnsatsen, med arbeid. Det ble tidlig besluttet at ingen i Store Norske skulle permitteres som følge av brannen. Etter hvert viste det seg at det var behov for alt personell i Svea, for å få innsatsen så

effektiv som mulig. Den ene avdelingen hadde ansvar for å legge til rette for opplæring og kursing av personell, for å benytte ventetiden frem til gruva kom i drift igjen. Den andre avdelingen hadde som oppgave å organisere arbeider på anlegget utenfor gruva, som med fordel kunne utføres av egne, ledige mannskaper, i stedet for å leie inn eksterne.

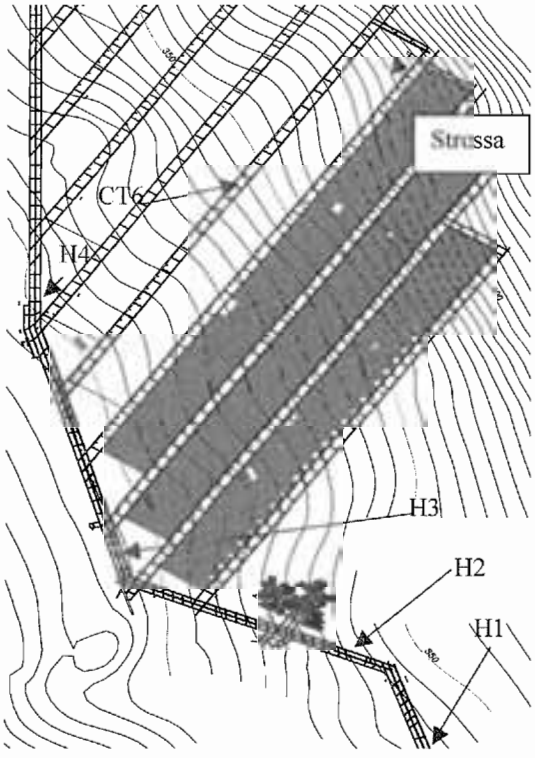
Foruten usikkerheten om hvor lang produksjonsstansen ville bli, knyttet det seg mest usikkerhet om hvor store skader temperaturene og røykgassene hadde forvoldt på maskiner og utstyr. Det er lange bestillingstider på nytt gruveutstyr og man kunne derfor ikke tillate seg å vente med bestillinger til gruva var klar for inspeksjon. Bestillingene måtte derfor skje før man hadde oversikt over skadeomfanget. Nye hovedvifter for ventilasjon av gruva ble for eksempel bestilt 2 dager etter at brannen startet.

Første trinn i arbeidet med å danne seg et grunnlag for å kunne anta hvilket utstyr som burde bestilles, var å kartlegge så nøye som mulig hvor installasjoner og utstyr var plassert da brannen startet. Det var på forhånd laget kart over de faste installasjonene i gruva, mens plassering av kjøretøyer og annet flyttbart utstyr ble kartlagt ved å intervjue brukerne om hvor det var plassert sist utstyret var brukt. Relativt raskt hadde avdelingen for teknisk utstyr en detaljert oversikt over hvor i gruva alt utstyr var plassert da brannen startet. Parallelt med dette ble det laget et estimat over hvor høye temperaturer det hadde vært i de ulike delene av gruva under brannen, se figur 4. Det ble også kartlagt hvor stor vannstanden var i gruva under oppdemmingen i tunnelen, første slukkefase.

På bakgrunn av disse opplysningene kunne det utarbeides et estimat over skadeomfanget for materiell og installasjoner i gruva:

- I hovedstoll 1 (H1) og hovedstoll 2 (H2) ble det antatt at alt utstyr var totalskadet, på grunn av høye temperaturer. Markert med rød farge
- I hovedstoll 3 (H3) ble det antatt at alt utstyr var totalskadet inn til TV54. Markert med rød farge.
- I CT6 ble det antatt at alt utstyr inn til tverrslag 2 var totalskadet, markert med rød farge.
- For resten av CT6, CT8, H4, Strossa og indre del av H3 ble det antatt at det kun var fukt og røykskader, markert med gul farge.

Ut fra dette estimatet ble det satt i verk bestillinger av nytt utstyr. Det viste seg i ettertid at estimatet stemte ganske bra, men skadeomfanget for utstyr og installasjoner var noe mindre enn det man på forhånd antok.

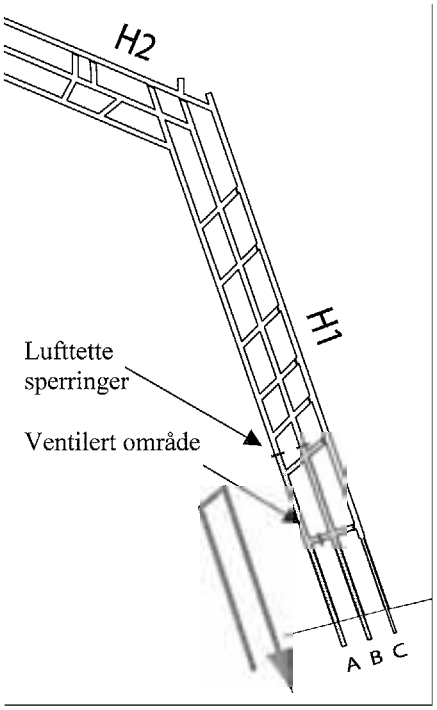


Figur 5. Kart over gruva med estimat for forventet skadeomfang på utstyr og installasjoner.

5. Entring av gruva

Den store utfordringen ved entring av gruva etter brannen var erklært slukket den 31. august, var å unngå å slippe luft rik på oksygen inn i gruva. Dette kunne føre til oppblussing av eventuelle ulmebranner som ikke var slukket. Etter hvert som røykdykkerne arbeidet seg innover i gruva måtte det derfor settes opp lufttette sperringer for å forhindre luftinnstrømming, se figur 6. Luftsperringene er markert med rødt i figuren. Sperringene måtte monteres av røykdykkere, på grunn av at atmosfæren i gruva inneholdt giftige gasser. Utenfor disse sperringene ble det etablert friskluftsventilasjon for å gjøre det mulig å arbeide uten bruk av røykdykkerutstyr med ettersikring og erstatte av ødelagt utstyr.

Den første entringen ble gjort via dagåpningene i hovedstoll 1 (H1). Dette arbeidet skulle vise seg å være meget vanskelig, fordi sperringene ikke lot seg gjøre å få tilstrekkelig tette. Dette medførte innsig av luft fra gruva til arbeidsområdet utenfor, spesielt ved synkende lufttrykk ute. Luften som kom sivende fra gruva inneholdt for store konsentrasjoner av giftige branngasser til at man klarte å opprettholde tilstrekkelig arbeidsatmosfære for personellet som drev med gjenoppretting. Det ble derfor prøvd å lufte ut gasser fra gruva, samtidig med at lufttrykket ute falt. Dette fungerte relativt bra, men ikke godt nok til a man klarte å opprettholde tilstrekkelig arbeidsatmosfære hele tiden.

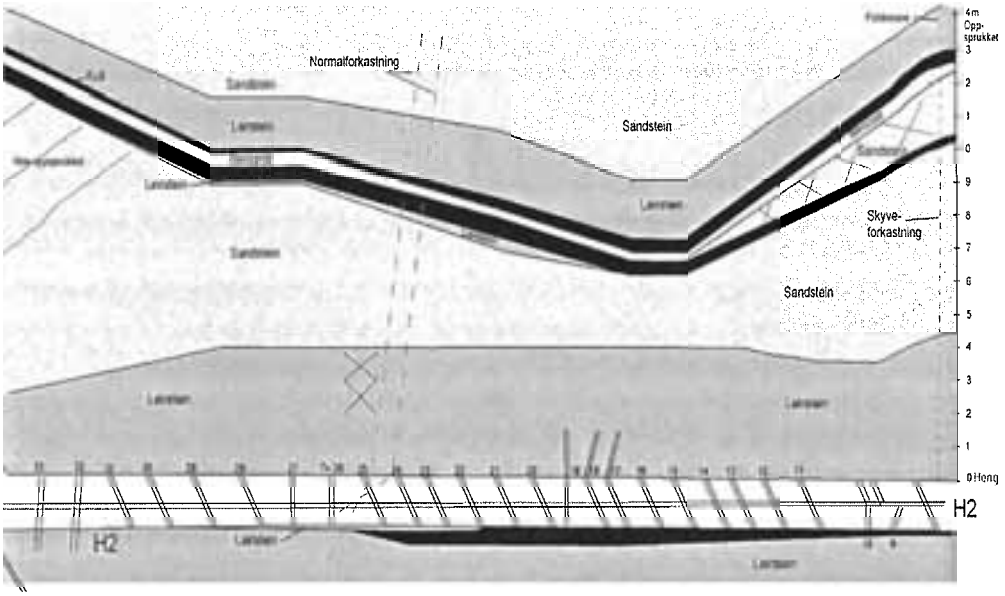


Figur 6. Prinsippskisse for montering av sperringer og etablering av ventilasjon i gruvestollene etter hvert som entringen av gruva foregikk.

Entringen via hovedstoll 1 ble derfor stoppet, og det ble igangsatt entring av gruva via tunnelen. Først måtte vannmassene som var oppfylt bak demningen tappes ned, deretter måtte store deler av demningen bort for å kunne komme inn til brannområdet. Den første entringen foregikk med røykdykkere. Det ble benyttet samme metode som var planlagt for entring via hovedstoll 1. Først gikk røykdykkere inn i området for å kontrollere hengforhold, gasskonsentrasjoner og søk etter eventuelle ulmebranner. Deretter ble det bygd sperringer for å isolere mellom gruva og friskluftsområdet. Så ble området ventilert og arbeidet med grundig kontroll av hengforholdene og nødvendig ettersikring kunne begynne. Samtidig med at mannskaper sikret stollene som var åpent for ventilasjon, fortsatte røykdykkerne sin innsats for å kontrollere neste område for så å bygge sperringer, og deretter åpne for ventilasjon.

6. Gjenværende ulmebranner

Etter hvert som røykdykkerne arbeidet seg fra tunnelen utover hovedstoll 2, mot dagåpningen ytterst i hovedstoll 1, ble det oppdaget at det fremdeles var enkelte varme områder i C-stollen der brannen hadde herjet. I disse områdene hadde det gått større ras og det var ulmebranner i kullet som lå under rasmassene. På grunn av bergets dårlige stabilitet i disse områdene og på grunn av at det lå til dels mektige rasmasser over ulmebrannene, var det ikke mulig å komme til for å slukke med manuell innsats. Det ble derfor besluttet å bygge demninger for å sette områder der ulmebrannene var lokalisert, under vann. Det ble utført en stor innsats for å kontrollere ulmebrannene under byggingen av demningene. Brannene hadde en tendens til å blusse opp på grunn av at det var nødvendig å slippe inn litt friskluft for å tynne ut eksplosiv metangass og for at atmosfæren skulle inneholde nok oksygen til å holde dieselmotorene i gang. Årsaken til at brannen hadde fått såpass godt "feste" i liggen i dette området skyldes trolig at det i denne delen av stollen var et relativt mektig kullskiferlag i liggen. Dette inneholdt nok energi til å kunne opprettholde ulmebrann over tid, se figur 7.



Figur 7. Det geologiske tverrsnitt for C-stollen i hovedstoll 2 viser at det er et lag med gjenstående kullskifer i liggen i det området der det ble observert ulmebranner. Dette var et av områdene som måtte settes under vann ved hjelp av å bygge demninger med sprutbetong.

Demningene ble bygget med armert sprutbetong. Dette arbeidet ble utført av personell fra LNS, som har god kompetanse på betongspruting. På grunn av at arbeidet måtte foregå uten å slippe til store mengder oksygenrik luft, så måtte personellet læres opp som røykdykkere før de kunne starte på oppdraget. I tillegg til personellet fra LNS, så var røykdykkerne fra SNSG med på jobben for å hjelpe til, kontrollere gasser, transportere utstyr osv. Til sammen ble det bygget 23 demninger. Dette arbeidet tok ca 2,5 måned, og foregikk hele tiden som en kontinuerlig røykdykkerinnsats. Den 13. januar var områdene oppfylt tilstrekkelig med vann og ventilasjon av gruva ble startet.

7. Reetablering av drift i gruva

Brannen hadde i stor grad kun foregått i returluftstollen (C-stoll). De andre to stollene i hovedstollsystemet var for det meste uberørt både av brann og varme. På grunn av varmepåkjenningen hadde det gått ras i store deler av returluftstollen. En del av disse rasene ble lastet ut og området ettersikret med sprutbetong og bergbolter, men store deler av returluftstollen i hovedstoll 3 var så ødelagt at det ble valgt å drive nye stoller ved siden av de eksisterende.

Tidlig i slukkefasen ble det utarbeidet en prognose for hvor lang tid det ville ta før gruva kunne komme i produksjon igjen. Denne prognosen tok hensyn til alle de arbeidsoppgaver som man på det tidspunktet kunne forestille seg. Det ble raskt klart at bestillingstidene for nytt utstyr og tiden det tok å montere nytt utstyr i gruva ville være dimensjonerende for hvor lang tid produksjonsstansen ville vare. Logistikken i prosjektet var også en stor utfordring. Alt utstyr måtte samles opp på kontinentet på få båter og fraktes inn til Svea fordi fjorden var islagt på denne tiden av året. Arbeidsoppgavene som måtte utføres før produksjonen kunne startes på nytt, kan grovt oppsummeres ved punktene nedenfor:

- Skaffe oversikt og bestille nødvendig utstyr.
- Sikring av adgang til gruva.
- Etterslukking.
- Kontroll og undersøkelser av stabiliteten i gruva og den eksisterende sikringens tilstand.
- Sikring av heng og sidepaller og opprensking i gruva.
- Demontering av skadet utstyr.
- Overhaling av utstyr.
- Frakt av utstyr fra leverandør til Svea Nord.
- Montering og prøvekjøring av nytt utstyr.

Disse arbeidene ble på forhånd estimert til å ta ca 6 måneder. Dette tidsestimatet stemte relativt bra hvis man ser bort fra tiden som gikk med til byggingen av demningene for å sette områdene med ulmebranner, under vann.

Den 13. januar ble det startet ventilasjon over strossa, der produksjonsutstyret i gruva var montert. Det knyttet seg stor interesse til om hvordan forholdene på strossa hadde vært under og etter brannen. Produksjonsutstyret er kostbart og det er lange bestillingstider for å få tak i nytt utstyr. Det ble på forhånd antatt at dette utstyret hadde små skader, men hvis utstyret skulle ha store skader, ville det tatt lang tid før produksjonen kunne startet opp igjen. Det viste seg at antakelsen om at utstyret var lite skadet av varme og gasser stemte bra. Det meste av elektronikken ble byttet for å unngå problemer med det på sikt, og alt utstyret ble vasket ned og behandlet for å forhindre videre korrosjon.

Den 5. februar var nye hovedvifter på plass ytterst i hovedstoll 1, og hele gruva kunne ventileres for å oppnå godkjent arbeidsatmosfære i alle områder.

8. Sikkerhet

Slukkeinnsatsen og gjenoppbyggingen av Svea Nord etter brannen var en lang og krevende jobb både når det gjelder planleggingen og utførelsen av oppgavene. Ved alle arbeidsoppgaver ble sikkerheten til mannskapene satt som første prioritet. Slukking av brann inne i en gruve, mange hundre meter fra nærmeste område med friskluft krever godt utdannede mannskaper som både stoler på hverandre, på planene for innsatsen, utstyret de skal beskytte seg med og de skal stole på at de alltid har en "plan B" hvis noe skulle gå galt.

Da brannen startet hadde Store Norskes gruveredningskorps ca 45 røykdykkere. Etter hvert som man fikk oversikt over situasjonen inne i gruva og så at dette trolig ville bli en langvarig innsats, så ble det igangsatt opplæring av nye røykdykkere. Til slutt hadde gruveredningskorpset nesten 90 utdannede røykdykkere, inkludert mannskaper fra LNS som utførte sikringsarbeid inne i gruva og betongspruting for å bygge demninger. Den første tiden foregikk alt arbeid som røykdykkerinnsats, ikke fordi det var store mengder røyk, men fordi arbeidsatmosfæren inneholdt giftige gasser og arbeidet foregikk i nærheten av ulmebranner, som kunne innebære en potensiell fare. Røykdykkerinnsatsen foregikk nærmest sammenhengende i omtrent 3 måneder. Mannskapet ble fordelt på flere lag, og hvert lag hadde en effektiv innsatstid på 2-3 timer og hvile i 4 -6 timer. På dette viset kunne innsatsen foregå kontinuerlig, døgnet rundt, 7 dager i uka. Til tross for en meget tung og krevende innsats klarte mannskapet å holde motivasjonen oppe og ikke minst klarte de å utføre dette arbeidet uten en eneste personskade.

For å lykkes med dette arbeidet, uten å risikere skader på mannskapet, var det viktig å planlegge hvert enkelt oppdrag i detalj. Før hver enkelt innsats ble det samlet så mye informasjon som overhode mulig om forholdene på stedet der oppdraget skulle utføres, deretter ble det utført risikovurdering ved en såkalt "Sikker Jobb Analyse", før innsatsordre ble utferdiget og mannskapene brifet før innsatsen. Like viktig var informasjonsflyten mellom lagene og mellom skiftene. Mellom hvert skift ble det holdt møter der informasjon ble utvekslet. Mellom mannskapsbyttene, hver tirsdag, ble det holdt informasjonsmøter der mannskapene ble oppdatert om hva som hadde skjedd siden sist de var på jobb.

Det ble tidlig opprettet helseovervåking av alle som deltok i innsatsen i gruva, både for røykdykkerne og for alle andre. Overvåkingen ble ledet av Bedriftshelsetjenesten ved Longyearbyen sykehus, og de stilte med helsepersonell i Svea under hele innsatsperioden. I tillegg ble det foretatt undersøkelser og kartlegging i gruva og ute på arbeidsplassene av eventuelle skadelige stoffer som ble utviklet som følge av brannen. For eksempel ble konsentrasjonen av steinkulltjære, et kreosotlignende stoff som blir drevet ut av kullet når det blir oppvarmet, kartlagt grundig. Dette stoffet inneholder PAH, en kjemisk forbindelse som kan være kreftfremkallende når man puster inn luft der forbindelsen er i dampform, eller når man får faststoff på huden. Det ble funnet slike forbindelser både på overflater i gruva, og på maskiner og utstyr som hadde stått inne i gruva. Redningsledelsen iverksatte grundige rutiner for renhold og bruk av beskyttelsesutstyr for personell som kunne bli eksponert for disse stoffene. Etter hvert viste målingene at det var meget små konsentrasjoner av PAH i luften i gruva, det er faktisk aldri målt mer enn 1/40 av arbeidsmiljølovens administrative norm for PAH i arbeidsatmosfæren etter at gruva ble åpnet for ventilasjon og det ble tillatt å ferdes i gruva uten bruk av røykdykkerapparat.

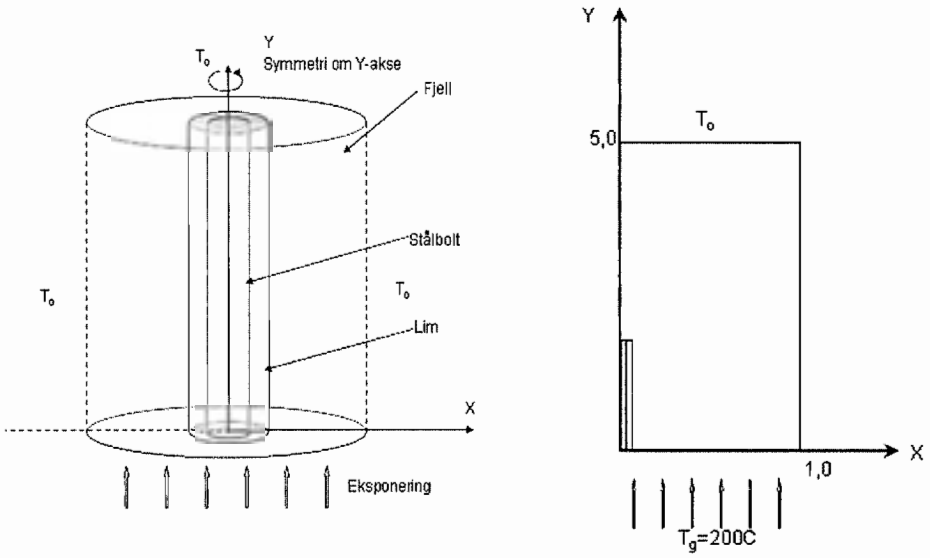
9. Brannens påvirkning på sikring og berg

Etter hvert som det foregikk arbeid med entring av nye områder i gruva, ble stabilitetsforholdene i stollene nøye inspisert. Det ble hentet inn rådgivere fra SINTEF og RMT i England. Sammen med personell fra Store Norske ble hele gruva etter hvert kontrollert og kartlagt.

Det knyttet seg stor interesse til om hvor mye temperaturen hadde skadet den eksisterende sikringen i gruva. Tiden som måtte brukes på ettersikring, var en viktig parameter når det skulle beregnes tidsestimat for når gruva kunne være gjenoppbygd og klar for produksjon. SINTEF utførte databaserte temperaturanalyser av stålboltene som benyttes som standard heng- og sidepallsikring i gruva, kamstålbolter med lengde på 1,8 meter og diameter 19mm, se figur 8. Boltene blir limt fast i hele sin lengde med to-komponent polyesterlim. Svakeste leddet med hensyn på påvirkning av høye temperaturer er polyesterlimet. Styrken og holdfastheten i limet reduseres ved vesentlig lavere temperaturer enn både stålet i boltene og bergmassen. Polyesterlimet som benyttes i Svea Nord har en kritisk temperatur på 110 °C. Ved temperaturer høyere enn kritiske temperatur, skjer det en gradvis reduksjon av limets styrke og holdfasthet. Det var derfor av stor viktighet å skaffe kunnskap om hvordan temperaturene hadde påvirket sikringen og hvor dypt inn i bergmassen varmen gikk.

Med grunnlag i kjente materialegenskaper for stålboltene, limet og berget laget SINTEF en databasert modell der sikringssystemet ble utsatt for ulike temperaturer over ulik varighet. Temperatureksponeringen ble definert som et tid/temperatur-nivå. Beregninger ble utført for 100 °C, 250 °C, 500 °C og 1000 °C. For 100 °C og 250 °C ble det beregnet med lang varighet (7 dager), fordi man antok at store deler av gruva kunne ha denne temperaturen i flere dager etter at den initiale brannen var dempet på grunn av den inerte atmosfæren som oppsto i gruva etter at ventilasjonen var stoppet og alle åpninger var tettet igjen. For 500 °C og 1000 °C ble det beregnet for en kortere periode fordi denne temperaturen ble oppnådd kun for en begrenset tidsperiode etter brannen startet. Man antok også at de aller høyeste temperaturene hadde oppstått i begrensede områder i gruva, fortrinnsvis i området der plastrøret hadde ligget.

Beregningene ble presentert i form av temperaturprofiler gjennom bolt/lim innover i bergmassen. Beregningene viste at det var liten forskjell på temperatur i stål/lim/berg i samme dybde bortsett fra i de ytterste lagene i den umiddelbare hengen, der varmeledningsevnen for stålet var dominerende. Lenger inn i bergmassen utjevnes temperaturene. Beregningene viser at kritisk temperatur for polyesterlimet (110 °C) nås i en dybde av ca 0,5 meter etter 54 timers eksponering for en temperaturlast på 500 °C. Tilsvarende for en temperatur last på 1000 °C viser beregningene av 110 °C kan nås i en dybde av ca 0,7 meter. For temperaturlast på 250 °C kan temperaturen i berg/bolt/lim komme opp i 110 °C i en dybde på 0,6 meter etter 7 dagers eksponering. Det ble antatt at polyesterlimet rundt boltene innenfor disse dybdenivåene ikke har oppnådd kritisk temperatur og dermed kan ha opprettholdt sin styrke og forankringsevne. Med andre ord har sikringssystemet relativt stor restevne til å ta opp last, selv i de områdene av gruva der temperaturen har vært høyest.

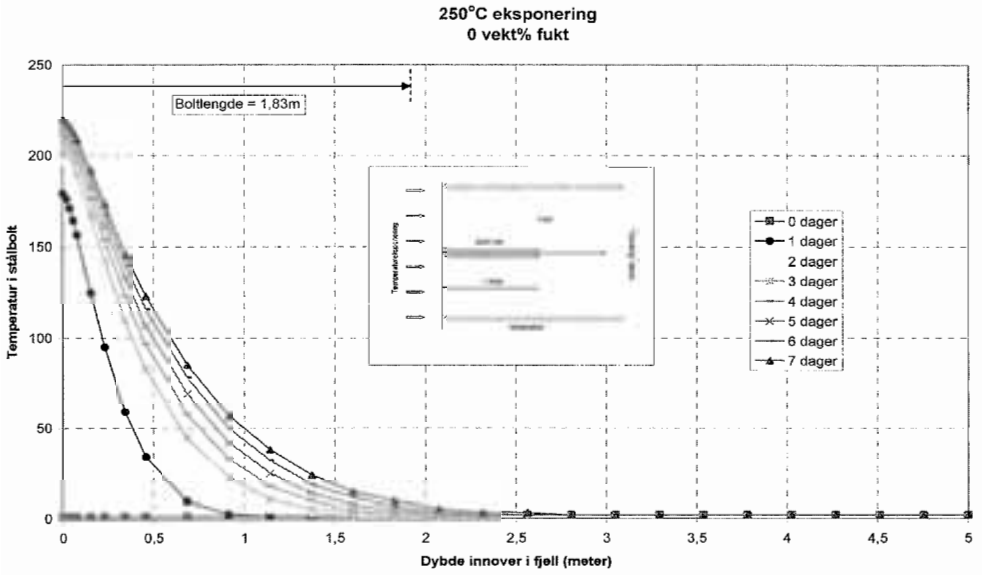


Figur 8. Beregningsmodell for temperatureksponering av bergbolter. I dette tilfellet beregnes eksponeringen opp til 5 meters høyde over hengflaten og bolten, limet og bergmassen eksponeres for en temperaturlast på 200 °C, *Opstad* (2006).

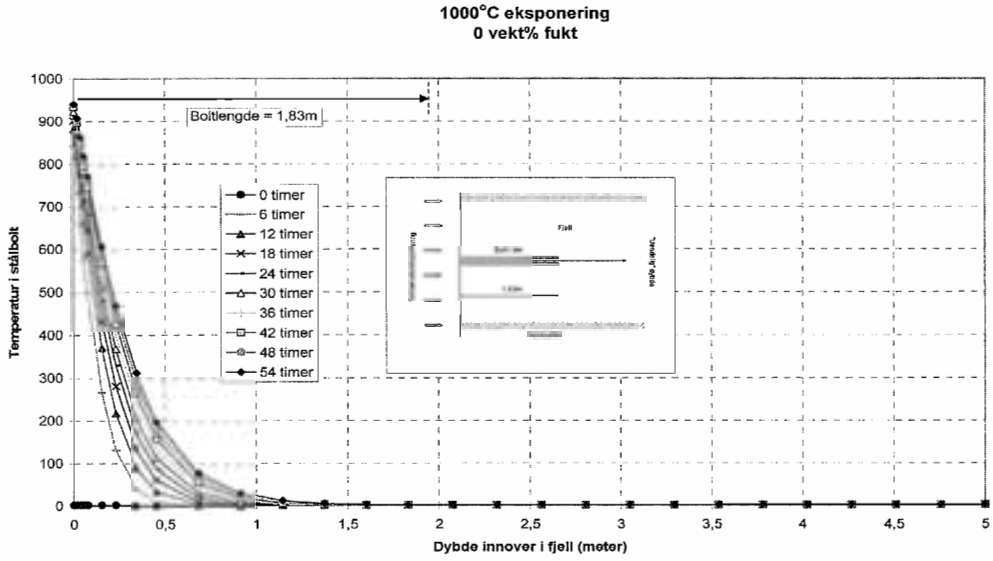
Figurene 9 og 10 viser diagram med temperaturprofilet i senter av stålbolten fra hengflaten og i lengderetning innover i bergmassen som funksjon av tid. Analysen av hvor mye den eksisterende sikringen ble påvirket av temperaturene under brannen viser at sikringen i stor grad ikke er nevneverdig påvirket i A- og B-stollen i hovedstollsystemet. Det samme gjelder for store deler av stollene opp mot og i selve produksjonsområdet. Det er kun i C-stollen i hovedstollsystemet at temperaturlasten har påvirket sikringen i en så stor grad at det var nødvendig med større ettersikring. Denne analysen stemte godt med observasjonene som ble gjort når man fikk adgang til gruva for å inspisere og kontrollere boltesikringen.

I C-stollen hadde brannen ført til meget høye temperaturer på enkelte steder. I denne stollen var det derfor behov for ettersikring av lange områder. I tillegg var det gått flere store ras i stollen, som førte til tidkrevende utlasting og sikring. I to områder ble arbeidet med utlasting og sikring antatt å være så tidkrevende at det ble besluttet å drive nye stoller forbi rasområdene. De to nye stollene ble til sammen ca 700 meter lange og ble drevet i løpet av en måneds tid. Disse stollene ble drevet gjennom barrierepilarene mellom de utdrevne områdene foran strossene i H3 og hovedstollen.

Det var noe usikkerhet om vertikalspenningene i dette området kunne være såpass store at de kunne føre til stabilitetsproblemer i de nye stollene, fordi det normalt induseres spenninger foran fronten på en strosse på grunn av det tomme rommet som dannes fører til en omlagring av spenningene i bergmassen. Observasjoner gjort når strossene var i produksjon tilsa imidlertid at dette ikke skulle føre til problemer i dette tilfellet. De gunstige spenningsretningene i Svea Nord reduserer dette problemet betraktelig og det er nokså sjelden å se spenningsytringer på sidepallene foran strossene.



Figur 9. Temperaturprofil i senter av stålbolt fra hengoverflaten og i lengderetning innover i bergmassen som funksjon av tid. Temperaturlasten i dette tilfellet er 250 °C, *Opstad* (2006).



Figur 10. Temperaturprofil i senter av stålbolt fra hengoverflaten og i lengderetning innover i bergmassen som funksjon av tid. Temperaturlasten i dette tilfellet er 1000 °C, *Opstad* (2006).

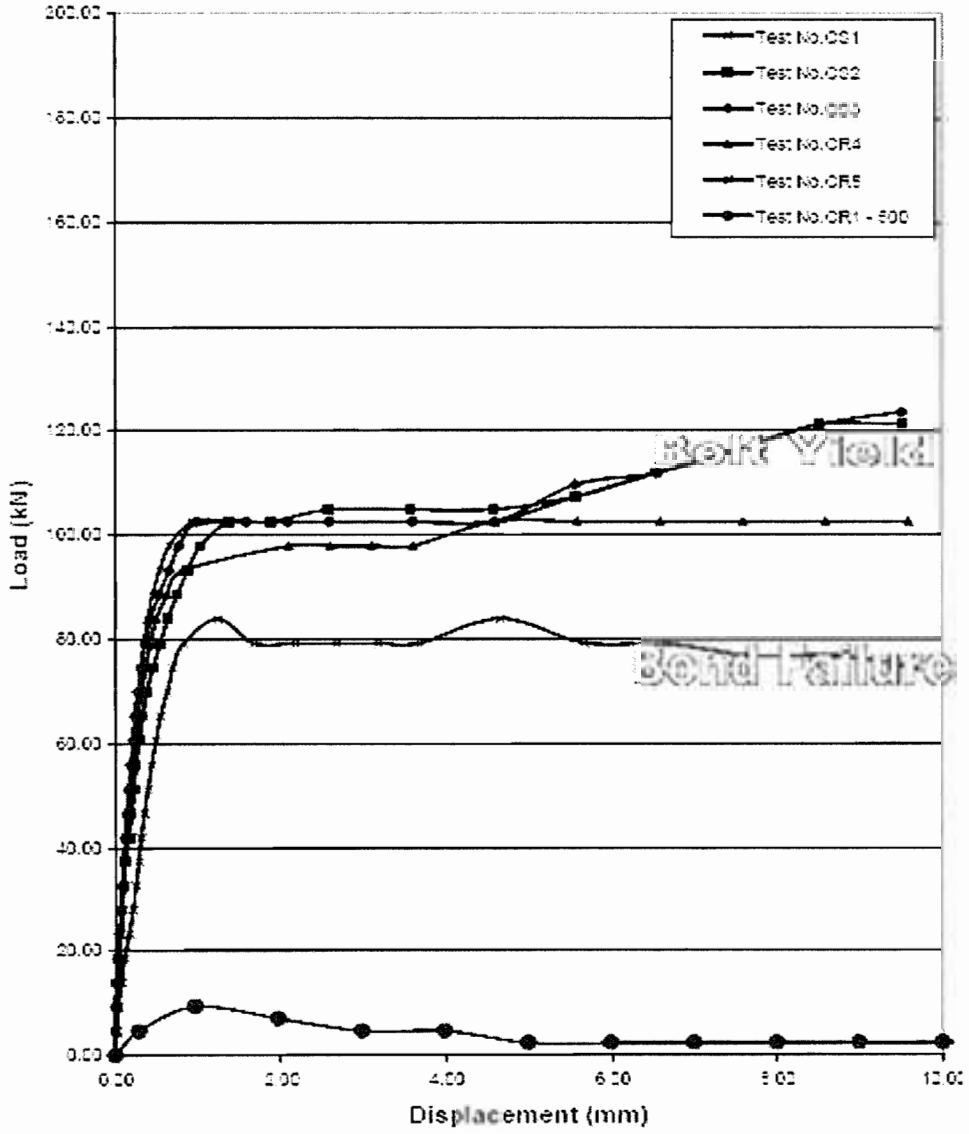
Etter at gruva ble åpnet for ventilasjon ble det ble foretatt grundig kontroll av eksisterende sikring i heng og sidepaller (vegger). De engelske konsulentselskapet RMT Ltd. ble en viktig brikke i dette arbeidet. De har kompetanse på bergteknikk og bergmekanikk fra kullgruver rundt om i hele verden, og har tidligere hatt flere oppdrag for Store Norske i Svea Nord. De kjenner gruva og forholdene fra før og skaffet seg raskt et overblikk over situasjonen. I tillegg til visuelle inspeksjoner og bergmekanisk kartlegging av alle hovedstoller foretok de en rekke kontroller og tester av den eksisterende sikringen som ennå var intakt. Kontrollprogrammet besto av:

- Fysisk vurdering av heng og sidepaller i stollene
- Kjerneboring for å undersøke brannens påvirkning av berget
- Utboring av kjerner rundt bergbolter for å undersøke påvirkningen på bolt/lim/berg
- Undersøkelse ved hjelp av Akustisk energi-meter, en ikke-destruktiv metode for å undersøke hvor stor mektighet den knuste delen av bergmassen hadde nederst mot hengen i stollene
- Short Encapsulation Pull Testing (SEPT), en metode for å finne holdfasthet og stivhet i bindingen mellom bolt og berg

Det ble også utført laboratorietester på bergboltesystemet der bergboltene ble støpt inn med samme polyesterlim som blir benyttet i Svea Nord, og deretter ble påvirket av temperaturer på henholdsvis 250 °C og 500 °C. Testene viste at den laveste temperaturen ikke hadde noen negativ effekt, men den høyeste temperaturen førte til stor reduksjon av bindingen mellom bolt og berg. Det viste seg også at limet forandret farge når det ble påvirket av den høyeste temperaturen, slik at det kunne i en viss grad benyttes som indikator for hvor høy maksimumstemperaturen hadde vært i de ulike områdene under brannen, *MacAndrew* (2006). Dette er illustrert i figur 11.

Figur 11 Figuren viser at fargen på polyesterlimet endres ved ulike temperaturpåvirkninger. Øverst til venstre er limet påvirket av temperatur på 20 °C, og har normal grå farge. Øverst til høyre er limet utsatt for en temperatur på 250 °C, og fargen er endret til brunlig. Nederst er limet utsatt for

en temperatur på 500 °C og limet er forvandlet til hvitt pulver og bindestyrken mellom bolten og berget er redusert betraktelig, *MacAndrew* (2006).



Laboratory Short Encapsulation Pull Test Results
SNSK 19mm Rockbolt and Resin
Tests after Heating to 250 DegC

Figur 12. Diagrammet viser resultater fra uttrekkstester (SEPT) utørt i laboratoriet på stålbolter som benyttes som standardsikring i gruva. Det er utført 4

uttrekkstester på bolter som har vært utsatt for 250 °C og en som er utsatt får 500 °C, *MacAndrew* (2006).

Det ble utført uttrekkstester (SEPT) på stålbolter som benyttes som standardsikring i gruva. Figur 12 viser resultatene for 5 bolter som har vært utsatt for en overflatetemperatur på 250 °C og en bolt som har vært utsatt for en temperatur på 500 °C. Ingen av de fem boltene som har vært utsatt for 250 °C har mistet nevneverdig av sin opprinnelige lastkapasitet, selv om det oppsto brudd i limbindingen for en av boltene ved en last på ca 80 kN. For de andre boltene oppstår normal deformasjon, ved at de tøyes når stålet når flytgrensa, som i dette tilfellet er ved ca 100 kN. Bolten som har vært utsatt for 500 °C har derimot mistet nesten totalt sin evne til å ta opp last, på grunn av at materialegenskapene i limet har endret karakter og blitt pulverisert.

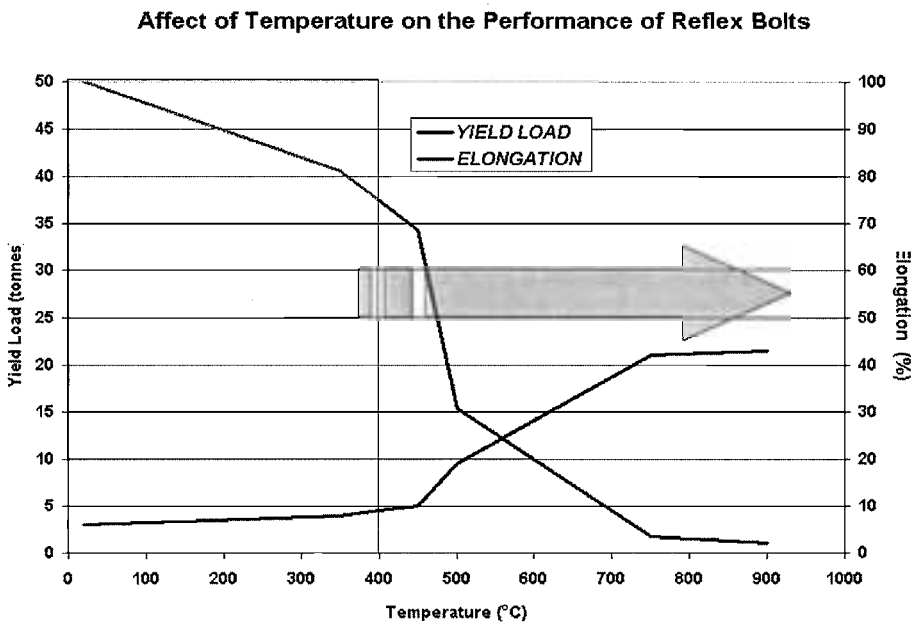
Kunnskapen om hvordan temperaturene påvirket bergsikringen dannet grunnlag både for hva man skulle se etter ved inspeksjoner i gruva, hvilke områder man kunne forvente å ha behov for ettersikring og hvor intensiv ettersikringen måtte være. Etter hvert som det ble konkludert og det ble levert resultater fra undersøkelsene, ble det lagt planer for ettersikring i de områder av gruva der dette ble vurdert å være behøvelig.

I de indre deler av gruva kjennetegnes de bergmekaniske forholdene ved at det er økende horisontale spenninger på tvers av hovedstollene i tillegg til at geologien i området er relativt urolig med bergartslag av vekslende kvalitet i den umiddelbare hengen. I disse områdene er det benyttet wirebolter (Reflex-bolt) med lengder mellom 4 og 6 meter, som er innstøpt med polyesterlim. For å undersøke effekter av høye temperaturer på disse boltene ble det utført laboratorietester på lik linje som for stålboltene. Figur 13 viser er diagram som beskriver Reflex-boltens styrke og tøyningsegenskaper som funksjon av temperatur. Det konkluderes at bolten mister styrke og mister stivhet med økende temperatur, og at reduksjonen akselerer når temperaturen stiger over 400 °C. Inspeksjoner i gruva viste at det var veldig få områder der det hadde vært benyttet Reflex-bolter som hadde hatt en temperatur over 400 °C.

Figur 14 viser en oversikt over hvilke tegn man burde se etter ved inspeksjoner i gruva, for å få en formening om hvor høy maksimale temperaturen på overflata hadde vært. Ved temperturer over mellom 100 °C og 250 °C endres fargen på limet fra grått til brunt. Ved temperatur mellom 400 °C 0g 500 °C endres fargen til hvit og limet pulveriseres. I samme temperaturområde ser man at sinken i galvaniseringen på Reflexboltene har vært smeltet. Ved temperaturer over 800 °C skjer det en kjemisk reaksjon i galvaniseringen, såkalt Carburisasjon. Dette kjennetegnes ved at sinken blir skinnende hvit og flakker av på stålet. Ved 1400 °C når stålet sitt smeltepunk. Det fantes ingen tegn på at det hadde vært så høye temperaturer noen steder i gruva.

Polyesterlimet mister gradvis sin styrke og holdfasthet ved overflatetemperaturer over 100 °C. ved 250 °C har det likevel opp mot 80 % av opprinnelig styrke. Ved økende temperatur opp mot 400 °C mister limet imidlertid raskt sin styrke.

Begge boltetypene bevarte sin evne til å ta opp last opp til en temperatur på omtrent 400 °C – 500 °C. Over denne temperaturen avtok denne evnen raskt og ved 800 °C var boltenes lastkapasitet omtrent lik 0.



Figur 13. Diagrammet viser hvordan wireboltenes (Reflex-bolt) styrke og tøyningsegenskaper påvirkes av økende temperatur, *MacAndrew* (2006).

VISUAL INDICATIONS OF MAXIMUM ROADWAY TEMPERATURE ATTAINED DURING FIRE AND POSSIBLE EFFECTS ON SUPPORT PERFORMANCE

		Surface Temperature				
		<100°C	100°C - 250°C	400°C - 500°C	800°C	+1400°C
	Any Visual Signs	NONE	None on Steel Resin turns light brown	Zinc melts on Reflex bolts Resin turns to white powder	Carburisation and flaking of steel surfaces	Melting point of steel (Vaporised)
Support Performance	Resin	100 %	<80% UCS	0 % UCS	0 % UCS	0 % UCS
	Bolts	100 %	100 %	100 %	?	0 %
	Pull Test	100 % Bond Strength	100 % Bond Strength	10 % Bond Strength	0 % Bond Strength	0 % Bond Strength
	Reflex Bolts	100 %	100 %	70 % Yield Point	5 % Yield Point	0 %

Figur 14. Diagram som viser hvilke visuelle indikasjoner man kan iaktta på lim og bolter når de har vært eksponert for ulike overflatetemperaturer, *MacAndrew* (2006).

Konklusjon

Brannen som startet i Svea Nord den 30. juli i 2005, førte til en produksjonsstans på nesten 9 måneder. I løpet av disse månedene ble brannen slukket før gruva ble entret på nytt og en lang periode med etterslukking av ulmebranner kunne starte. Etter at det var bygget demninger rundt områdene der det ble observert ulmebranner, og områdene var oppfylt med vann, kunne gruva åpnes for normal ventilasjon igjen. Samtidig startet arbeidene med kontroll av stabiliteten i heng og sidepaller. Det viste seg at en stor del av den eksisterende sikringen i gruva var intakt og lite påvirket av brannen. Imidlertid var det relativt store områder i C-stollen i hovedstollsystemet som hadde behov for tung ettersikring. Det var også områder der det hadde gått store ras, der utlasting og ettersikring ble vurdert for tidkrevende å utføre. Rundt disse områdene ble det derfor drevet nye stoller, for på nytt å etablere nødutgang og kontinuerlig returluftvei ut fra gruva.

Til tross for iherdig innsats fra alle ledd i Store Norskes organisasjon ville slukkingen og gjenoppbyggingen av gruva kanskje vært umulig uten hjelp fra eksterne fagmiljøer. I alle fall ville arbeidet tatt mye lengre tid. Den nærmeste samarbeidspartneren vi har hatt under slukkingen og gjenoppbyggingen er vår underentreprenør i Svea, Leonard Nilsen AS og deres datterselskap LNSS. De har jobbet parallelt med Store Norske i de fleste arbeidsoppgaver siden brannen startet. Spesielle arbeidsoppgaver som sikring av store rasområder og betongspruting av demninger for å sette områder under vann hadde Store Norske verken kompetanse eller utstyr for å klare selv.

I tillegg har vår andre underentreprenør, ISS, som ivaretar messedrift og renhold i Svea, bidratt på sitt felt under brannen og arbeidene i etterkant. Under slukkingen og arbeidene etterpå har renhold av klær, pauserom og annet vært utført som om dette kunne vært infisert med PAH, som kan være kreftfremkallende. Disse beskyttelsesrutinene ble iverksatt på grunn av at det tidlig under brannen ble registrert forhøyede verdier av PAH i arbeidsatmosfæren i og rundt gruva. Etter hvert som det ble foretatt kartlegging av arbeidsatmosfære både i gruva og ved andre arbeidsplasser viste det seg at dette ikke var noe problem. PAH forekom, men i relativt lave konsentrasjoner, langt under administrativ norm, gitt i arbeidsmiljøloven.

Sysselmannen på Svalbard gjorde en fremragende innsats like etter at brannen startet. De hjalp til med frakt av injiseringsmasse som ble benyttet ved tetting av demningen i tunnelen, og med frakt av annet utstyr, blant annet vifter for å ventilere tunnelen etter at demningen var tettet. Sysselmannen har nær kontakt med Forsvaret, som stilte Herkules flymaskin til disposisjon flere ganger. Arbeidstilsynet og Bergmesteren støttet arbeidet ved rådgiving innen sikkerhet, arbeidsatmosfære og faglige råd innen slukking og utvikling ved brann i gruver.

Personell fra Sykehuset i Longyearbyen har deltatt i overvåking av personellets helse under aksjonen, blant annet tett oppfølging av røykdykkerne. De har også deltatt i planlegging av prøvetaking og analysering av eventuelle konsentrasjoner av helseskadelige stoffer som arbeidstakerne kunne bli eksponert for.

Brannlaboratoriet ved SINTEF, (NBL AS) deltok med overvåking og analyse av branngassene som kom ut av gruva i den første fasen. Analyse av gassene var den eneste måten å danne seg et bilde på hva som foregikk inne i gruva, da det var umulig å utføre innsats med røykdykkere på grunn av mye røyk og høye temperaturer. NBL utførte også beregninger for å estimere maksimal temperatur i de ulike områdene i gruva under brannen, i tillegg til beregninger av hvordan bergsikringen ble påvirket av høye temperaturer.

GSIS (Global Steamexfire Inertisation Services) utførte slukkefase 2, ved å fylle gruva med inert gass som ble produsert av en gassturbin med påmontert etterbrenner. De kom opp til Svalbard på meget kort varsel og utførte arbeidet meget sikkert og godt planlagt.

RMT, et konsulentfirma fra England, som har spesialisert seg på bergteknikk og –mekanikk i kullgruver, bidro til kontroll av stabiliteten i gruva og kontroll og undersøkelser av eksisterende sikring samt rådgiving med hensyn på ny sikring av gruva.

Ellers har Store Norske hatt kontakt og fått bistand fra en rekke innenlandske og utenlandske fagmiljø. Spesielt givende har det vært å få en dialog med representanter fra andre gruver rundt omkring i verden, som har opplevd brann i gruva.

Referanser:

GSIS, (2006): *Global Steamexfire Inertisation Services*, Powerpointpresentasjon, side 5.

MacAndrew, Keith. (2006): *Summary of Geotechnical Investigations at Svea Nord Mine following the Fire in the main Roadways,* RMT – rapport, side 1 -18.

Opstad, Kristen. (2006): *Temperaturanalyse av brannekspønerte fjellbolter*, SINTEF-rapport, side 3 -8.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

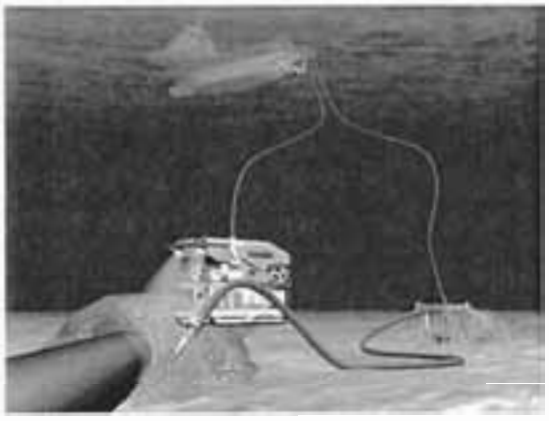
UTGRAVING OG MASSEFLYTTING PÅ HAVDYP NED TIL 1500 M – ERFARINGER FRA OFFSHORE

Excavation and mass shifting down to 1500 m –experience from offshore

Dr. Ing. Tom Jacobsen, GTO Sediment AS / GTO Subsea AS
www.gtosediment.no / toja@gto.no

SAMMENDRAG
GTO Subsea AS er lokalisert i Kristiansund, og har siden 1999 levert en rekke innovative løsninger for sedimenthåndtering ned til 1500 m dyp, på felt i Europa, Afrika, Asia og Amerika. Alle typer sedimenter inklusive stein opp til 400 mm kan suges med GTO-teknologi. Produktene er i fremste rekke den lette ROV-dredgen, den kraftigere Subsea dredgen, Dykker Dredge, Spider 2000 og Pile Dredge. Egenutviklet ejektorteknologi, detaljert kunnskap om sedimenter og sedimenttransport, ressurser til å levere driftsikre systemer på alle dyp og leveringssikkerhet og hurtighet alle er forutsetninger for suksessen. To pågående FoU prosjekter er rettet mot suging av hard og seig leire og heving av forurenset masse fra store dyp.

SUMMARY
GTO Subsea AS located in Kristiansund, Norway, has since 1999 developed a range of sediment handling technologies which have been used down to 1500 below sea level offshore Europe, Africa, Asia and America. These include the light ROV-carried dredge, the larger and more powerful GTO Subsea Dredge, Diver Dredge, Spider 2000 and Pile Dredge. In-house developed ejector technology, knowledge of sediment transport mechanisms, electrical mechanical engineering skills and reliable and quick supply are all preconditions for the success. Ongoing research project aims at dredging of hard and cohesive clay and recovery of contaminated sediment from any water depths.



Figur 1 Illustrasjon av GTO Subsea dredge

1 BAKGRUNN

Stadig økende deler av olje og gassinstallasjonene blir plassert på havbunnen. Utenfor kysten finnes det en omfattende infrastruktur med brønnhoder, olje og gassledninger, strømforsyning etc, til sammen tusenvis av kilometer. Denne infrastrukturen skal utvides og fornyes, og ikke minst skal den skal vedlikeholdes.

Dette krever også masseflytting. Grøftegraving, planering, avdekking, tildekking, fjerning, tømming av pæler osv, akkurat som på land. Massene det er snakk om er stein, grus, sand silt og leire. Vanlig graveutstyr kommer fort til kort under vann, massene blir flyktige, sikten forsvinner og utstyret ustødig. Tidligere teknologier gikk ut på å blåse vekk massene med store vifter. Store sugeapparater som veide mange 10-talls ton ble også brukt, uten at effektiviteten nødvendigvis var så stor. Slikt utstyr er (var) også tungt og dyrt og håndtere.

Markedet lå derfor åpent ny teknologi, og i 1999 ble GTO Subsea etablert. Forretningsideen var en steinsuger med egen pumpe nede på bunn. – utgangspunktet for teknologien var utviklet på NTNU for bruk i vannkraftindustrien. Subsea Dredgen ble testet, la et godt grunnlag for Allerede få måneder etter oppstarten ble subsea dredgen testet på Sintef. Fra en beskjeden start på Tustna, med 100 000 i AS kapital og lån fra SND har GTO Subsea utviklet seg til å bli en ledende leverandør av undervanns sugeteknologi, med oppdrag over hele verden. GTO gruppen har beholdt lokalt eierskap og tilhørighet og er nå lokalisert med GTO Subsea i Kristiansund (offshore) og GTO Sediment i Trondheim (vannkraft)

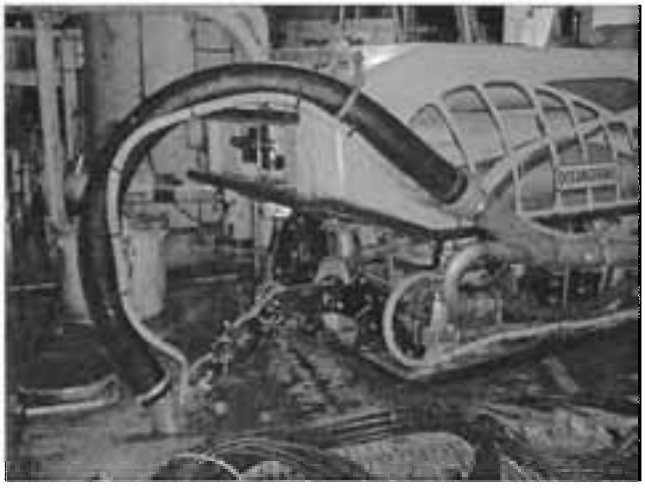
Figur 2: Fra en tidlig test, grov stein skal suges.

2 ROV DREDGE – NØDLØSNINGEN SOM BLE EN SUKSESS

Det første oppraget dukket opp raskere enn ventet og den større Subsea Dredgen var ikke klar. Det ble derfor utviklet en mindre ROV-dredge drevet av ROV sitt eget hydraulikksystem. (ROV = Remotely Operated Vehicle, ubemannet undervannsfartøy) Resultatet var en suksess – store mengder grus ble fjernet på over 500 m dyp.

Ikke bare ble oppdraget løst. Et nytt produkt ble utviklet på grunn av en konkret utfordring. Kapasiteten imponerte såpass en av kundene ga den navnet Monica… Det skulle ikke bli siste gang ny teknologi ble utviklet på bakgrunn av en konkret utfordring. I dag levers ROV-dredgen i en rekke størrelser og konfigurasjoner, og har blitt et av selskapets viktigste

produkter. Den store fordelen er at den krever lite plass: Pumpe, ejektor, sugeslange og sugehode får plass en kasse på under en m^3. Utenfor Angola har en ROV dredge har vært i bruk siden 2003 for å fjerne borkaks på 1500 m dyp.



Figur 3 ROV med påmonterte ROV dredge, fra Angola

FAKTA: ROV - DREDGE	
Bruksområde:	Mindre graveoppdrag, drill-cut, hurtig mobilisering og flyfrakt
Materiale	Drill-cut, sand, silt enkelte leirer og grus
Kapasitet:	Opp til 60 m^3/time
Dimensjon:	Opp til 250 mm (10")

En egen versjon av ROV-dredgen er for øvrig bygget fro å opereres av dykkere. Blant fordelene er høy sikkerhet for dykkere og fullt sug uansett hvor dypt eller grunt det er.

3 SUBSEA DREDGE – ARBEIDSHESTEN

Subsea dredgen var grunnideen bak etableringen av GTO Subsea. Den har i motsetning til ROV-dredgen motor og pumpe montert i en egen ramme. Ramma forbindes til skipet gjennom umbilical som løfter, leverer 3000 volt strøm og signaler. For å sjøsette dette utstyret trengs en egen winch.

Subsea dredgen bruks blant til fjerning av ballastgrus. Kabler, rør og brønnhoder blir dekket til med slik grus for å stabilisere og beskytte mot for eksempel trålposer. Ved reparasjoner må denne grusen fjernes. Subsea dredgen har vært på oppdrag flere 1000 døgn, ikke minst på Åsgard hvor det var store reparasjoner for noen år siden. Andre bruksområder er når lange transportlengder kreves eller det er hard leire. Det dypeste oppdraget subsea dredgen har vært ute er i Nigeria, her ble det fjernet store mengder leire på over 700 m dyp.

Figur 4 Suging av stein med Subsea dregde. Fra video

3.1 Oppgradering av subsea dredge

I det siste har det dukket oppdrag for subsea dredgen utenfor våre farvann. Et oppdrag ble gjennomført nylig i Russland hvor steinen var vesentlig større enn tidligere. En oppgradert versjon av subsea dredgen ble bygget, hvor effekten ble doblet til 250 HK og diameteren til 400 mm. I tillegg ble sugehodet modifisert for å håndtere stein som er større enn 400 mm. En ytterligere oppgradering levers i disse dager, med en effekt på 350 HK.

Figur 5 Test av oppgradert Subsea Dredge, Kristiansund 2006. Det er grov stein som suges.

FAKTA: SUBSEA - DREDGE	
Bruksområde:	Større graveoppdrag, vanskelige masser, store transportlengder
Materiale	Borkaks, sand, silt, seige/harde leirer og grus og stein opp til 400 mm
Kapasitet:	Opp til 300 m^3/time
Dimensjon:	Opp til 400 mm (16") Skreddersøm opp til 32" (800 mm) er mulig

4 SPIDER 2000 – ORMEN LANGE

Et mye omtalt prosjekt siste året er Ormen Lange. Gassfeltet utenfor Møre er et av de største i Norge og byr på store utfordringer da det ligger på 8-900 meters dyp i rasgropa til Storegga raset som gikk for 8000 år siden. (ca 6000 km^3 raste ut) Blant de største utfordringene var gravingen av grøftetraseen opp fra rasgropa. Massene er hard og seig leire, og hellingen er opptil 35 grader. GTO Subsea foreslo i juni 2001 en studie for norsk Hydro, hvor en lett, beltegående dredge kunne brukes for å grave grøftetraseen.

4.1 GTOs største løft

Dette var teknologi som GTO Subsea hadde utviklet og patentsøkt i 2000, og som i dag er patent i en rekke land. Prosjektet skjøt fart og det ble gjort videre studier sammen med Nexans som endte med at Nexans i 2003 fikk i oppdrag av GTO Subsea å bygge "Spider 2000". Det skulle vise seg å være et løft av dimensjoner, ikke mange kan hevde å ha satset like hardt på Ormen Lange som GTO.

4.2 En avansert maskin

Spider 2000 har et svært kraftig spylesystem som løser opp har leire, totalt er effekten på 650 kW. Massene blir sugd inn i skuffen slik at gravingen kan pågå kontinuerlig. For å kunne operere Spider i nullsikt er den utstyrt med posisjoneringssystem slik at den kan kjøres virtuelt på en terrengmodell. Som en kuriositet kan nevnes Spider blir operert med samme konsoll som brukes til playstation. I 2004 solgte GTO Spider til Nexans, som gjennomførte oppdraget i 2004 og 2005. Det bør også nevnes at Spider er nominert til årets ingeniørbragd av TU.

Figur 6 Forside på Byggeindustrien

5 LEIRE – EN STOR UTFORDRING

Blant de største utfordringene er graving leire. Flere oppdrag bekrefter dette, ikke minste Ormen Lange. Hard leire er ikke det verste, den sprekker gjerne opp i biter. Seig leire derimot er vanskelig fordi den gir etter. GTO har derfor satt i gang et prosjekt hvor GTO selv går inn med en million NOK. Hensikten med prosjektet er å utvikle spylesystemer som har optimal utforming slik at leire kan brytes opp eller eroderes før den suges bort. – Det jobbes for tiden med å få på plass finansiering for å kunne fullføre fullskala offshore uttesting

5.1 Graving i pæler

En variant av å grave i leire er å grave unne i undersjøiske pæler. Dette er spesielt aktuelt i forbindelse fjerning av gamle plattformer. Pæler, eller plattformbein blir kuttet innenfra, og for å gjøre dette må sedimentene inne i pælen fjernes. Teknologien ble utviklet i forbindelse med Valhall WIP prosjektet. Her måtte pæler kuttes 15 m under havbunn or å kunne plassere en plattform. Et 12 m langt, 2,5 meter diameter og 4 tonn tungt sugehode ble designet og bygget for oppdraget. Et kraftig spylesystem med 120 dyser er kombinert med et patentert sugemunnstykke som kan opereres blindt, uten at enheten blokkeres av for høy sedimentkonsentrasjon. (Nøyaktig samme teknologi brukes for øvrig i vannkraftprosjekter flere steder i verden)

Figur 7 Sugehode (gult) for tømming av pæler på Valghall.

5.2 Forerenset masse

Blant de største utfordringene er fjerning av forurenset masse på store dyp. Den forurensede massen må bringes opp til overflaten for behandling, noe som i seg selv krever mye energi. Videre må spredning av forurenset sediment unngås, og det hele må skje med så lite innblanding av vann som mulig, for å redusere kostnadene med etterbehandling. Her jobbes det med flere alternativer, og GTO Subsea kunne i sommer tilby metodikk for å fjerne / heve kvikksølvforurenset sand fra området rundt U-864; den tyske u-båten med 70 tonn kvikksølv om bord som ligger utenfor Feie.

6 UTFORDRINGER – VEIEN VIDERE

Noe av det første utenforstående først biter seg merke i er at utstyret kan brukes på hvilke som helst dyp. Faktisk er ikke det den store begrensingen – det er mer et spørsmål om kabellengde og størrelse på vinsj. Elektromotorer etc. er oljefylte og trykkompenserte, slik at dybden i seg selv ikke medfører ekstrabelastning på komponenter.

Hva så med stor stein? Masse med $_{d50}$ = 170 mm og betydelig andel stein større enn 400 mm? Dette lar seg faktisk også håndtere, selv om stor stein går ut over kapasiteten. Store stein suges fast til sugemunnstykke, og ROV kan dermed løfte steinen til side før sugingen fortsetter. Stein som passerer sugemunnstykket kan passere uhindret gjennom dredgen.

Andre utfordringer er drillsupport, dvs. fjerning av borkaks under boring, og enda større stein. For det siste har GTO på tegnebrettet dredger opp til 32" – 800 mm innvendig diameter. Leire og forurenset masse er utfordringer som er krevende og som, dersom løsningene ikke er tilfredsstillende, kan stoppe et prosjekt.

Som en oppsummering er det oppnådd svært mye innen fagfelte de siste 7 årene. Høy grad av Fou, samarbeid mot tilstøtende fagfelt er medvirkende faktorer. Men ikke minst viljen til å satse hos operatører og offshoreentreprenører viktig, den står ikke tilbake for noen på fastlandet. Undervanns massehåndtering er et meget spennende fagfelt i sin spede begynnelse, her vil vi se store fremskritt å årene som kommer!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

ARBEIDER MED HØYE TVERRSNITT. VALG AV METODE FOR Å OPPNÅ SIKKERHET. STORE FJELLHALLER BOLIDEN ODDA AS.

Caverns with tall cross-sections. Safe excavation methods. Large caverns Boliden Odda AS.

Sivilingeniør Frode S. Arnesen, MULTICONSULT AS

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver erfaringer fra prosjektering og bygging av bergrom med høye tverrsnitt, bredde over 20 m og høyde over 40m. Forholdene i, og erfaringene fra FSG AS´ anlegg i Stendafjellet i Bergen kommune og Boliden Odda AS´s Fjellhaller i Mulen i Odda kommune er beskrevet.
I Stendafjellet er tverrsnittene 25 m brede, 54 m høye med 50- 120 m overdekning. I Odda er tverrsnittene 22 m brede og 43 m høye med 300- 800 m overdekning.
Ved høyere tverrsnitt vil orientering av veggene i forhold til oppsprekkingen få stor betydning. Sekundær oppsprekking som oppstår ved sprengning, og fra bergspenningene må tas med i vurderingen. Vertikale borehull kan gi bedre stabilitet i vegger enn horisontale borehull. Ved vurdering av størrelsen på avstanden mellom bergrom som skal være tette bør ikke bare bæreevnen, men også faren for utvikling av gjennomgående sprekker tas med i vurderingen.

SUMMARY

The topic of the article is experiences from design and construction of caverns with tall cross-sections of widths more than 20 m and heights above 40 m. Conditions in, and results from cavern projects for FSG AS in Stendafjellet in Bergen and for Boliden Odda AS in Odda are outlined.
The cross- sections in Stendafjellet are 25 m wide, 55 m tall, and the rock overburden are 50 – 120 m. In Odda , the cross-sections are 22 m wide, 43 m tall , and the overburden is 300 – 800m. As cross sections are constructed taller, the influences of orientation related to jointing carry larger weight in the design considerations. The development of secondary jointing due to both blasting and rock tension can have influence on the stability. Vertical boreholes for blasting can give better stability in high walls than horizontal boreholes. When deciding upon the width of the pillar to be left between caverns, cracking due to tension should be avoided when planning for storage of liquids.

1. INNLEDNING

Artikkelen er formidler noen momenter som man bør ta hensyn til ved planlegging og bygging av høye tverrsnitt i berg.
Med høye tverrsnitt menes i denne forbindelse bergrom med bredde 20 m og større der vegghøyden er mer en 1,5m høyere enn bredden. Denne artikkelen er har vesentlig basis i arbeider med pukkverk og deponi Stendafjellet for Fana Stein og Gjenvinning AS, og arbeider med lagerhaller i berg utført for Boliden Odda, ref Arnesen 1999,2002,2003.

1.1 Hvorfor høye haller

Pris for sprengning og opplasting per volumenhet bergrom går vesentlig ned når høyden økes. Man oppnår bedre drift og mindre installasjoner i en mer konsentrert volum.
Man opptar et mindre "fotavtrykk " på disponibelt areal og man kan nytte et område med godt fjell bedre.

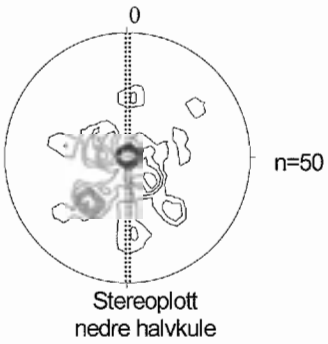
2 STENDAFJELLET

I Stendafjellet er det til i dag fullført 3, og startet 2 fjellhaller med bredde 25 m, høyde 55 m og lengde 85-135m.

- Entreprenør: Hall 1-3 Kruse Smith A/S, Hall 4 og 5 : SRG AS.
- Pallboring: Stangeland Maskin AS

2.1 Geologi og bergspenninger

Bergarten er anorthosittiske og gabbroide gneisbergarter med høy mekanisk styrke og høy bergmasse kvalitet, Q- 10 – 60.



Figur 20.1 Stereoplott av kartlagt oppsprekking i hall 1, Stendafjellet. Hallen har lengdeakse nord- sør.

Hallene i Stendafjellet er drevet ut med en overdekning som varierer mellom 50 og 120 m. Det regionale spenningsnivået er lavt.

2.2 Drift.

Det var planlagt å ta ut ca ca. 100-150 000 m^3 pr år i jevn produksjon der hallen også fungerer som mellomlager for sprengstein. Tempoet på masseuttaket i strossefasen er derfor lavere enn ved konvensjonell anleggsdrift.
Hallene i Stendafjellet ble først planlagt drevet med langhull skivepall med utlasting gjennom lasteorter i bunnen. (Arnesen, 1999).Ved denne driftsmetoden ble det drevet ut og sikret permanent takskive og en gjennomgående utlastingstunnel i bunnen av hallen og tverrgående

lasteorter også i pillaren. I utlastingstunnelene ble det sikret med glassfiberbolter. Det ble drevet forbindelsestunneler slik at det på takskivenivået var tilkomst i begge ender.
Denne driftsmetoden ble forlatt, hovedsakelig fordi man ved vellykket drift etter denne gruvemetoden krevde tett boring og et høy sprengstofforbruk for at utlasting ikke skulle stoppe opp på grunn av for mye stor stein. Slik finsprengning for mye finstoff til pukkverket at dette gikk utover økonomien. Man gikk over til å drive pallen åpent, med en pallhøyde på ca 40m. Forut for dette ble veggene i hallen rensket og sikret manuelt av mannskap i kran. For å komme til med en pallrigg med 9 m høyt tårn ble det strosset i sålen på takskiva. Det ble drevet på denne måten i de 2 første hallene. I hall nr 3 ble bunntunnelen kuttet ut, og all lasting utført fra bunnivå i enden mot transporttunnelen til knuser. Samarbeid med rensk og sikring fra kran ble fortsatt. Det ble etter hvert utviklet en driftsmetode der bakgraveren klatret opp i røysa, som var ganske flat, og foretatt noe rensk av stuffen herfra. I et par tilfelle måtte stuffen renskes og ettersprettes av mannskap i korg fra kran som enten stod på takskiva, eller stod på sålen nede i hallen. Sperrestein av storblokk ble satt langs veggene i hallen for å hindre dumperkjøring for nært hallveggene.
En tverrgående tunnel ble drevet mellom hallene på bunn-nivå, slik at man hadde alternativ tilkomst for utlasting mellom hallene. For hall 4 og 5 ble det besluttet å etablere et mellomnivå der man nå sprenger ut hallen i 3 høyder, takskive, mellompall og bunnpall. For dette ble det drevet en tilkomst på mellomnivå. Pallhøyden blir nå ca 20m. Man forutsetter fortsatt kontroll av stabilitet og utførelse av rensk og sikring med mannskap i kran.

2.3 Sikringsarbeider

Takskivene er sikret med systematisk og sporadisk bolting med fiberarmert sprøytebetong på det meste av arealene i heng og vederlag.
Veggene er sikret ved manuell rensk, og et felt bolter i veggen over tunnelåpningen mot knuseren. Veggene står stabilt uten bolter.

2.4 Erfaringer fra drift

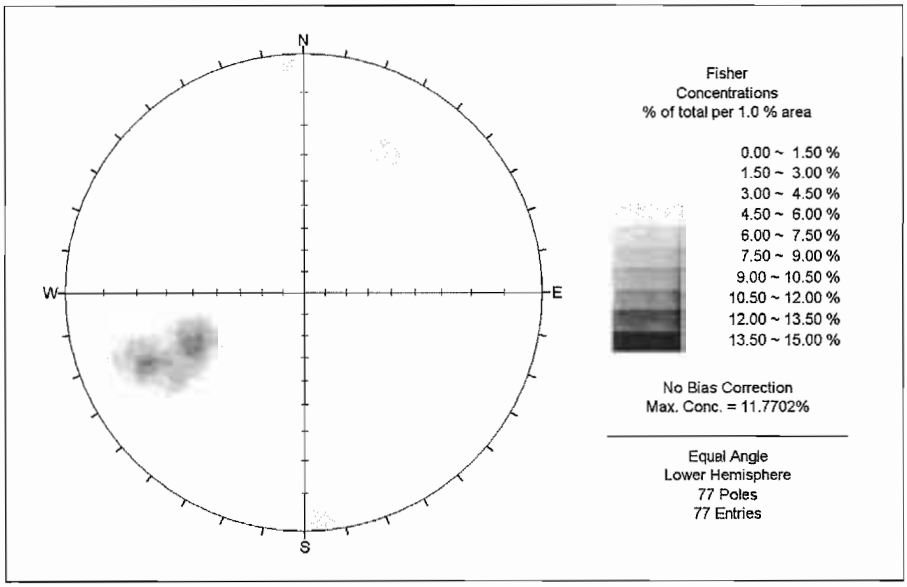
Under driving av hall 1 ble det gjort ekstensometermåling av deformasjoner i hengen . Deformasjonene som ble målt ligger innefor målenøyaktigheten til det valgte systemet. Det er ikke påvist deformasjoner av betydning.
I forbindelse med innfylling av lett forurenset avfall i hall 1, ble det gjort en kontroll av stabilitet av heng og vegger. Ingen utvikling mot dårligere stabilitet ble registrert, 2 år etter hallen var ferdig.

3 ODDA FJELLHALLER.

I Odda er det til nå tatt ut 14 fjellhaller for lagring av tungmetallholdig residu fra sinkproduksjon. Etter utdriving bli hallene fylt med oppslemmet residu slurry som sedimenteres til et tett slam. Etter driving er det ikke tilgang for mennesker i hallen. Forhold omkring dette er beskrevet i ref. /3/, Arnesen 2002.
De to siste hallene har en bredde på 22 m og en høyde på 43 m. En liten justering av hallenes orientering ble foretatt. Hallene ligger nå orientert med lengeaksen parallelt med horisontalkomponenten til største og minste hovedspenning .
Entreprenør: NCC Construction
Pallboring: Markhus Maskin AS
Opplasting og utkjøring: Brusletto Maskin AS, senere Vassbakk & Stol AS

3.1 Geologi og bergspenninger

Bergarten består av en granittisk øyegneis med innslag av biotitt. Bergarten er stedvis massiv med Q verdi hovedsakelig mellom 30 og 120. Den mekaniske styrken er sannsynligvis lavere enn for bergarten i Stendafjellet.
Det er installert og utført målinger med ekstensometer i pilaren mellom to haller under driving, og bergtrykksmålinger i ytre og indre ende av hallene. Det ble utført en simulering av spenningsfordeling både for de utførte hallene og for nye, enda større haller. Dette ble utført i regi av Outokumpu Oy og av Matti Hakala og Pekka Lappalainen (Hakala 2005). Dette var en del av et prosjektarbeid med utvikling av større og mer kostnadseffektive haller for en planlagt markant økning av deponeringsbehovet.
Spenningene er tidligere undersøkt i to omganger i hall 1 og i hall 7 av SINTEF. Ref /9/ Hansen m. fl, 1998.



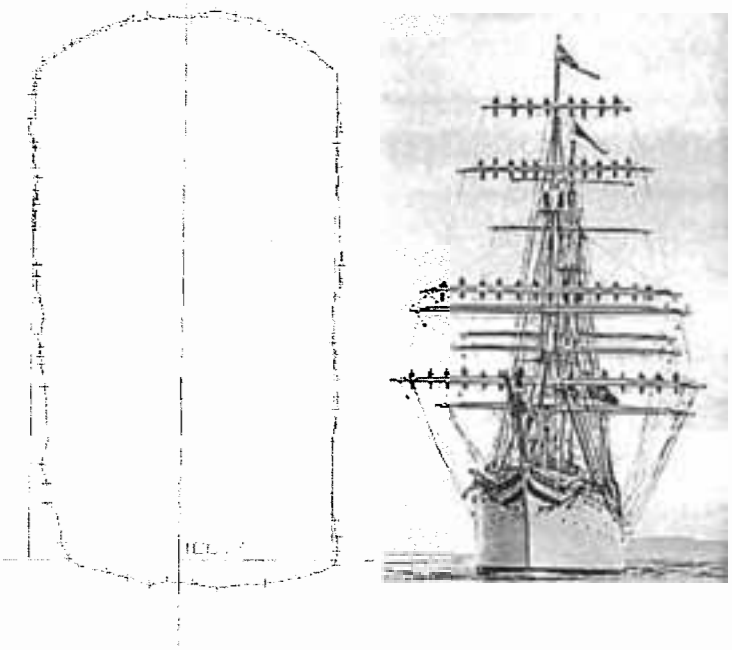
Figur 20.2 Polplott av registrert oppsprekking i hall 13. Lengdeaksen til hallen er øst- vest

3.2 Drift

Under driften var det tydelig at man hadde et høyt spenningsnivå, det var stedvis sprak , og det oppsto tydelig sekundær spenningsindusert oppsprekking i konturen. Takskiven ble drevet med pilot og sidestross. For å rekke tidsskjemaet ble en av hallene, nr 13, drevet med takskive fra begge ender, mens hall 14 ble drevet fra en side. Pallhøyden på takskiva var ca. 4 m i vederlagene og ca. 11 m i senter av hallen. I hall 13 ble det drevet en midtre liggerpall, mens man i hall 14 drev en ca 12 m høy midtre pall med stenderboring. All stenderboring ble utført med pallboreutstyr for sprengning i dagen. Ventilasjon etter gjennomslag i takskivenivået ble utført ved blåsing fra indre ende og sug i ytre ende. Bunnpallen ble boret i ca. 23 m lengde med 88mm borhull i senter og 64mm borhull i de to ytre rastene. Boring gikk relativt greit,

bortsett fra der det var leirslepper og dårlig borhullsstabilitet. Ytre rast konturhull ble boret ca 3 m kortere enn pallhøyden og man fikk på den måten en avrunding av overgangen mellom bunn og vegg. Bunnpallen ble tatt ut med svært høy produktivitet.

Figur 20.3 Viser takskive med sekundær oppsprekking ved glimmerrik sone. Konturhullene kan ikke sees der berget har skallet av.



Figur 20.4 viser oppmålt tverrsnitt på hall 13 i forhold til et kjent landemerke på Vestlandet, "Statsraad Lemkuhl", som mangler ca 6 m i høyden på å få plass i hallen.

Det ble skutt ca 25m lange salver, og utlasting ble foretatt med stor bakgraver med rekkevidde minimum 9 m. Under utlasting arbeidet lastemaskinen seg opp i røysa og maskinrensket dels med skuffe, dels med pigg i veggen fra overliggende salve og nedover. Det ble gjensatt ca 7m masse i sålen, og gravd opp fangggrøfter til sikring mot nedfall på maskin. Denne steinmassen ble lastet opp når hallen var ferdig når man trakk seg ut av hallen, som da ble tettet med en betongplugg.

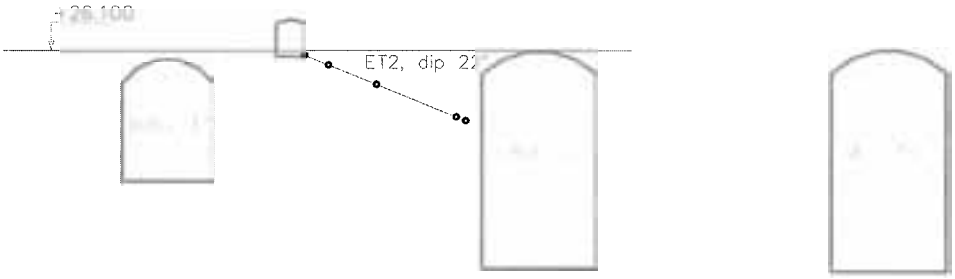
Figur 20.5 Foto av hall med oppbygd veg under driving av bunnpallen. Lys markert i hvit sirkel er lysene fra en pickup.

3.3 Sikring

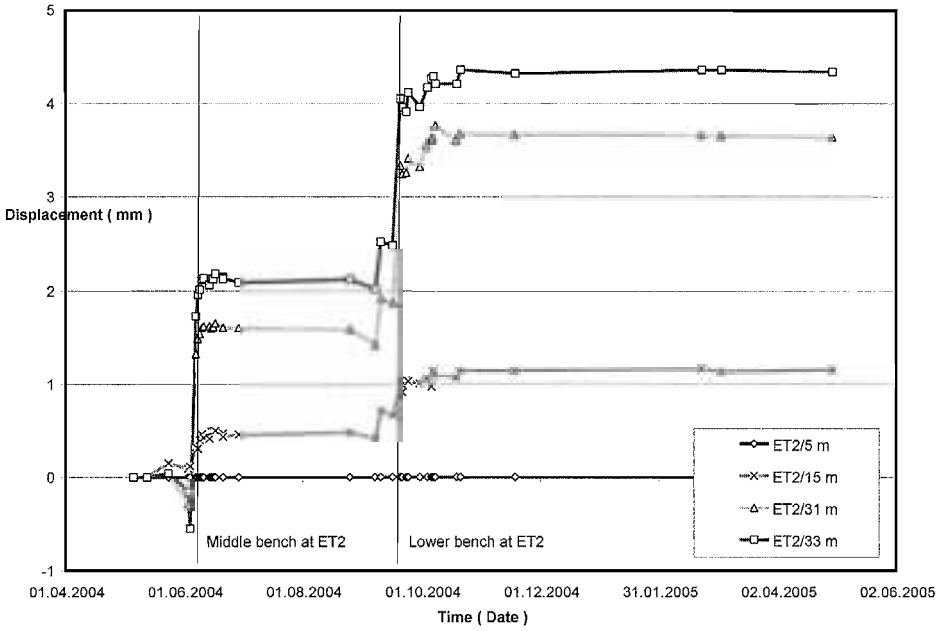
Hengen i hallene ble sikret med fiberarmert sprøytebetong og 3 og 4 m lange ekspansjonsbolter. Umiddelbart under vederlaget ble det satt 3m ekspansjonsbolter c/c 3 m. Videre nedover i veggen ble det satt systematisk7 m lange innstøpte slakke doble 0,6 tommer spenntaubolter gjennomsnittlig c/c 4 m i mellompallen. Spesielle områder med økt oppsprekking eller sprak ble boltet og sprøytet i tillegg. I overgangen mellompall/bunnpall ble det satt 6m lange Ø32 innstøpte kamstålbolter rettet 30° nedover. Etter utlasting av hver storsalve ble veggenes stabilitet kontrollert ved inspeksjon fra kran , og helt løse enkeltstein ble tatt ned manuelt. Tunnelrigg for bolting av ustabilt berg ble holdt i beredskap, og benyttet til bolting av store blokker i et tilfelle.

3.1 Resultater.

Deformasjoner målt med ekstensometre viser at det skjedde en deformasjon på maksimum 5 mm i den del av veggen der det ble målt. Fra krana kunne tid vis det observeres et par millimeter bred oppsprekking av 0,5 til 1 m tykke, tavleformede, store blokker som dels ble rensket ned, dels stod innspent i sålen eller det sikrede partiet over. Man har stort sett unngått utfall av kiler i veggen.



Figur 20.6 Plassering av ekstensometer ET2 (Hakala 2005)



Figur 20.7. Tolking av ekstensometermålinger med bevegelse i forhold til forskjellige faser av sprengningsarbeidene. (Hakala 2005)

4. ERFARINGER OG ANBEFALINGER

Det er vesentlig høyere stabilitet i en høy vegg i et bergrom enn i tilsvarende høye fjellskjæringer i dagen. Innspenningen i toppen er den åpenbare årsak til dette.

4.2 Q – metoden som referanse

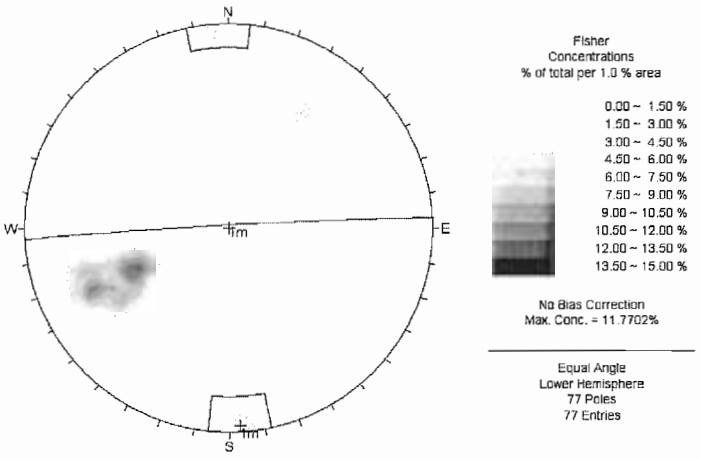
Resultatene fra så langt med høye fjellhaller i mer enn 1 km lengde samstemmer med det forholdstall som Q-systemet Ref /5/ (Norwegian Geotechnical Institute, 1997) har satt mellom sikringsmengde i heng og vegger i bergrom. Dette sies imidlertid med bakgrunn i haller der man også har tatt stor grad av hensyn til veggstabilitet ved orientering av hallene.
Dette er ikke undersøkt i detalj, men for overslag og kontroll av mengde og type sikring, ser det ut til at Q-metoden er godt egnet også for veggsikring.

4.3 Orienteringens betydning.

Ved drift av takskiva gir hengens form god innspenning av berget. I tillegg har man grei tilkomst for tunnelrigg og sprøyterigg.
For en plan veggflate dobbelt så høy som hallbredden, og der høydeforhold gjør konvensjonelt tunnelutstyr mindre egnet, vil man ha stort utbytte av en best mulig orientering av veggen i forhold til bergets oppsprekking. Spesielt for å unngå mulige kileformede utfall er det viktig å kartlegge sprekker og analysere effekten av disse med hensyn på veggstabilitet.

4.4 Sekundæroppsprekkingens betydning.

Med sekundæroppsprekking menes her oppsprekking som både skyldes sprengning og bergspenningenes påvirkning av berget etter sprengning.



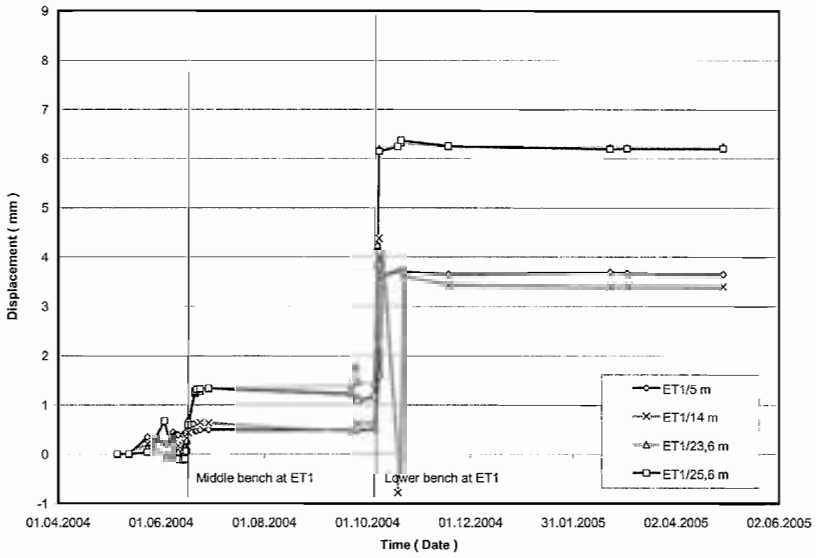
Figur 20.8 Markering av parallelle , hovedsakelig sekundært dannede sprekker målt i hall 13, Boliden Odda.

Ved sprengning vil trykket fra sprenggassene gi sprekker som står normalt på borehullsveggene. Sprekkenes utstrekning og egenskaper varierer med borehullsdiameter , ladning og oppsprekning. Der f vises til ref /6/ Olsson, 1995.
Oppsprekking søkes unngått ved konturboring og lading der fjellet behandles skånsomt. Av For å få sprengt ut berget grunner vil man imidlertid lade ekstra i bunn- og hjørnehull for å kunne få ut berget i full salvelengde. Denne ekstra oppsprekking som dette gir kan ofte observeres. Med horisontale borehull vil sprekkene dannet ved sprengning ha en

underkuttende effekt, mens sprekker fra vertikale borehull vil gi søyleformede utfall og kunne samvirke med andre sprekker og gi ustabile kiler.
Ved midlere elle høye bergspenninger vil man i massivt berg få oppsprekking som går parallelt med minste hovedspenning, dvs parallelt med veggoverflaten. Sammen med sprekker fra sprengning vil dette da ved liggerboring gi underkutting og utfall av flak i veggen. Ved stående boring får man mer eller mindre ustabile "søyler" mellom borehullene i veggene. Erfaringene så lang indikerer at i massivt berg gir stenderboring mindre sikring enn liggerboring. De sideveis "hakkene" som oppstår ved liggerboring, der man også har størst lading i bunnen av hakket, er også uheldig for stabiliteten.

4.5 Avstand mellom hallene.

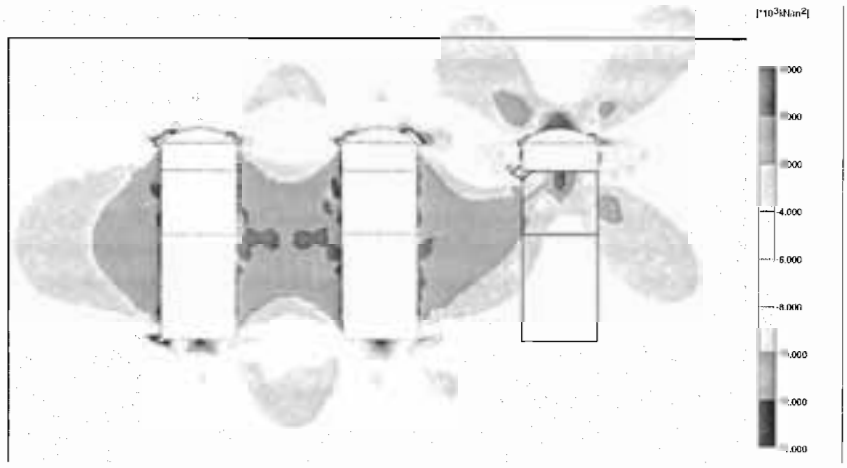
Ved gruvedrift har forholdet mellom berg som tas ut og berg som må stå igjen som støtte, stor økonomisk betydning. Det er utviklet mange beregningsverktøy og beregningsmodeller innen bergmekanikken som tar for seg dette. For bergrom der man lagrer væske eller forurenset stoff er det viktig å ta hensyn til ikke bare den totale bæreevne, med også de konsekvenser endringer i bergspenningene kan få på oppsprekkingen. Oppsprekking kan begynne lenge før berget har nådd noen kritisk grense for spenningsøkning.
Med økende bergtrykk vil bergrommets høyde få økende innvirkning på pilarens stabilitet
I Stendafjellet, med en sterk gabbroid bergart med overdekning 100 – 200 m ble pilarbredden satt til 25 m, det samme som bergrommets bredde.
I Odda, hvor overdekningen på hallene er 300 - 800 m med fjelltopper på 1200 m over dalsida, er pilarbredden for 22 m brede bergrom satt til 45 m. I tunnelen som krysser mellom to haller der pilaren bare er ca 35 m ble det observert bomdannelser umiddlbart etter utsprengning av hallen, og det forekom drift i ekstensometermålingene som indikerte at det var noe som skjedde, Hakala m.fl.2005.



Figur 20.9 Utskrift av originale måledata fra ekstensometer ET1, som i tillegg til deformasjoner i hallen som viser "støy", sannsynligvis på grunn av deformasjoner i pilaren ved økt vertikal spenning i berget mellom hall og tunnel. En ser også at deformasjonen er målbar 14 m inn i veggen.

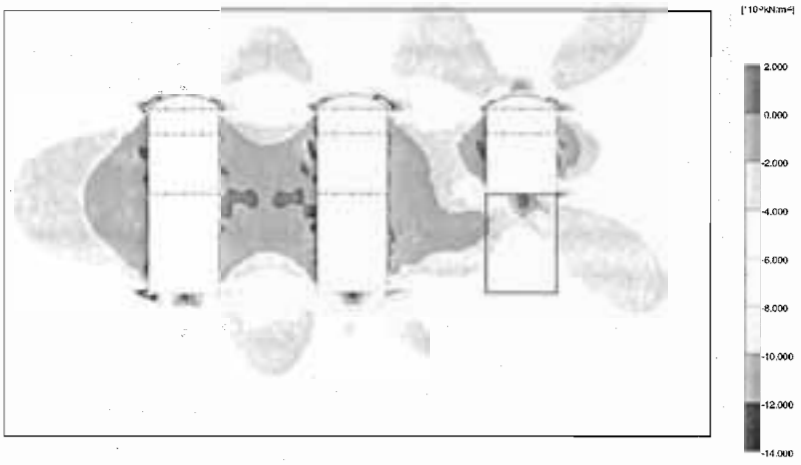
4.6 Eksempel på simuleringer.

Figurene under er tatt fra en studie av 25m brede og 65 m høye haller i ref 7, Søreide, 2003. dette er 2d simulering kjørt i Plaxis , og viser hvordan spenningsbildet spesielt i pilaren endres med økende høyde på bergrom. Man ser også at spenningsbildet i hengen endrer seg lite etter som tverrsnittets høyde økes,

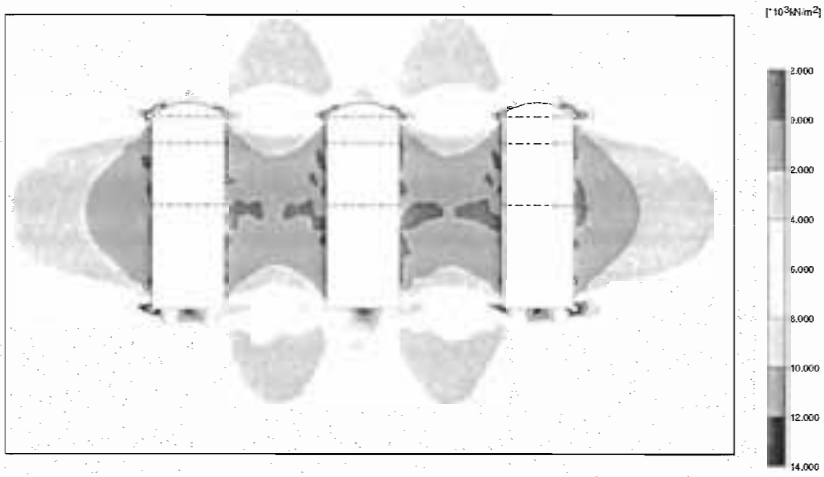


F

Figur 20. 9 Simulering av horisontalspenning i sterkt berg. Sprengning av takskive.



Figur 20.10 Simulering av horisontalspenning i sterkt berg. Sprengning av mellompall.



Figur 20.11 Simulering av horisontalspenning i sterkt berg. Sprengning av bunnpall

5. KONKLUSJON

Ved en koordinert anvendt kunnskap innen ingeniørgeologi, bergmekanikk, kunnskaper om driftsformer og en samlende analyse av virkninger og konsekvenser, vil det etter hvert bli mulig å sprenge bergrom med betydelig høyde med tilfredsstillende arbeidssikkerhet og driftssikkerhet.
Slike store, høye bergrom vil ha anvendelse til en rekke samfunnsnyttige formål.

Referanser:

1. E. Grimstad, N.Barton, F..Løset, J.Kristiansen (1991) Updating of the Q- system. Tunneler og undergrunnsanlegg 1989-91 NTNF Programme, Oslo.
2. Arnesen, F:S. 1999: Pukkverk under jord. Nytt pukkverk under jord for Fana Stein og Gjenvinning AS. Miljøtilpassing med økonomisk potensial. Fjellsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk 1999.
3. Arnesen, F.S.: 2002 Avfallsdeponering i fjellhaller, Outokumpu Norzink AS. Fjellsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk 2002
4. Arnesen, F.S. 2003 Stendafjellet underjordiske pukkverk. Fjellsprengningsteknikk/bergmekanikk/geoteknikk 2003
5. Norwegian Geotechnical Institute (1997): Ingeniørgeologi. Praktisk bruk av Q-metoden. Report 592046-2.
6. Olsson, Mats, 1995 Sprengstofftyper og egenskaper. Vilka faktorer styr sprickbilding, Kontrollert sprengning NFF, Gol 1995.
7. Søreide, O. K 2003: Technical note on 2D strain analysis. Multiconsult.internal note.
8. Hakala, Matti & Lappalainen, Pekka. Stability of Jumbo Caverns in Odda, Rock Mechanical report, September 2005, Internal report. Boliden Odda AS.
9. Hansen, S. E.; Sørlokk; T., Jóhansson, Æ. 1998 Bergarters mekaniske egenskaper, SINTEF rapport STF A98034.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

Oslo Havn, deponering av forurensede sedimenter i dypvannsdeponi ved Malmøykalven

Arne Pettersen*, Audun Hauge, Espen Eek, Gijs D. Breedveld
Norges Geotekniske Institutt (NGI)

*arne.pettersen@ngi.no

Sammendrag

Tidligere industriell aktivitet, verftindustri og utslipp av kloakk har forurenset sedimentene i Oslo Havn med tungmetaller (inklusive kvikksølv og bly) og organiske miljøgifter som TBT (organiske tinnforbindelser brukt som bunnstoff på båter), PAH (organiske tjærestoffer), PCB og mineralolje. Det forurensede sedimentet blir oppvirvlet og spredd som følge av propellerosjon ved skipsanløp, og eksponerer biota for forurensende stoffer. Det er utarbeidet en helhetlig tiltaksplan for sjøsedimentene i området, og tiltakene omfatter mudring av forurenset masse med deponering i dypvannsdeponi ved Malmøykalven.
Oppryddingsarbeidene finansieres av Statens vegvesen, Oslo Kommune ved Oslo Havn KF Statens forurensningstilsyn (SFT) og noen private utbyggere. Spesiell mudringsmetodikk utviklet for å minimere spredning av forurenset masse under mudringsarbeidene er tatt i bruk. Metoden oppfyller også krav til kapasitet og kostnad, samt krav satt av Norsk Sjøfartsmuseum. Massene nedføres til dypvannsdeponi lokalisert i Bekkelagsbassenget ved Malmøykalven, som gjennom en konsekvensutredning er funnet godt egnet til dette formålet. Det gjennomføres et omfattende miljøovervåkningsprogram etter krav fra SFT for å sikre at alle krav til arbeidene blir oppfylt. Overvåkningen omfatter bøyerigger med automatiske målesystemer, dokumentasjon av vannkvalitet gjennom vannprøvetakning, bruk av passive prøvetakere, sedimentfeller, visuelle undersøkelser med ROV og akustiske målemetoder. Resultatene fra overvåkningen etter 8 måneder produksjon viser at alle krav stilt av SFT blir overholdt og at arbeidene gjennomføres som forutsatt i prosjekteringen.

Bakgrunn

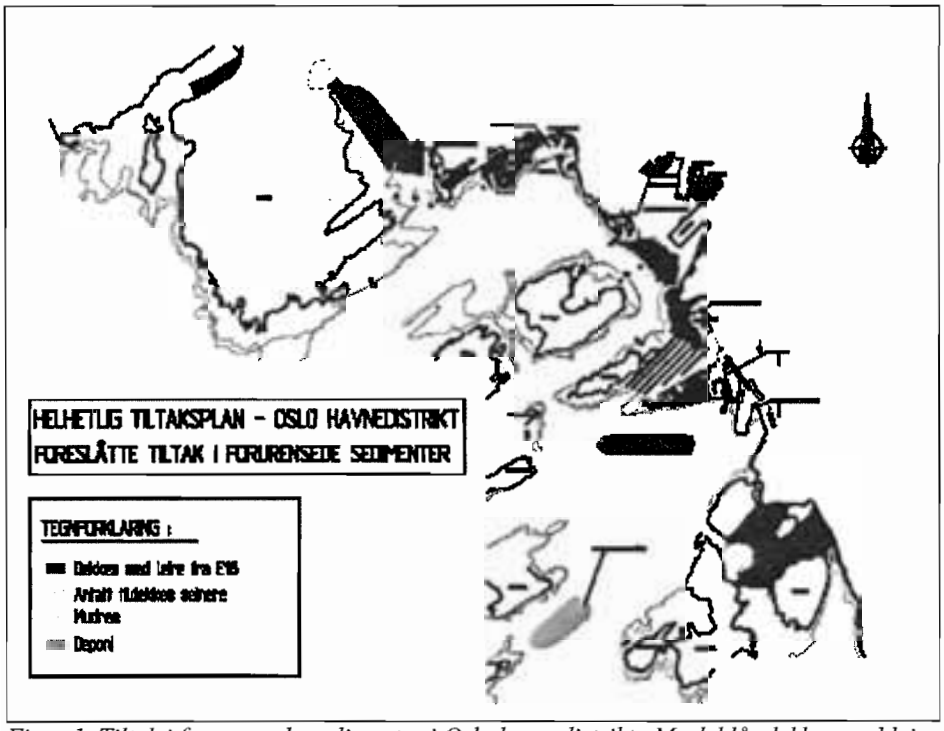
Sedimentene i Oslo Havn er forurenset av tungmetaller og organiske miljøgifter fra tidligere industrivirksomhet, verftindustri og kloakkutslipp. Forurensede sedimenter finnes i mektigheter fra < 10 cm til over 2 m. Slik sedimentene ligger i dag blir biota eksponert for miljøgiftene, og de spres ut fra havneområdet bl.a. som følge av propelloppvirvling ved skipsanløp. Dette er kvantifisert gjennom vurdering av miljørisiko etter verktøy utviklet av NGI og NIVA på oppdrag av Statens forurensningstilsyn (SFT)
Kildene til forurensning fra land er betydelig redusert, noe som gjør det fornuftig å sette inn tiltak mot sedimentene i sjøen som et risikoreduserende tiltak.

Helhetlig tiltak

Statens vegvesen bygger senketunneltrase for E18 gjennom Bjørvika, og bygging av ny Opera er i full gang. Det skal etableres en ny bydel i Bjørvika på tidligere infrastruktur knyttet til havneaktivitet. Denne utbyggingsaktiviteten medfører håndtering av forurensede masser, og det vil derfor være nødvendig med tiltak for å forhindre spredning av forurenset sediment. Den store aktiviteten har gjort det nødvendig med et helhetlig grep for å sikre at miljøoppryddingen i området blir optimal, og unngå at det står igjen forurensede områder. Den store utbyggingsaktiviteten har gjort det mulig å få i stand en finansiering der Oslo Kommune, Statens vegvesen og SFT er de viktigste bidragsyterne.

Det ble utarbeidet en helhetlig tiltaksplan for forurensede sedimenter i Oslo havnedistrikt som ble vedtatt av Oslo Bystyre i oktober 2005. Denne ga anbefalinger om hvilke områder i Oslo Havn det må gjøres tiltak i.
I grunne områder (< 15 m vanndyp) skal det gjøres mudring av forurenset masse. Oppvirvling ved skipsanløp gjør at andre tiltak ikke vil være hensiktsmessige i disse områdene. Dypereliggende områder ble anbefalt tildekket med rene masser. Dette er en metode som isolerer de forurensede sedimentene fra biologisk aktivitet, og dermed tar miljøgiftene ut av sirkulasjon. Tiltaksplanen oppsummerer anbefalte tiltak som følger:

- Rundt 650 000 m^3 forurenset bunnsediment som utsettes for propellerosjon i Bjørvika, Pipervika, Hjortnes, Bekkelaget, Sydhavna og flere småbåthavner fjernes ved mudring og deponeres i dypvannsdeponi eller fraktes til godkjent mottak
- 1 mill m^2 forurenset sjøbunn dekkes til med rene masser (leire, silt, sand) i Bjørvika, Bispevika, Filipstad, Tjuvholmen, Sørenga, Lohavn og flere småbåthavner
- Overskuddsmasser av ren leire fra utbygging av senketunneltrase bør utnyttes som tildekkingsmasse
- I områder hvor tiltak er gjennomført skal sjøbunnen oppnå en kvalitet tilsvarende tilstandsklasse II etter SFTs klassifiseringssystem.



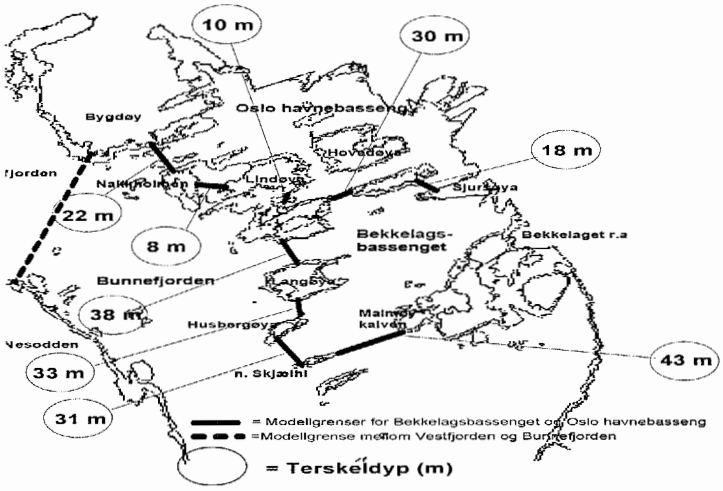
Figur 1. Tiltak i forurensede sedimenter i Oslo havnedistrikt. Mørk blå: dekkes med leire fra E18, lys blå: Anbefalt tildekket senere, gul: mudre, grønn: deponi

Lokalisering av dypvannsdeponi.

NGI har sammen med NIVA utført en omfattende konsekvensutredning av et dypvannsdeponi i Bekkelagsbassenget ved Malmøykalven. Lokalisering av deponi i dette området var det optimale ut fra flere forhold

- Geografisk avstand til havna
- Bassenget er betydelig forurenset i dag
- Bassenget er tidligere brukt som dumpeområde
- Bassenget er stagnant og ofte anoksisk
- Bassenget er omgitt av terskler på alle kanter
- Det er små bevegelser i dypvannet i området med unntak av dypvannsfornyelse. Strømhastigheten i området er ikke stor nok til å virke eroderende på deponerte masser.
- Mulighetene for transport og oppvirvling av sedimenter ut av bassenget er små
- Det er kapasitet til å deponere opp mot 1 mill m^3 masser.

Det Norske Veritas har også utført en risikoanalyse av operasjonene knyttet til nedføringen av masser og tildekkingen uten å finne at noen deler av arbeidene er spesielt risikofylte.



Figur 1. Figur som viser hvordan deponiet i Bekkelagsbassenget er omkranset av høye terskler. De dypeste delene av deponiet ligger på kote -70 m.

Mudring av forurensede sedimenter

Oslo Havn KF på vegne av Oslo Kommune er tiltakshaver og byggherre for arbeidene, og benytter Secora som entreprenør for mudring og deponering av forurensede masser. Statens vegvesen utfører mudring i senketunneltraseen ved Skanska. Utstyret som benyttes er valgt ut fra flere krav.

- Mudringsmetoden skal gi minst mulig oppvirvling og spredning av forurenset masse.
- Metoden skal gjøre det mulig for arkeologer fra Norsk Sjøfartsmuseum å inspisere massene for arkeologiske funn
- Metoden må kunne produsere en tilstrekkelig framdrift innen en gitt kostnadsramme

Secora benytter en mudringslekter med en påmontert spesielt utviklet gravemaskin. Graveskuffen er påmontert et lokk som minimerer spredning av sediment når den heises opp gjennom vannmassene.

Figur 3. Foto av fra Secoras mudring i Bjørvika. Bildet viser den tilpassede graveskuffen med lokk utviklet for å minimere spredning av forurenset masse.

Deponering av mudrede masser i dypvannsdeponi

Mudrede masser blir fraktet til en oppankret nedføringsenhet. Der blir massene pumpet over fra lekteren til et rør med diameter 0,5 m som går helt ned til sjøbunnen på ca 70 m vanndyp (se fig 4). I enden av nedføringsrøret er det en diffusor som reduserer hastigheten til den nedpumpede massen når den kommer ut på sjøbunnen. Massene tilsettes salt for å kompensere for den naturlig lavere saltholdigheten i masser fra grunt vann sammenliknet med saltholdigheten i bunnvannet i Bekkelagsbassenget. Dette er med på å hindre oppadrettet strømning av forurenset vann som følger med de mudrede massene.

Etter at deponiet er ferdig fylt skal det tildekkes med 40 cm rene masser. Denne vil isolere de mudrede massene fra biologisk aktivitet, slik at det er tatt høyde for en eventuell framtidig permanent oksisk tilstand som følge av stor innsats gjennom mange år med reduksjon av utslipp av kloakk til Oslofjorden.

Figur 4. Foto av nedføringsenheten. Lekteren Rielle er plattform for gravemaskin påmontert pumpe som senkes ned i lasterommet til transportlekter. Massene føres ned i lukket rør til sjøbunnen på ca 70 m vanndyp.

Miljøovervåkning

Statens forurensningstilsyn (SFT) stiller strenge krav til overvåkning og kontroll av arbeidene. Dette er beskrevet i SFTs utslippstillatelse og tatt inn i prosjektets kontrollplan for mudring og deponering.

Overvåkningen omfatter et system for kontinuerlig måling av partikkelinnhold (turbiditet) og strømhastighet i vannmassene rundt deponiet og ved nedføringsenheten. NGI har utviklet automatiske overvåkningsbøyer basert på standard måleutstyr fra underleverandør Aanderaa. Hvis målte driftsparametere overskrider en definert grenseverdi sendes det ut SMS varsel til entreprenør og kontrollansvarlig via GPRS. Dette sikrer av avbøtende tiltak raskt kan iverksettes.

Figur 5. Foto av en av NGIs automatiske overvåkningsbøyer som kontinuerlig måler partikkelinnholdet i vann rundt nedføringsenheten. Systemet sender ut varsel via SMS hvis definert grenseverdi overskrides, slik at avbøtende tiltak kan iverksettes umiddelbart.

Et omfattende måleprogram for å dokumentere vannkvalitet er også etablert. Det tas jevnlig vannprøver fra området i og utenfor deponiet for analyse av innhold av tungmetaller (inklusive kvikksølv) og organiske forbindelser som TBT, PAH, PCB og mineralolje. I sommerhalvåret er dokumentasjonen av vannkvalitet utvidet til også å omfatte badeplasser i nærheten av dypvannsdeponiet.

NGI har utviklet og dokumentert opplegg for passive prøvetakere som er utplassert rundt deponiet i flere nivåer i vannsøylen. Når disse tas opp og analyseres oppnås et gjennomsnitt av den vannløste, biotilgjengelige konsentrasjonen av de organiske forbindelsene PAH og PCB.

Det er også satt ut sedimentfeller i transekt fra deponiets ytterkant nordover i Bekkelagsbassenget. Denne metoden kvantifiserer spredning av stoffer fra nedføringsarbeidene som er partikulært bundet.

Det er i tillegg utført kontroll av nedføringsarbeidene med en mini ubåt (ROV) påmontert kamera og utstyr for partikkelmåling, samt utført akustisk overvåkning i samarbeid med forskere fra Universitetet i Oslo.

Et tilsvarende overvåkningsprogram utføres for dokumentasjon og kontroll av mudringsarbeidene inne i Oslo Havn.

I tillegg til den overvåkning som utføres av NGI på vegne av Oslo Havn KF har SFT initiert et utvidet overvåkningsprogram. Dette omfatter bl.a. målinger av innholdet av miljøfarlige stoffer i marine organismer i området og utføres av NIVA.

Konklusjon

Miljøovervåkningen har pågått siden oppstart av arbeidene i slutten av februar 2006. Overvåkningen viser at arbeidene går som forutsatt og i tråd med de krav som er satt av SFT.

Oppsummert viser overvåkningen at:

- Massene legger seg jevnt ut på bunnen i deponiområdet
- Det er ikke spredning av forurensninger opp mot overflatevannet, men den holdes dypere enn 45 m vanndyp
- Mudrede masser synker ned til sjøbunnen i deponiet innenfor deponiets ytre avgrensninger
- Vannkvaliteten i områdene utenfor deponiet og vannmassene over deponiet er ikke negativt påvirket av miljøfarlige stoffer
- Det kun vært et par episoder der grenseverdi for turbiditet og strømhastighet har vært overskredet slik at arbeidene har blitt stanset som avbøtende tiltak.
- Undersøkelser av blåskjell i nærheten av dypvannsdeponiet viser at disse ikke er negativt påvirket av deponeringen

Alle data fra miljøovervåkningen og informasjon om prosjektet er tilgjengelig på nettsidene http://www.renoslofjord.no.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

BERGMEKANIKK PÅ KRISTIN-FELTET

Rock Mechanics in the Kristin Field

Siv. ing. Dag Økland, Statoil ASA

SAMMENDRAG

Kristin-feltet på Haltenbanken utenfor Midt-Norge er kjennetegnet ved stort reservoardyp (4800 m), høyt trykk (910 bar) og høy temperatur (170 °C), som har gjort utbyggingen til en av de mest krevende på norsk sokkel.

I denne artikkelen presenteres ulike bergmekaniske problemstillinger innen boreteknologi, forsøksvis tilrettelagt for et ikke-petroleumsfaglig publikum. Disse inkluderer:

- Måling av bergspenninger ved pump-in / flow-back tester.
- Økning av oppsprekkingstrykk ved tilsetning av partikler i boreslammet.
- Innrasing i høyavviksbrønner på grunn av oppsplitting langs lagdelingsplan i leirskifer.
- Hullforstørrelse på grunn av osmotisk ubalanse mellom bergart og borevæske.

Felles for alle disse temaene er at investering i datainnsamling utover det som er vanlig i produksjonsbrønner har gitt et bedre beslutningsunderlag og dermed bidratt til en vellykket gjennomføring av prosjektet.

SUMMARY

The Kristin Field on the Haltenbanken offshore Mid-Norway is characterised by a large reservoir depth (4800 m), high pressure (910 bar), and high temperature (170 °C). This has made Kristin one of the most demanding field developments on the Norwegian Continental Shelf.

In this article several rock mechanical topics within drilling technology are presented in an attempted adaptation to an audience unfamiliar with the petroleum industry. These topics include:

- Rock stress measurement using pump-in / flow-back tests.
- Enhanced fracturing pressure by addition of particles in the drilling fluid.
- Spalling in high-angle boreholes due to detachment along bedding planes in shales.
- Borehole enlargement due to osmotic imbalance between the rock and the drilling fluid.

A common feature of all these issues is that data collection beyond what is normal in production wells has improved the basis for decisions and thus contributed to a successful conclusion of the project.

1. INTRODUKSJON TIL BORING

Petroleumsbrønner bores etappevis og fores for hver seksjon ved å sette ned et foringsrør av stål og feste / forsegle dette med sement som sirkuleres inn i ringrommet mellom foringsrøret og formasjonen. Når sementen har satt opp kan man gå inn med en borekrone som passer i forrige foringsrør og bore neste seksjon med mindre diameter enn den forrige. Settedypene for foringsrør planlegges ut fra geologiske og bergmekaniske kriterier slik at hver seksjon kan bores stabilt uten tap av boreslam, hullkollaps (innrasning) eller influks av formasjonsfluid (brønnspark). Dette krever kjennskap til poretrykket, oppsprekkingstrykket og bergartsegenskapene mot dyp.

Under boringen sirkuleres boreslam ned i den hule borestrengen og kommer opp i ringrommet mellom borestreng og formasjon / forrige foringsrør. Boreslam i retur renses for borekaks, kondisjoneres og sendes ned igjen for en ny sirkulasjonsrunde.

Tettheten til boreslam kan være fra mindre enn 1.00 til større enn 2.00 g/cm^3. En høy tetthet oppnås enten med finmalte mineralkorn i suspensjon i boreslammet (typisk barytt eller ilmenitt), eller med oppløste salter (typisk kalsiumklorid / kalsiumbromid eller kaliumformiat / cesiumformiat).

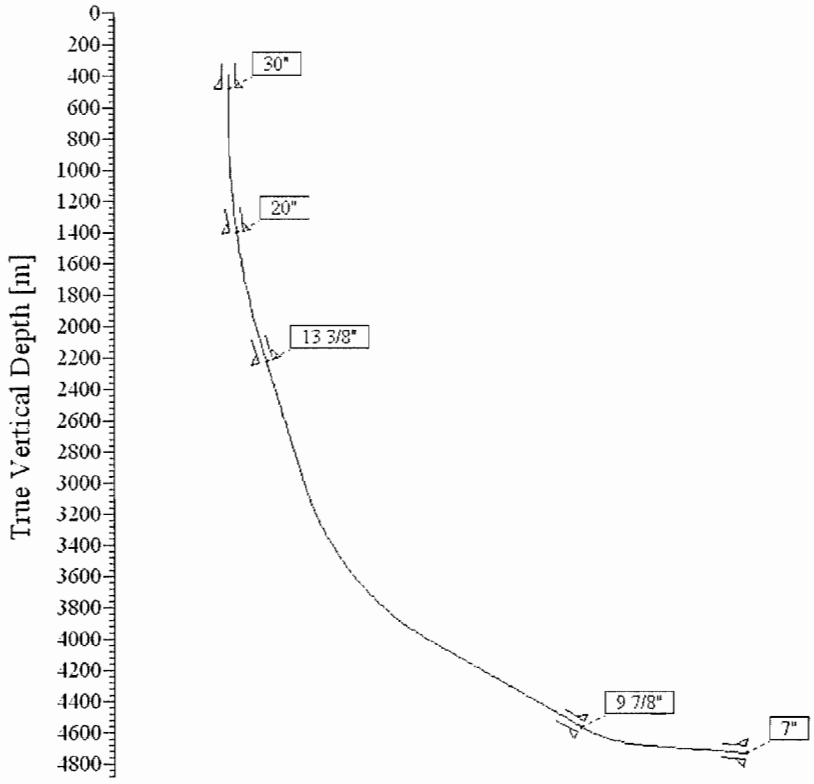
En boreingeniør er opptatt av tre bergartsforhold som styrer brønnplanleggingen, spesielt settedyp og slamvekt:

1. ***Poretrykket.*** Dette utgjør den nedre grensen for slamvekten og dermed trykket i brønnen under boring. Overbalansert boring krever at slamtrykket til enhver tid er større enn poretrykket i formasjonen. På havbunnsbrønner som bores med stigerør gjelder et tilleggskrav om stigerørmargin, altså at borehullet er i overbalanse også hvis stigerøret må frakobles og erstattes av en sjøvannskolonne. Dette tilsier at slamvekten må være enda et par hundredels g/cm^3 tyngre enn det som skal til for å balansere poretrykket.
2. ***Oppsprekkingstrykket.*** Hvis brønntrykket under boring overskrider splittetrykket til bergarten, kan boreslammet unnslippe i en hydraulisk sprekk i formasjonen i stedet for å komme i retur til overflaten. Under slike forhold kan man slippe opp for boreslam og dermed muligheten til å kontrollere brønntrykket.
3. ***Kollapstrykket.*** En høy slamvekt motvirker også skjærbrudd på hullveggen ved å øke radialspenningen og redusere tangentialspenningen. Slamvekten som skal til for å undertrykke skjærbrudd (eller i hvert fall redusere innrasingen til et håndterbart omfang), beregnes ut fra
   - spenningstilstanden på hullveggen, og
   - trykkfastheten til bergarten.

   Førstnevnte er en funksjon av bergspenningene og hullorienteringen, mens sistnevnte bestemmes (sikrest) i bergmekaniske tester på kjerner eller (billigst) ved å måle lydhastigheten i et borehull.

2. BORING PÅ KRISTIN-FELTET

Kristin er bygget ut med 12 havbunnsbrønner boret fra 4 bunnrammer på havbunnen. Figur 1 viser et typisk foringsrørprogram og brønnprofil for en brønn på Kristin.

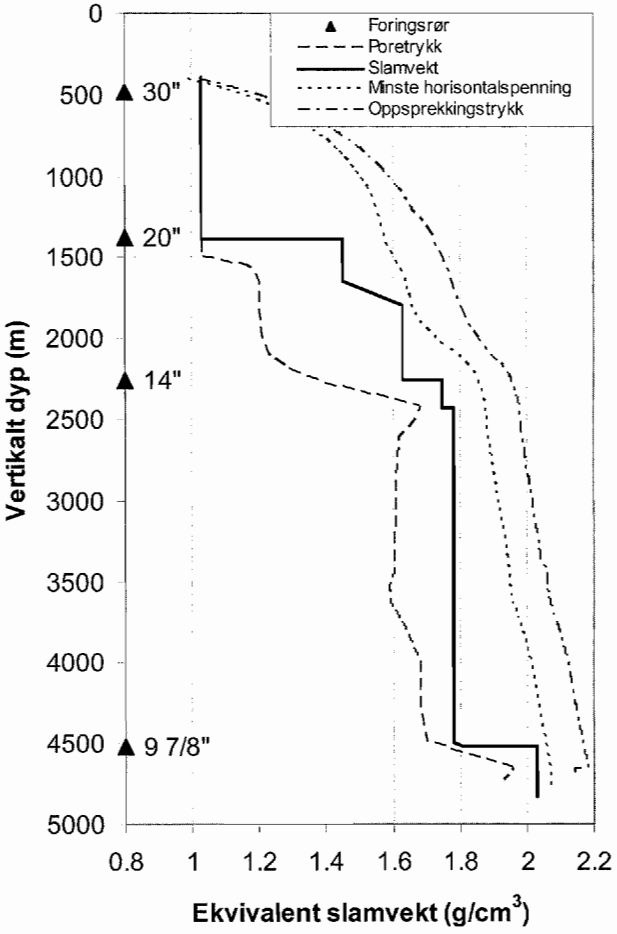


Figur 1. Snitt-tegning av brønnprofil og foringsrørprogram. Horisontal og vertikal skala er den samme. Fra SPE 103336.

Den nederste seksjonen mellom 9 7/8" foringsrør og 7" forlengelsesrør er i reservoaret. Som det fremgår er det en lang transportetappe ned til sandsteinsreservoaret, en transportetappe som i hovedsak foregår i leirskifer. Den siste seksjonen over reservoaret er spesielt lang, og i de første brønnene ble det planlagt å sette 13 3/8" foringsrør dypere, på 2800 m vertikalt dyp. Imidlertid viste det seg at oppsprekkingstrykket ved 20" foringsrørsko var for lite til å tillate den høye slamvekten på 1.68 g/cm^3 som da måtte brukes i seksjonen.

Figur 2 viser gjeldende tolkning av poretrykk, minste horisontalspenning og oppsprekkingstrykk mot dyp over Kristin-reservoaret. Formasjonstrykkene og spenningen er oppgitt som ekvivalent slamvekt i g/cm^3. Dermed kan boreingeniøren bruke dette plottet til å designe slamvekter og settedyp for foringsrør som en trappefunksjon som holder seg mellom de naturgitte grensene. Merk at det er tegnet et første oppsprekkingstrykk som overskrider minste horisontalspenning. Dette skriver seg fra strekkfastheten i bergartene og boreslammets forseglingsevne overfor små, naturlige riss og sprekker. Imidlertid vil tapstrykket nærme seg minste

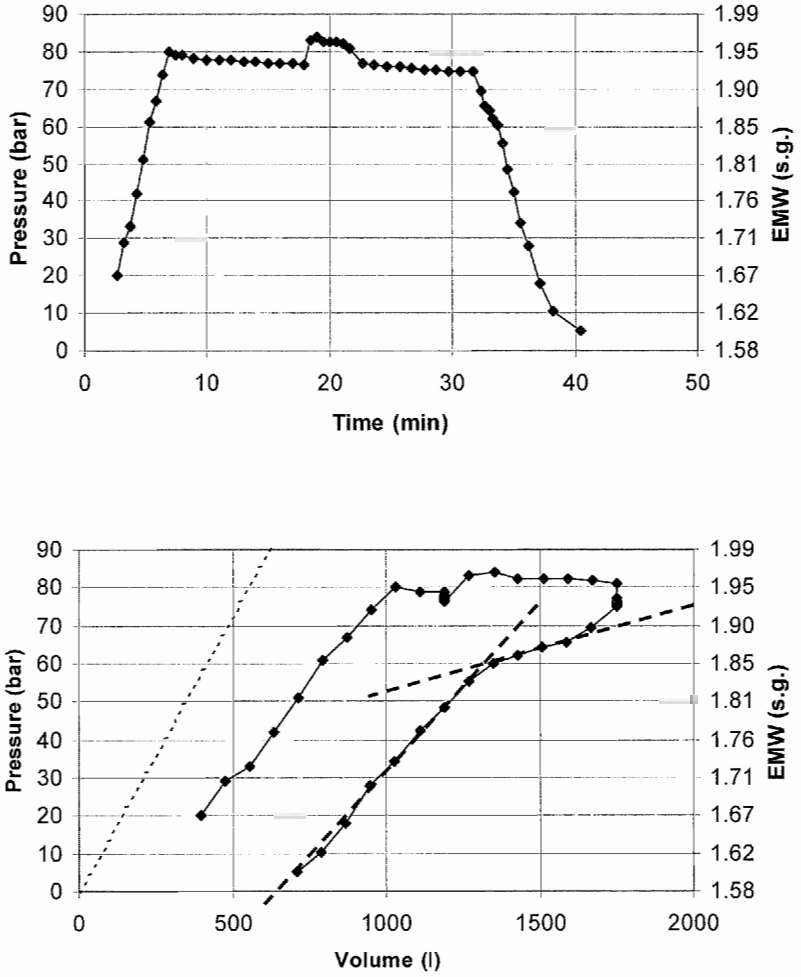
horisontalspenning hvis man overskrider den første oppsprekkingsterskelen og induserer en hydraulisk sprekk.



Figur 2. Poretrykk og oppsprekkingstrykk angitt som ekvivalent slamvekt. Slamvekten må holde seg innenfor disse grensene.

3. OPPSPREKKINGSTESTER I PRODUKSJONSBRØNNER

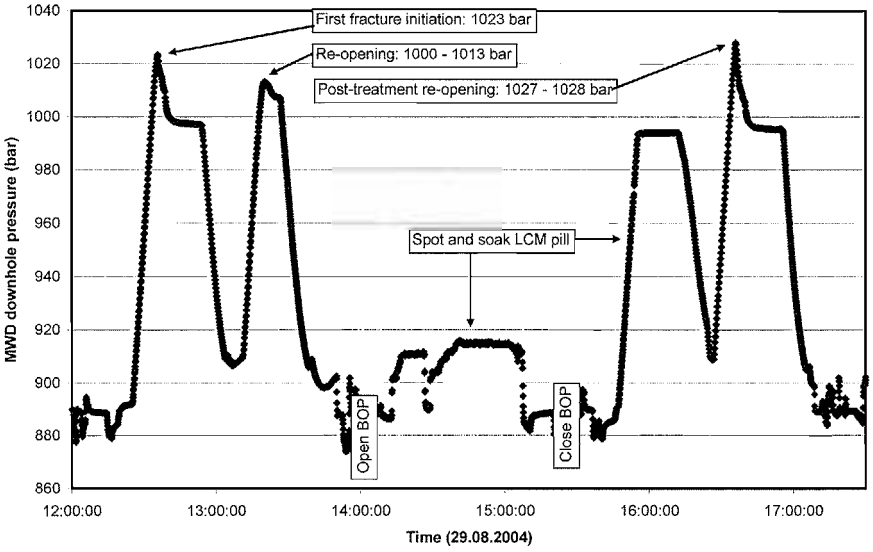
Spenninger og oppsprekkingstrykk er en type data som normalt forligger etter boring av lete- og avgrensningsbrønner på et felt. Imidlertid ble letebrønnene på Kristin boret i en tid da dagens metoder for oppsprekkingstester for spenningsbestemmelse ennå ikke var tatt i bruk. På Kristin har man derfor måttet akseptere en betydelig usikkerhet i datagrunnlaget ved borestart, og kompensert for dette med robuste brønnløsninger og intensivert datainnsamling. I en tidlig brønn ble det gjort en oppsprekkingstest under et 14" foringsrør som var satt 600 m grunnere enn planlagt på grunn av tapt sirkulasjon. Resultatene av denne testen er gitt i figur 3.



Figur 3. Oppsprekkingstest utført under 14" sko på 2200 m vertikalt dyp. Borehullet isoleres hydraulisk, og trykket pumpes opp til man ser det begynner å lekke av til en indusert hydraulisk sprekk. I denne testen ble sprekken propagert videre inn i formasjonen med til sammen 700 l boreslam etter første avlekking. Under kontrollert tilbakeblødning etter testen ble trykk og volum målt slik at sprekklukningstrykket kan identifiseres som en knekk på trykk-volumkurven på 60 bar / 1.85 g/cm^3.

Også i reservoaret har hydraulisk oppsprekking og tapt sirkulasjon vært en betydelig risiko, spesielt fordi det på Kristin er boret en del brønner etter at feltet ble satt i produksjon i november 2005. Dette har medført at reservoartrykket på deler av feltet er lavere enn det opprinnelige trykket. Dermed blir også minste horisontalspenning og oppsprekkingstrykket redusert, slik at det tilgjengelige slamvekt-intervallet (borevinduet) krymper. Merk at slamvekten fremdeles må være større enn opprinnelig poretrykk, siden feltet inneholder permeabilitetsbarrierer som forkludrer en uniform trykkavlastning.

For å forlenge boreperioden inn i produksjonsfasen har man tilsatt partikler av kalsiumkarbonat og grafitt i boreslammet for reservoarseksjonen. Partiklene har en kornstørrelsesfordeling som er designet for å plugge og forsegle naturlige sprekker og begynnende induserte hydrauliske sprekker. En oppsprekkingstest med slik partikkeltilsetning er vist i figur 4.



Figur 4. Oppsprekkingstest med og uten "LCM"- (Lost Circulation Material)-partikkeltilsetning til boreslammet.

I denne testen ble borehullet først sprukket opp med konvensjonelt boreslam. Gjenåpningstrykket er 10-20 bar lavere enn det første initieringstrykket på grunn av bortfall av formasjonens strekkfasthet og ikke-perfekt lukning av sprekken. Imidlertid blir denne skaden reparert av partikkel-"pillen" som sirkuleres ned til sprekkedypet og trykksettes for å forsegle sprekken. Gjenåpningstrykket etter behandlingen (eller kanskje initieringstrykket til en annen sprekk) er høyere enn det første initieringstrykket.

4. HULLAVSKALLINGER OG INNRASNING I RESERVOARINTERVALLET

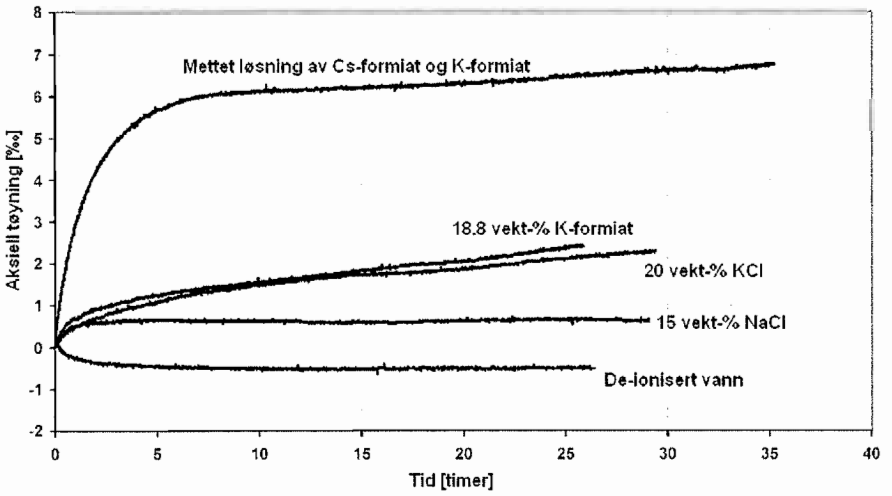
Høyavviksboring i lagdelte bergarter medfører at brønnbanen går parallelt eller nær parallelt med kløvretningen i bergarten. For sandstein er dette normalt ikke noen problem, men i skifrene i reservoarintervallet har en på andre felt hatt store problemer med lagparallell boring. Fenomenet arter seg som innrasing av materiale fra "taket" og "gulvet" i borehullet i et slik omfang at videre boring blir umulig. Dette skiller seg vesentlig fra innrasninger og skjærbrudd i isotropt materiale, som i en høyavviksbrønn vil skje fra sidene av hullet der skjærspenningene er størst. Graden av anisotropi og svakheten i lagdelingsplan vil være bestemmende for lagdelingsrelatert hullkollaps,

og for disse bergartsparametrene finnes det ingen gode korrelasjoner med borehullsmålinger som for eksempel lydhastighet.

For å bestemme kollapstrykk og undersøke hvorvidt lagdelingsrelatert hullkollaps ville bli et problem i høyavviksbrønnene på Kristin, ble det utført en serie bergmekaniske hulsylindertester på kjerneprøver fra en nærliggende avgrensningsbrønn med samme geologi og begravningsdyp som Kristin-reservoaret. Et bilde fra en slik test er vist i figur 5. Testen viser at horisontalboring er mulig, men at skiferintervallene vil kollapse etter en tids produksjon når reservoartrykket synker og effektivspenningene øker. Dette er styrende for hvordan produksjonsbrønnene kompletteres, altså hva slags foringsrør eller sandfilter som brukes i reservoarseksjonen.

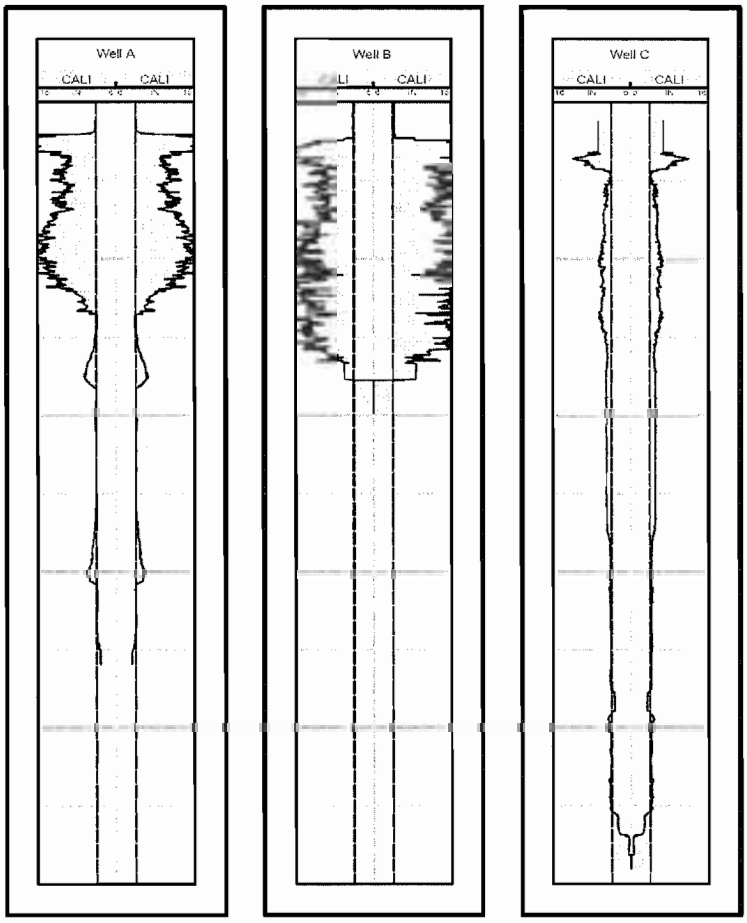
Figur 5. Hulsylindertest på intra-reservoar leirskifer med sylinderaksen parallell med lagdelingsplan. Kollapsmekanismen for denne geometrien er at lagparallelle fragmenter bøyes inn i borehullet og knekker av.

De første reservoarseksjonene ble boret med en vannbasert borevæske der vektmaterialet var oppløste salter, en mettet løsning av kaliumformiat og cesiumformiat. Dette væskesystemet har overlegne egenskaper på flere områder, spesielt fordi borevæsken ikke skiller seg og vektmaterialet faller ut av suspensjon, som kan være tilfelle med konvensjonelle boreslam ved høy temperatur. Imidlertid er formiatslammet i osmotisk ubalanse med formasjonen, slik det fremgår av figur 6. I borevæske bruker man gjerne begrepet "vannaktivitet", som er definert som partialtrykket av vanndamp over en prøve delt på damptrykket over rent vann ved samme temperatur. Leirskifer har gjerne vannaktivitet på 0.8-0.9, mens en mettet løsning av kaliumformiat eller cesiumformiat har en vannaktivitet på 0.4. Siden vannaktiviteten representerer diffusjonspotensialet til fritt vann, vil en aktivitetskontrast føre til uttrekking av fritt vann eller opptak av fritt vann i formasjonen. Begge deler vil påvirke spennings- og tøyningstilstanden på hullveggen.



Figur 6. Fluideksponeringstester på intra-reservoarskifer med ulike saltløsninger. Løsningene av K-formiat, KCl og NaCl har alle samme vannaktivitet (0.9), mens den mettede formiatløsningen ha en vannaktivitet på 0.4. De-ionisert vann har pr. definisjon en vannaktivitet på 1.0

I eksponeringstestene førte altså Cs-formiatslammet til en krymping av formasjonsprøvene. Dette kan være både gode og dårlige nyheter for hullveggen. Gode, fordi det vil medføre lavere tangentialspenninger, og dermed lavere skjærspenninger og redusert kollapstendens. Men også dårlige, fordi krympingen kan foregå diskontinuerlig og gi krympesprekker og lettere eroderbar hullvegg. Borehullslogger viser at denne siste effekten er sannsynlig, idet diametermålinger avslører at hullet som opprinnelig er boret med en 8 ½" borekrone vokser til over 16" i diameter (figur 7). Til sammenligning er et tilsvarende hull boret med oljebasert slam ikke mer enn 10" på det største. Basert blant annet på disse målingene og erfaringene som ble gjort i de første brønnene ble det besluttet å skifte til oljebasert slam for boring av de siste reservoarseksjonene.



Figur 7. Måling av hullkaliber i tre brønner med relativt lav vinkel. Brønn A og B ble boret med Cs-formiat, og C med oljebasert slam. I sandstein er alle brønnene i kaliber, mens leirskiferen er kraftig forstørret i brønnene boret med Cs-formiat. I brønn B var det umulig å entre reservoaret med borehullslogger (måleinstrumenter på kabel). Fra SPE 103336.

5. ETTERORD

Forfatteren skylder mange av sine kolleger en stor takk, idet denne artikkelen oppsummerer arbeid som i hovedsak ikke er utført av ham selv. Spesielt Per Horsruds utrettelige arbeid har ligget til grunn. To av figurene er hentet fra et konferanseinnlegg av Svein A Hansen et al: " Drilling Fluids in an HP/HT Reservoir: Experiences with three different systems on the Kristin field development", presentert som SPE 103336 på SPE Annual Technical Conference and Exhibition i San Antonio, Texas, 24-27.09.2006

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2006
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Sivilingeniør Morten Alstad
Multiconsult AS

Mosjøen Carbon plant – Norges største pelejobb

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

EKSPERIMENTELL STUDIE AV FORKASTNINGSEGENSKAPER I SEDIMENTÆRE BERGARTER

EXPERIMENTAL STUDIES OF FAULT ROCK PROPERTIES IN SEDIMENTARY ROCK

Elin Skurtveit, Cand. Scient, NGI
Fabrice Cuisiat, Dr, NGI

SUMMARY

We report on a newly completed project with the main objective to investigate deformation processes in sediments during faulting. Deformation processes comprise grain reorientation, clay smear and cataclasis. An understanding of the basic mechanisms underlying these processes and how they affect fluid flow in sediments is required before the hydromechanical effect of faults can be implemented into reservoir models. A new ring shear device was constructed in order to investigate experimentally deformation processes in sediments during faulting and effect on fluid flow. Limited experimental testing carried out show that:

- The ring shear apparatus is suitable for investigating the mechanisms of faulting in sediments.
- During shearing of sand, deformation localises into a thin shear band of higher density. The thin band can be seen after testing from a cut through the sample.
- Porosity reduction is associated with normal loading and shearing. Due to porosity loss, the permeability across the shear band is dramatically reduced.
- Analysis of the thin section across the shear band indicates extensive grain crushing within the shear band, as particle size in the shear band is much lower than throughout the rest of the sample. The amount of crushing increases with grain size, amount of shearing and normal stress.

SAMMENDRAG

Hovedformålet med dette prosjektet var å se på deformasjonsprosesser i sedimenter under forkastningsdannelse. Deformasjonsprosesser involverer reorientering av korn, leirsmøring, og kataklase. En bedre forståelse av bakenforliggende prosessene og hvordan de påvirker strømning i sedimentene er nødvendig før de hydromekaniske effektene av forkastninger kan bli implementert inn i reservoar modeller. Et del-formål med prosjektet var derfor å bygge et nytt ringskjær apparat for å kunne studere deformasjonsprosesser i sedimenter under forkastningsdannelse eksperimentelt. Resultatene fra testene viser at:

- Ringskjærapparatet egner seg for å se på mekanismer rundt dannelse av forkastninger i sedimenter
- Under skjæring av sand lokaliseres deformasjonen i et tynt skjærbånd med høy tetthet. Dette tynne båndet kan observeres i et snitt i prøven etter testing.

- Porøsitetsreduksjon er assosiert med normal last og skjæring og en dramatisk reduksjon i permeabilitet gjennom skjærbåndet er observert som følge av denne porøsitetsreduksjonen.
- Analyser av tynnslip fra skjærbåndene indikerer omfattende kornknusing i skjærbåndet siden kornstørrelsen i skjærbåndet er mye mindre enn i resten av prøven. Mengden knusing øker med kornstørrelsen, mengden skjæring og normal spenning.

1 Introduction

Faults that affect fluid flow in hydrocarbon reservoirs are produced by the deformation of a large variety of sediment types, under different stress conditions. Deformation processes comprise grain reorientation, clay smear and cataclasis. Before the hydromechanical effect of faults can be implemented into a reservoir model, it is essential to understand the basic mechanisms that control clay smear and fault gouge generation, and measure how these processes affect fluid flow.

Clay smear during faulting has been studied previously at NGI with laboratory experiments based on a ring shear device traditionally used for testing residual strength of soils (Figure 1-1). The effect of clay and sand properties, strain rate and geometrical aspects on the clay smear continuity in the fault zone was investigated by Sperrevik (1997) and Clausen et al. (2000). Similar experiments were performed by Kvaale (2002) to study deformation processes in granular materials, in particular grain crushing and consequence for the hydraulic properties across the shear bands (permeability and capillary entry pressure).

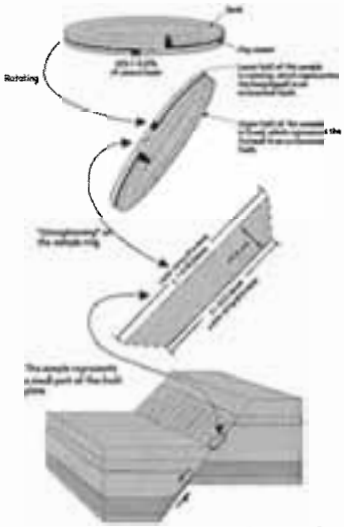


Figure 1-1 Ring shear device for investigating clay-smear processes along faults (from Clausen & Gabrielsen, 2002)

Because of the limitations inherent to the apparatus, the experiments were limited to low stress conditions i.e. shallow / syn-sedimentary faulting, with a maximum burial depth of ca. 100m under hydrostatic pore pressure conditions. Furthermore, fluid pressure and drainage conditions could not be controlled.

The main objective of this project was to construct a new ring shear device with the following major improvements:

- increased stress level (max. capacity 20 MPa)
- better test control and data collection (stress/strain control, automatic logging system)
- flow measurements through separate ring filters.

2 Design of a new ring shear apparatus

The ring shear apparatus consists of five parts:

- the ring shear assembly and reaction frame
- the loading system
- the shearing system
- the hydraulic system
- instrumentation, data acquisition and control systems.

A sketch of the ring shear apparatus is presented in Figure 2-1.

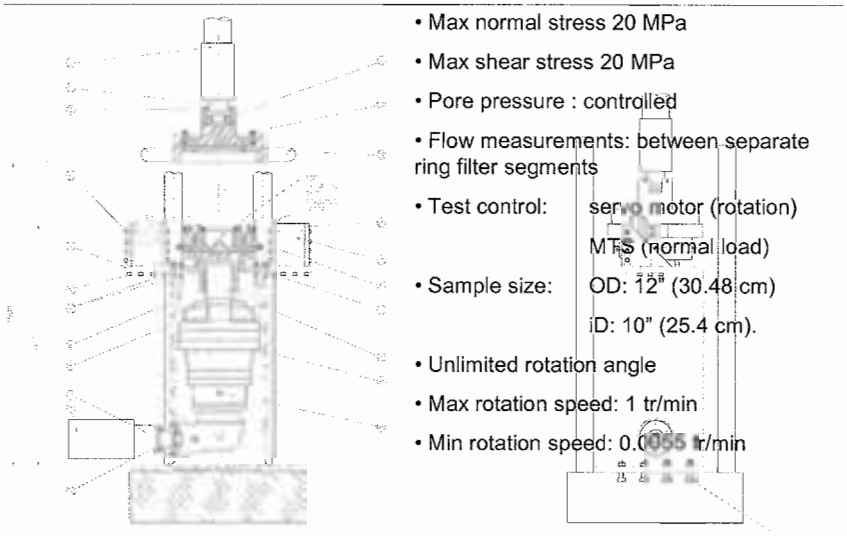


Figure 2-1 Ring shear apparatus – design drawing and specifications

A sketch of the ring shear assembly is presented in Figure 2-2. The assembly consists of a pedestal, upper and lower frames, upper and lower rings, and inner and outer confining rings. The sample is contained within the annular space created between the inner and outer confining rings, and the lower and upper rings. The width of the annular space between the rings is 25.4mm, and the maximum height of the sample is 44mm. The maximum height is limited by the overlap required to hydraulically seal the gap between the upper ring and the confining rings. The horizontal cross-sectional area of the sample is equal to 223 cm^2. The faces of the rings and frames have been hard anodised for abrasion resistance. On the upper and lower rings 48 knives (or grooves) are evenly distributed to ensure transfer of the torque into the specimen. The knives are 25.4mm wide, 5mm thick and 5mm high. 48 orifices are evenly distributed between the knives on the upper and lower rings for flow measurements.

The two reaction arms on the upper frame provide reacting forces against the torque applied to the lower assembly. Two load cells measure the reaction forces, which in the absence of friction, sum to the equal to the shear forces exerted on the specimen.

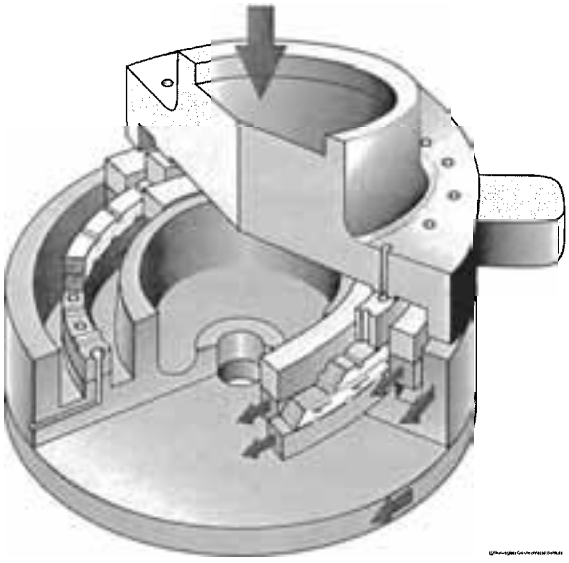


Figure 2-2 Sectioned sketch of ring shear cell. Rotating parts are drawn in light blue, moveable in grey. Red arrows indicate direction of movement. The material sample is coloured in yellow. Drainage ports (orifices) are equally spaced around the sample between knifes that transfer torque into the sample.

The shearing system is provided by a step-motor and a gear box sitting under the ring shear assembly. The motor and gear box have been selected in order to have the capacity to mobilize the required maximum shear stress (20 MPa), ignoring any frictional loss in the system. The normal load system is provided by the MTS loading frame available at NGI.

The hydraulic system is designed to connect the 24 upper and lower orifices to upper and lower GDS pumps which could be used to control the pore pressure imposed at the bottom and top sides of the specimen. The pumps could also be used to impose a back pressure as well as perform permeability measurements with constant imposed flow rate or pressure gradient.

The control system for NGI's ring shear device is based upon the LabView programming environment. The software is called RSView, and via a graphical user interface it:

- Reads values from the various sensors
- Controls the driving motor, regulating pumps and flow valves
- Interacts with the user regarding control of the MTS machine
- Logs data to file
- Switches through a sequence of user defined stages
- Allows the user to repeat or skip some of the stages in this sequence
- Allows the user to stop the automated sequence and control the apparatus manually

3 Test Program

A total number of 12 successful tests were performed (Table 3-1). The tests mainly focus on initial testing of the new equipment, repeatability of testing, and shear band formation in loose sand. One experiment was conducted on sand mixed with 15% clay, and one on clay smear in sand.

Table 3-1 Overview of ring shear tests

Test no	Sand type	Composition	Grain size D_{60} (mm)	Normal stress (MPa)	Rotation (deg)	Objective
RT01	21 Bornholm		0.373	5	45	Repeatability
RT02	21 Bornholm		0.373	5	60	Repeatability
RT03	21 Bornholm		0.373	5	75	Repeatability
RT04	21 Bornholm		0.378	5	360	Shear band formation in sand
RT05	17 Bornholm		0.191	5	60	Shear band formation in sand
RT06	15 Bornholm		0.934	5	150	Shear band formation in sand
RT13	15 Bornholm		0.934	5	75	Shear band formation in sand
RT08	Baskarp		0.176	5	450	Shear band formation in sand
RT09	Baskarp		0.176	20	75	Shear band formation in sand
RT10	Baskarp		0.176	20	45	Shear band formation in sand
RT11	Baskarp	+ 15% Kaolin		5	45	Shear band formation in mix of sand and clay
RT12	Baskarp	+ Kaolin segments		5	90	Smear potential of clay segments

Samples for thin section analysis were taken after each ring shear test. The samples were then sent to IFE, Kjeller, for preparation of the thin sections, and further analysed at the University of Bergen.

Oedometer tests of sand mixed with different amount of clay have been performed in parallel to investigate the compaction behaviour of the mixture and its permeability. The output from these tests is valuable to design the experiments on mixture of sand and clay as well as sand + clay segments in the ring shear apparatus (i.e. consolidation height, pre-consolidation pressure, consolidation time, stiffness contrast between sand and clay).

3.1 *Test Material*

The sands chosen for the experiments were selected from experience gained in previous studies (Clausen & Gabrielsen, 2002, Chuhan et al. 2003, Kjeldstad, 2002 and Kvaale, 2002). Initial testing was performed on Bornholm sand. Further testing was then pursued with Baskarp sand because of the large quantities available at NGI.

In total, four different types of sand have been used:

- Bornholm no 21: medium grained
- Bornholm no 15: coarse to medium grained
- Bornholm no 17: fine to medium grained
- Baskarp no 15: fine to medium grained

Due to the difficulties in finding large quantities of clay representative for North Sea reservoirs, an industrial clay, Kaolin, was used. The permeability of Kaolin is relatively high, compared to other clays. Hence the permeability measurements with kaolin reported hereafter will not be representative of field fault data.

4 Results

4.1 *Shear band formation in loose sand*

The normalised shear stress over normal stress (or apparent friction) for tests RT08-RT10 is shown in Figure 4-1. Note the perfect repeatability between tests RT09 and RT10 as the same procedure has been used to consolidate the samples. At 5 MPa, there is a pronounced increase in the shear resistance up to peak, and then reduction to a residual level. At 20MPa there is only a gradual increase to the strength level. In addition under high normal stress, massive grain crushing is expected which erases initial difference in grain distribution within the samples.

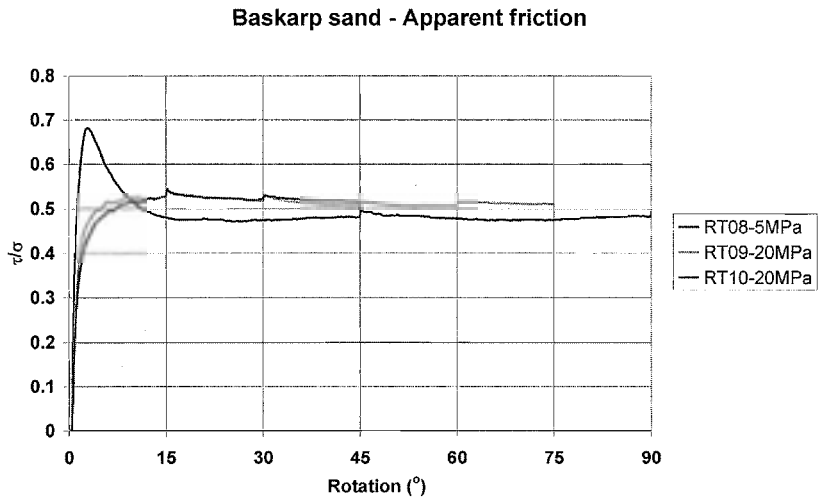


Figure 4-1 Apparent friction during shearing for Baskarp sand (D60 =0.17). RT08 (5MPa), RT09 and RT10 (20MPa)

4.2 *Change in flow resistance during shearing*

In this section, the permeability has been calculated assuming a flow cross section area during the measurements equal to $1/24^{th}$ of the total area of the ring. Flow measurements performed before and during shearing show a drastic reduction in flow capacity with shear. The permeability reduction factor generally increases with normal stress, and decreases with grain size, although the number of tests is limited. The initial permeability prior to shearing decreases when clay content increases, but the permeability reduction factor decreases relative to a clean sand.

The reduction in permeability with shear is shown in Figure 4-2 for a fine grained Baskarp sand. Tests RT09 and RT10 are carried out under 20 MPa normal stress, where as test RT08 is carried out under 5 MPa normal stress. The initial permeability (prior shearing) is similar for the three tests. However, the permeability is drastically reduced as soon as shearing starts. The reduction is much more important for RT09 and RT10 due to higher intensity of grain crushing for higher stresses. The "residual" permeability is not yet attained, but at least a reduction of 2-3 orders of magnitude relative to the initial permeability prior shearing can be expected.

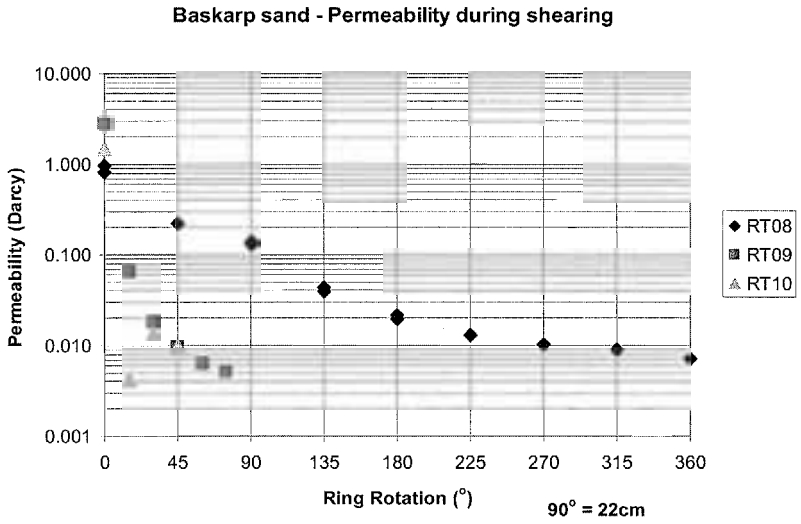


Figure 4-2 *Permeability across sample versus ring rotation for Baskarp sand. Normal stress of 5 MPa (RT08), and 20 MPa (RT09, RT10).*

Note the good repeatability in flow measurement between RT09 and RT10, except for one low flow measurement due to clogged filter.

The interpreted sand permeability prior to shearing is compared to the permeability measurements performed in the oedometer cells on Baskarp sand. There is a relatively good agreement between the measured hydraulic conductivity values in the oedometer cells and the interpreted conductivities from the ring shear tests, despite the uncertainty in flow cross section area.

Flow measurements from RT08 and RT09 are also compared to the data by Kjeldstad (2002) carried out in a direct shear box. There is a reasonable agreement between the two data sets, e.g. initial values prior to shearing and after 10 mm. Larger shear displacements in the ring shear lead to much lower permeability than obtained in the direct shear box, at comparable stress levels.

4.3 *Characterisation of shear band*

Visual inspection has been carried out to describe the development of the shear band *Figure 4-3*. The thickness of the shear band seems to increase with grain size and shear displacement. The shear band is not pronounced before 45° rotation.

The grain size distribution of the sand has been inferred for all tests, and the grain size is averaged over the whole sample height. The reduction in grain size is more pronounced with increased shear displacement. At higher stresses, the grain size distribution is more or less the same for the two samples, irrespective of shear displacement. The proportion of fines is higher at 20 MPa than at 5 MPa, even with larger shearing. The reduction in grain size is more pronounced for coarser sand and without clay within the sand.

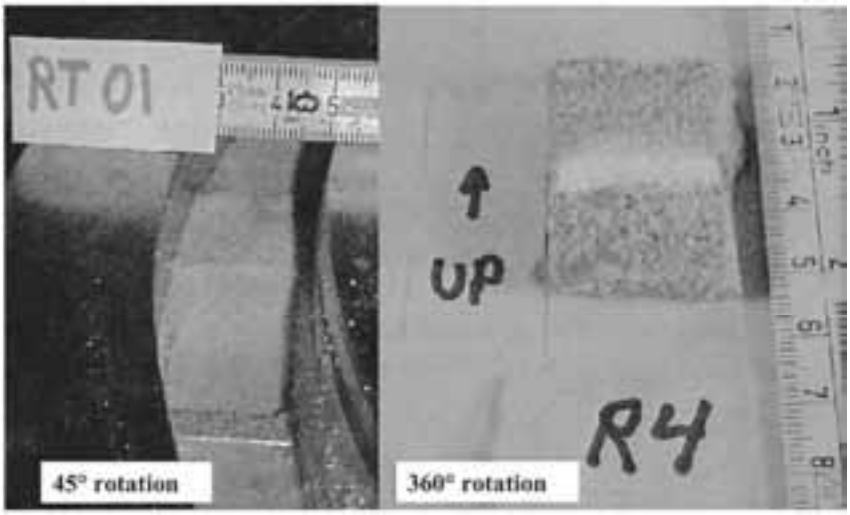


Figure 4-3 Effect of shearing in medium grained Bornholm 21B sand at 5 MPa normal stress. After 45° rotation no clear shear band is seen by visual inspection of the test sample, whereas after 360° rotation a 7-8 mm thick shear zone is observed.

5 Discussion

5.1 *Ring shear apparatus as an analogue shear band model*

The overall aim is to establish a link between burial depth at the time of faulting, stress level and deformation products within a fault zone in a sedimentary basin with the analogue shear band model in the ring shear apparatus. Let us first establish the stress and strain in the ring shear apparatus during imposed shear displacement (or rotation).

After initial normal consolidation of the sample and prior to shearing, a $K_o = \frac{\sigma'_{//}}{\sigma'_{\perp}}$ condition prevails in the sample. The major and minor effective principal stresses correspond to the vertical $\sigma'_{\perp}$ and horizontal effective stresses $\sigma'_{//}$, respectively. During shearing, the sample is loaded to failure by imposing horizontal displacements and shear stresses, which results in a rotation and change in magnitude of the principal stresses, while the normal effective stress

$\sigma'_{\perp}$ remains constant[1]. At failure assuming no volumetric deformation, the rotation reaches 45°. $\sigma'_{\perp}$ and $\sigma'_{//}$ are then equal. The horizontal direction is the direction of maximum shear stresses in the sample (Nowacki, 1967). The Coulomb plane of failure is inclined at $45^{o} - \phi/2$ from σ'_1, where ϕ is the friction angle of the material, and σ'_1 is inclined at 45° from the maximum shear direction (Figure 5-1). The rotation of 45° of the principal stresses was experimentally observed by Mandl et al. (1977) with stress sensors embedded in the walls of the ring shear apparatus they used.

The friction angle is related to the angle β, which defines the K_f-line in a Mohr-Coulomb diagram by $\tan\beta = \frac{\tau}{\sigma'_{\perp}} = \sin\phi$ where τ is the peak shear stress.

In a sedimentary basin, under no lateral constraints, normal faulting occurs as the Mohr-Coulomb slip (i.e. first Riedel shears) at an angle $45^{o} - \phi/2$ from σ'_1. The major principal effective stress is the vertical overburden stress σ'_v in a basin under tectonic extension. The vertical overburden stress can be used to determine the overburden depth of the fault which the laboratory ring shear experiments represent (Kvaale, 2002; Kjeldstad, 2002). The extent of grain crushing and permeability reduction can then be related to a specific depth in the basin.

Assuming an effective stress lithostatic gradient of 10 MPa/km as an approximation, the corresponding depth of faulting to the ring shear experiments has been calculated in Table 5-1.

Table 5-1 Peak shear stress, principal stresses, peak shear stress failure angle for the different experiments. Depth of faulting is computed by assuming an effective lithostatic gradient of 10 MPa/m.

Test no	Sand type	Grain size D60 (mm)	Initial porosity (%)	Normal stress σ_n (MPa)	Peak shear stress τ (MPa)	Peak shear angle ϕ (°)	Est. depth of faulting (m)	Comments
RT01	21 Bornholm	0.373	44.68	5	3.25	33.02	825	monotonous normal loading
RT02	21 Bornholm	0.373	44.68	5	3.13	32.01	812.5	monotonous normal loading
RT03	21 Bornholm	0.373	44.68	5	3.09	31.72	809	monotonous normal loading
RT04	21 Bornholm	0.373	45.57	5	3.08	31.60	807.6	monotonous normal loading, several shear peaks
RT05	17 Bornholm	0.191	47.57	5	2.67	28.09	766.9	monotonous normal loading
RT06	15 Bornholm	0.934	44.01	5	2.96	30.58	795.5	one unloading / loading loop (MTS resonance)
RT13	15 Bornholm	0.934	43.62	5	2.92	30.29	792.1	loading with 100 cyclic loops
RT08	Baskarp	0.176	37.45	5	3.37	33.95	836.6	loading with 100 cyclic loops
RT09	Baskarp	0.176	na	20	10.78	28.33	3078.3	loading with 100 cyclic loops
RT10	Baskarp	0.176	41.72	20	10.84	28.46	3083.9	loading with 100 cyclic loops

[1] this condition could differ in other experiments

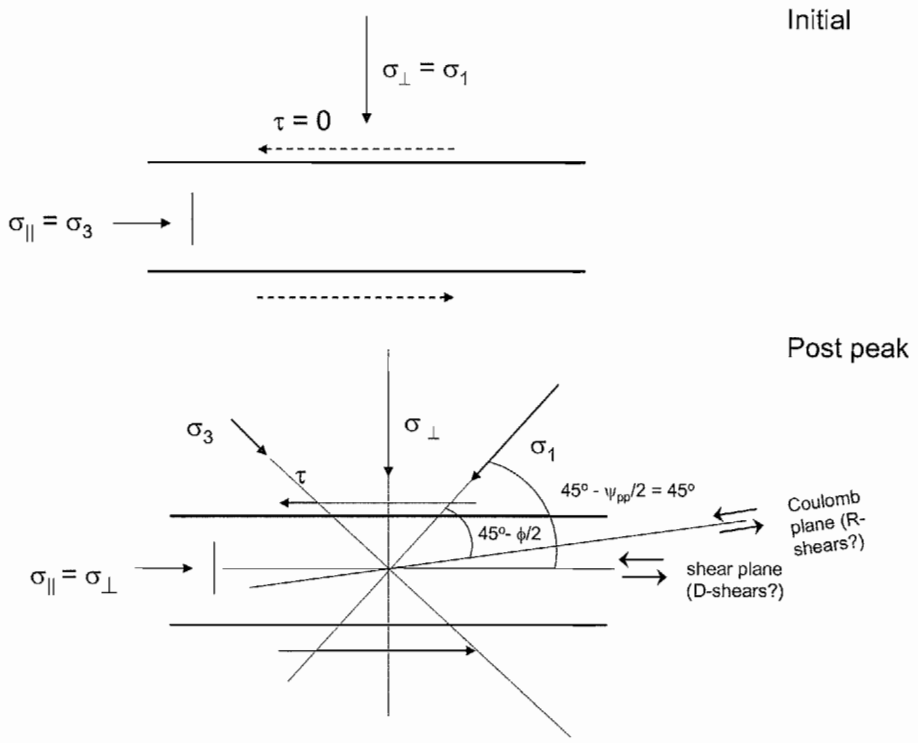


Figure 5-1 Stress configuration in the ring shear apparatus. The Mohr-Coulomb failure is at an angle of $\phi/2$ to the resulting shear plane (after Mandl et al., 1977).

5.2 *Apparent friction of granular fault gouge*

The frictional properties of fault gouge are extensively discussed in the literature, experimentally (e.g., Scoot et al, 1994) or theoretically (Rudnicki, 1979; Aharanov & Sparks, 2004), and often expressed as the apparent friction. The apparent friction is defined as the ratio of the shear to the normal stress:

$$\mu_a = \frac{\tau}{\sigma_n}. \qquad \textit{Eq. 5-1}$$

In the following, the model for predicting the apparent friction of a fault proposed by Scott et al. (1994) is briefly presented. The results from two ring shear experiments are compared with the model.

5.2.1 Constant layer density

Scott et al. (1994) proposed to relate the apparent friction μ_a to the "thinning ratio", defined as the rate of change of layer thickness with shear displacement, T, and the friction angle at peak, sin ϕ, through the relation:

$$\mu_a = \frac{\sin\phi}{\sqrt{1+4T^2} - 2T\sin\phi} \qquad \textit{Eq. 5-2}$$

In Eq.5.2, coaxiality is assumed, i.e the principal axes of stress and incremental strain coincide. In addition, the expression is only valid for the case of constant density in the sheared layer. As seen in our experiments, there is substantial porosity reduction within the shear zone, so that this assumption is not strictly valid.

Note that the same relationship was first presented by Davis (1968), as T can be related to the dilation angle and the apparent friction to $\tan\beta$ defined in soil mechanics (direct shear friction angle).

Eq.5.2 contains only one adjustable parameter in a plot of $\mu_a = \frac{\tau}{\sigma_n}$ versus $T = \frac{dh}{ds}$, where h is the layer thickness and s the shear displacement,

5.2.2 Layer with densification

For the case of layer densification (or change in volume during shearing), Scott et al. (1994) proposed the following relationship:

$$\mu_a = \frac{RF\sin\phi + 2T(1-a)}{RF^2 - T(1+a)[RF\sin\phi + 2T(1-a)]} \qquad \textit{Eq. 5-3}$$

where:

$$F = \sqrt{1+T^2(1+a)^2} \qquad \textit{Eq. 5-4}$$

and R is a dimensionless flow constant used to relate the volumetric strain rate $\dot{\varepsilon}_v$ to the shear strain rate $\dot{\gamma}$ as:

$$\dot{\varepsilon}_v = R\left(\frac{\tau}{\sigma_n} - \sin\phi\right)\dot{\gamma} \qquad \textit{Eq. 5-5}$$

When a=1, the density is constant and the expression given in 5.2.1 is recovered. When a=0, densification (volume change) is taken into account. In that case, gouge may display a wider range of values of apparent friction than for constant density. Scott et al. (1994) also suggested to use intermediate values of a.

5.2.3 Comparison with ring shear experiments

The previous expressions (Eqs. 5.2 and 5.3) are compared with ring shear experiment RT13 in Figure 5-2. As seen from the figures, both models can be fitted to portion of the test, although with different matching parameters. Initially, a model with constant density fits reasonably well the data, with a friction angle ϕ of 33.3°. After some shearing the model with densification of the layer is better at matching the data. The friction angle required for curve-fitting has increased to 36.9° as a result of volume reduction.

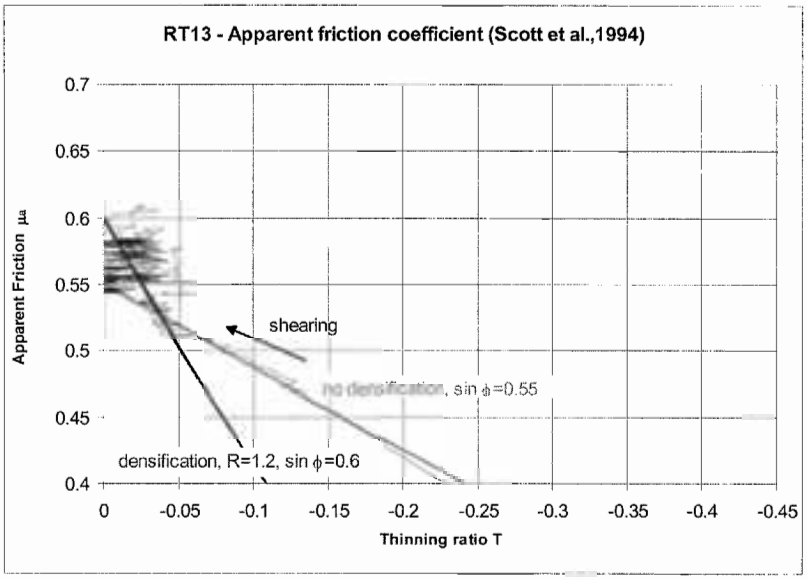


Figure 5-2 Apparent friction during ring shear test RT13 (in blue) versus dilation. In red and green: prediction from models by Scott et al. (1994). R=1.2 and sin ϕ = 0.6 (red). sin ϕ = 0.55 (green)

6 Conclusion

The work carried out has shown that the new ring shear apparatus is suitable for investigating the mechanisms of faulting in sediments. A methodology has been developed to establish a relationship between stress deformation properties, grain fracturing and porosity loss as a function of grain size, mineralogy based on a ring shear testing, thin section and sieve analysis. It is possible to quantify the amount of grain crushing in sediments during burial and shear and its consequence on single phase fluid flow. In addition, the texture of the shear band can be related to burial depth.

In future work we will focus on increasing the number of experiments in the database. This will be the objective of a continuation project called PROFUSED

ACKNOWLEDGEMENT

The work reported here was financed by Total, Norsk Hydro, the Research Council of Norway and NGI. Support and permission to publish the results is greatly acknowledged.

REFERENCES

Aharonov E. Sparks D., 2004: Stick-slip motion in simulated granular layers. Journal of Geophysical Research, Vol. 109, B09306

Chuhan, F.A, Kjeldstad, A., Bjørlykke,K., Høeg, K., 2003, Experimental Compression of Loose Sand-Simulating Porosity Reduction in Petroleum reservoirs during Burial. Canadian Geotechnical Journal 40 (5): 995-1011, Oct. 2003

Clausen, J., Gabrielsen, R.H., Iversen, K., Berre, T. & Makurat, A., 2000: Experimental Evaluation of Clay Smear Potential Along Extensional Faults. Hydrocarbon Seal Quantification, Stavanger, 16-18 October.

Clausen, J.A., Gabrielsen, R.H, 2002: Parameters that control the development of clay smear at low stress states: an experimental study using ring shear apparatus, Journal of Structural Geology

Davies E.H., 1968: Theories of plasticity and the failure of soil masses. In Soil Mechanics: Selected topics (ed. I.K. Lee), pp. 341-380

Kjeldstad A., 2002: Compaction and shear deformation in sedimentary basins – numerical modelling of differential loading in the Vøring basin offshore mid-Norway and of heat transfer from magmatic intrusives, and experimental investigation of cataclastic shear band formation in reservoir sands. University of Oslo PhD Thesis.

Kvaale, T., 2002. Et stadium av reservoarsand i ringskjærapparat for å simulere oppførselen i forkastningssoner. Master Thesis, University of Oslo.

Mandl G., L.N.J. de Jong, A. Maltha, 1977: Shear zones in granular material. Rock Mechanics 9, 95-144

Manzocchi, T., Walsh, J.J., Nell, P. & Yielding, G., 1999: Fault transmissibility multipliers for flow simulation models. Petroleum Geoscience 5, 53-63.

Nowacki E.H.F., 1967: Anvendelse av ringskjærapparatet for studier av omrørte leirersegenskaper ved store deformasjoner. Det store eksamensarbeidet i Geoteknikk og fundamenteringslære, NTH, Trondheim.

Rudnicki J.W. 1979: Stabilization Of Slip On A Narrow Weakening Fault Zone By Coupled Deformation Pore Fluid Diffusion. Bulletin Of The Seismological Society Of America 69 (4): 1011-1026 1979

Scott D.R., Marone C.J., Sammis C.G., 1994: The apparent friction of granular fault gouge in sheared layers. Journal of Geophysical Research, Vol. 99, No B4, 7231-7246

Sperrevik, S., 1997: Experimental study of clay smearing (in Norwegian). MSc thesis, University of Bergen, Institute of Geology.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

Nye støyforskrifter – har det betydning for kontrakter, anbudsdokumenter ?

T-1442 – Retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging, Kap. 4. Forholdet til helselovgivningen.

Cand. Real. Egil Ø. Mossige, Overingeniør, Bærum kommune

Hjemmel og lovgrunnlag.

Helsemyndigheten i Bærum, representert ved Folkehelsekontoret, Miljørettet helsevern, har med hjemmel i *Lov om helsetjenesten i kommunene kap. 4 a* bl.a. ansvar for å sikre tilfredsstillende støyforhold for innbyggerne i kommunen og overvåke at gjeldende lover og regler for begrensning av støy overholdes. Som støtte til vurderingene brukes *Forskrift om miljørettet helsevern, § 9a): "Ved etablering og bruk av støykilder skal det tilstrebes lavest mulig støynivå. Støy og vibrasjoner skal ikke medføre helsemessig ulempe eller overskride helsemessig forsvarlig nivå."*

Miljørettet helsevern er bl.a. gitt delegert myndighet til å innvilge tillatelse til å overskride gjeldende retningslinjer for støyende nattarbeid.

Når det gjelder støy fra bygg- og anleggsaktivitet vil Miljørettet helsevern bruke *Miljøverndepartementets T-1442. Retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging, kapittel 4: Retningslinjer for begrensning av støy fra bygg- og anleggsvirksomhet, av 26.01.05,*som grunnlag for sine vurderinger.
Kommunen legger til grunn at forskriftens (miljørettet helsevern) uttrykk *"helsemessig ulempe" og "helsemessig forsvarlig nivå"* må avgrenses i h.h.t. de tallverdiene som fremkommer i Retningslinje for begrensning av støy fra bygg- og anleggsvirksomhet.

Viktige punkter i retningslinjen er inndelingen av døgnet i 3 segmenter, dag, kveld og natt, med suksessivt skjerpede støykrav.

Døgninndeling	Dag 0700 - 1900	Kveld 1900 - 2300	Natt 2300 - 0700
Støykrav dBA$_{ekv}$	65	60	45 60$_{max}$

Ved meget kortvarig arbeid, max 1-2 uker, kan grenseverdiene justeres opp 5-10 dbA.
Ved langvarige bygg- og anleggsarbeider, mer enn 7 uker, skjerpes grenseverdiene suksessivt.

Flere påfølgende bygg- og anleggsprosjekter som berører samme nabolag samtidig eller like etter hverandre med kortere opphold mellom arbeidene enn 1 måned, behandles av helsemyndighetene som en sammenhengende anleggsperiode.

Ved impulslyd (fra for eksempel boring, spunting, peling og pigging) og rentonelyd skjerpes grensene med 5 dBA

Ved tillatelse til å fravike grenseverdiene i T-1442 er utbygger/entreprenør pliktig til å varsle alle berørte naboer til arbeidsstedet i god tid før arbeidet igangsettes.

Reguleringsplaner.

Retningslinjen T-1442 legges til grunn av kommunene, regionale myndigheter og berørte statlige etater ved planlegging og behandling av enkeltsaker etter plan- og bygningloven. Retningslinjen er veiledende og ikke rettslig bindende. Først når retningslinjen er integrert i reguleringsplan gitt som egen paragraf i reguleringsbestemmelsene er den rettslig bindene.

Helsemyndigheten i Bærums håndhevelse av retningslinjene.

Krav til at utbyggere overholder retningslinjene i T-1442 skal i utgangspunktet gjelde i alle bygge- og reguleringssaker i Bærum kommune. Helsemyndigheten i Bærum kommune betrakter i utgangspunktet bygge- og anleggsvirksomhet som (relativt) kortvarig arbeid som ivaretar vesentlige samfunnsmessige interesser. Det er av felles interesse for byggherre, naboskap og samfunnet at arbeidet utføres så rast som mulig. Helsemyndigheten har derfor lagt seg på en linje hvor vi ikke håndhever støyforskriften strengt i forhold til grenseverdiene på dagtid, 0700 – 1900. Helsemyndigheten foretar normalt heller ikke kontroll av arbeider på dagtid, da de erfaringsmessig oftest ligger innenfor grenseverdiene (under forutsetning av at arbeid som avgir impuls- eller særs kraftig støy kun utføres i 2-timers økter med 1 times opphold i mellom). Helsemyndigheten er på den andre siden strenge i forhold til grenseverdiene for kvelds- og nattarbeid. Dette innebærer bl.a. at boring, pigging, spunting, peling og annet arbeid som avgir ekstra kraftig støy normalt ikke vil være tillatt etter kl 1900.

Det vises til Kommunehelsetjenesteloven §§ 4a-8, 4a-9, 4a-10 og 4a-11, hvor helsemyndigheten kan gripe inn med pålegg overfor tiltakshaver dersom overnevnte støybestemmelser ikke overholdes. I ytterste konsekvens kan det ilegges tvangsmulkt eller kreve arbeidet stanset (kommunestyret). Stansing kan om nødvendig gjennomføres med bistand fra politiet.

Tillatelse til avvik fra retningslinjene.

For bygg- og anleggsarbeider som overskrider grenseverdiene i T-1442 må det søkes særskilt tillatelse fra Helsemyndighetene, i Bærum kommune representert ved Folkehelsekontoret, Miljørettet helsevern. Dette gjelder i særlig grad tillatelse til støyende arbeid på natten, mellom kl 2300 og kl 0700. En skriftlig søknad om tillatelse til å overskride grenseverdiene i T-1442 må fremmes for Folkehelsekontoret, Miljørettet

helsevern minst to uker i forveien. En søknad om tillatelse til å overskride grensene må bl.a. inneholde følgende opplysninger:

- Sted og tidsrom (dato og klokkeslett) for det omsøkte arbeidet.
- Formål og karakter av arbeidene.
- Begrunnelse for behovet for å fravike grenseverdiene i T-1442.
- Hva slags maskiner som skal benyttes og angivelse av støynivå som omgivelsene vil påføres.
- Evt. støydempende tiltak som iverksettes av tiltakshaver.
- Evt. avbøtende tiltak overfor berørte naboer.
- Innhold i (obligatorisk) skriftlig informasjon til berørte naboer.
- Navn og telefonnummer til ansvarshavende for arbeide

I Bærum kommune vurderes saker vedrørende søknad om tillatelse til avvik fra støybestemmelsene i h.h.t. Lov om helsetjenesten i kommunene og vedtak fattes i samråd med kommuneoverlegen. Hjemmel for tillatelsen er lovens §§ 4a-1, 4a-4 og 4a-6, Forskrift om miljørettet helsevern § 9a) og Retningslinjer for begrensning av støy fra bygg- og anleggsvirksomhet

Ved vurdering av søknaden legges det særlig vekt på begrunnelsen for behovet for å få tillatelse til avvik fra støybestemmelsene og avbøtende tiltak overfor nabolaget. Dersom en søknad om tillatelse innvilges, vil vi i godkjenningen kunne stille ulike vilkår overfor tiltakshaver. Normalt stilles det bl.a. krav om at alle berørte naboer til arbeidsstedet informeres skriftlig på forhånd og tilbys alternativ overnatting i arbeidsperioden. Helsemyndighetene forbeholder seg også retten til å trekke tillatelsen tilbake, om nødvendig med øyeblikkelig virkning, dersom støyulempen blir større enn forutsatt.

Klageadgang.
Vedtak i forhold til søknader om tillatelse til fravik fra støybestemmelsene kan påklages til Fylkesmannen i h.h.t. *Forvaltningslovens* bestemmelser.

Referanser:

1. Lov om helsetjenesten i kommunene, av 14. april 2000 nr. 33
2. Forskrift om miljørettet helsevern, av 25. april 2003 nr. 486
3. Plan- og bygningslov, av 24. september 2004 nr. 72
4. T-1442, Retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging, Kap. 4, Retningslinjer for begrensning av støy fra bygg- anleggsvirksomhet, av 26. januar 2005

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2006
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Cand. Scient Anne Braaten, Jernbaneverket Utbygging
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

GJENBRUKSMATERIALER TIL GEOTEKNISK FORMÅL

Norwegian Roads Recycled Materials Programme

Sjefingeniør Roald Aabøe, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Prosjektleder Gjenbruksprosjektet Gordana Petkovic

SAMMENDRAG

Gjenbruksprosjektet i Statens vegvesen har vært ett av fem etatsprosjekter i fireårsperioden 2002–2005. Det skal samordne og videreføre flere mindre prosjekter innen gjenbruk av asfalt og betong. Prosjektet skal i tillegg omfatte andre gjenbruksmaterialer og temaer som kan føre oss fram til det overordnede målet: Kunnskapen vi har og får om gjenvinning og gjenbruk skal omsettes i praksis!. Endringene skal finne plass for det meste i et utvalg av Vegvesenets håndbøker.

I denne artikkelen er det fokusert mest på lette og frostisolerende materialer som skumglass og oppkuttede bildekk.

SUMMARY

Ambitious environmental politics, international treaties and agreements, and a general change of attitude and awareness considering generating and handling waste has encouraged the development of national policies, codes, routines and contract clauses that motivate more extensive use of recycled materials. Norwegian Public Road Administration (NPRA) has in this connection initiated a programme in order to promote the use of recycled material in road structures. The programme is aiming at incorporating secondary materials in the national design guidelines and standards of Norway.

One aim of the programme is to enhance the reuse of foamglass, whole or shredded car tyres, slag/ash as lightweight fill materials. For NPRA it is important to define quality specifications for these materials including environmental considerations and incorporate these in the general design specifications. In addition to physical and mechanical properties the environmental issues and concerns need to be addressed during the entire life cycle from the design phase through maintenance and to demolition.

1. Gjenbruksprosjektet – hensikt og overordnede målsetninger

Statens vegvesen Gjenbruksprosjektet er et etatsprosjekt (2002 – 2005) og en del av etatens satsing for å ivareta sitt sektoransvar for miljøvern innen bygging, drift og vedlikehold av vegnettet. Gjenbruksprosjektet skal bidra til å realisere nasjonale miljømål, bl.a annet at mengden av avfall til gjenvinning skal være om lag 75 % i 2010. På vegvesenets sektor tilsier dette 75 % gjenbruk av bygningsmaterialer. Prosjektet har egne nettsider: *www.gjenbruksprosjektet.net*

Følgende overordene dokumenter gir føringer for gjenbruk og bedre ressursutnyttelse:

St.meld. 21 (2004-2005) Regjeringens miljøvernpolitikk og rikets miljøtilstand: mål om 80 % gjenvinning innen 2010. Avfall og gjenvinning nevnes som et av miljøvernpolitiske resultatområder,

Nasjonal transportplan 2006-2015 (St.meld. nr. 24 - 2003-2004) velger å prioritere klimaendringer, kollektivtransport, luftforurensning og støy. Det sies imidlertid at "Samferdselsdepartementet forutsetter at transportetatene som *byggherrer setter miljøkrav til entreprenører* og selskaper innenfor bygging, drift og vedlikehold av infrastruktur."

Grønn stat – pålegg om at alle statlige etater skal ha innført miljøstyringssystem innen utgangen av 2005, som en integrert del av organisasjonenes styringssystem. Dette er i henhold til St.prp. nr. 1 (2001–2002) fra MD og AAD og er også en del av tildelingsbrevet fra SD til etaten.

Nasjonal handlingsplan for BA-avfall (2001) ble laget av og for byggenæringen og inkluderer mål om 70 % gjenvinning innen 2005. NHP var organisert som prosjekt fram til 2003, da det ble et nettverk bestående av 13 firmaer, blant dem Statens vegvesen, som undertegnet en intensjonserklæring om oppfølging av tiltak fra handlingsplanen. For tiden pågår det en revisjon av NHP fra 2001.

2. Innhold og resultater fra Gjenbruksprosjektet

2.1 Generelt

Prosjektet har konsentrert seg om bruk av resirkulert tilslag av knust betong, asfalt, lette fyllmasser av skumglass, oppkuttede bildekk og flyveaske, ved å utrede fysiske, mekaniske og miljømessige egenskaper samt undersøke og prøve ut bruksområder knyttet til vegbygging. En stor del av innsatsen har i tillegg gått til to temaer som er en betingelse for vellykket gjenbruk: avfallshåndtering og miljøpåvirkning.

Prosjektet har tatt som mål å berøre alle Vegvesenets aktiviteter, gi konkrete bidrag til eksisterende styringsdokumenter og regelverk som er relevante for avfallshåndtering og gjenbruk, slik at prosjektets resultater kan bli lettere implementert. Prosjektet har hatt stor kontaktflate utad, med byggherre- og entreprenørfirmaer, bransjeorganisasjoner, myndigheter og forskningsmiljøer både i Norge og i utlandet.

Statens vegvesens Gjenbruksprosjekt består av åtte delprosjekter. I beskrivelsen av delprosjektene er det fokusert mest på det som kan være nyttig i geoteknisk sammenheng.

2.2 Delprosjekter

2.2.1 Avfallshåndtering

Delprosjektet om avfallshåndtering har hatt som mål å oppdatere Statens vegvesens rutiner for håndtering av eget avfall og gjennomføre en revisjon av håndbok 211 "Avfallshåndtering og gjenbruk". I tillegg har krav til entreprenørene for avfallsplaner og miljøsanering og deres innføring i konkurransegrunnlaget.vært et viktig tema . Delprosjektet har hatt ansvaret for Statens vegvesens bidrag til Nasjonal handlingsplan for BA-avfall og under arbeid handlingsplan mot forsøpling langs vei.

2.2.2 Miljøpåvirkning.

Arbeidet med miljøpåvirkning har vært rettet mot utarbeidelse av hensiktsmessige metoder for vurdering av miljøpåvirkning ved anvendelse av gjenbruksmaterialer i vegbygging. Istedenfor å gjennomføre en miljørisikovurdering i hvert tilfelle der gjenbruksmaterialer blir brukt, definerte man i Gjenbruksprosjektet en "standardveg", den mest sannsynlige kombinasjonen av vegutformingen, materialbruk og omgivelsens følsomhet. Ved å gjennomføre iterative beregningen av miljørisiko for den antatte kombinasjonen har man regnet seg fram til grenser for innhold av miljøfarlige stoffer som "standardvegen" tåler. Fremgangsmåten for dette arbeidet består av en kombinasjon av metodikk fra Europeisk forstandard ENV 12920 for beskrivelse av miljøegenskaper av avfall (anvendt på avfallsbaserte materialer) og SFTs retningslinjer for vurdering av miljørisiko for forurenset jord (SFT 99:01A).
Hovedresultatene fra arbeidet med miljøpåvirkning er presentert i prosjektrapportene 14, 14a – 14d som behandler henholdsvis asfalt, knust betong, skumglass og oppkuttede bildekk, se rapportoversikten i kap. 4.

2.2.3 Gjenbruk av betong

Dette materialet har fått sentral plass i Gjenbruksprosjektet da det ved riktig bruk kan erstatte vegbyggingens mest brukte materiale – stein. Knust betong utgjør den alle største delen av de 1,1 mill tonn BA-avfall årlig generert i Norge.
Gjenbruksprosjektet har satset på en grundig dokumentasjon av egenskaper av resirkulert tilslag i Norge. Man har jobbet spesielt med utredning av mekaniske egenskaper og vurdering av testmetoder for bruk i veg. I tillegg har prosjektet sett på nedbrytning av resirkulert tilslag under gjennomstrømning av vann og bestandighetsrelatert egenskaper som frostbestandighet. Til slutt, selv om det er mindre relevant for Statens vegvesens konstruksjoner, har Gjenbruksprosjektet sett på bruk av resirkulert tilslag som tilslag i ny konstruksjonsbetong. Disse aktivitetene rapporteres i prosjektrapportene vist i kap. 4.

2.3.4 Gjenbruk av asfalt

Årlig fjernes 300.000 - 500.000 tonn asfalt fra norske veger. Halvparten er fresemasse som genereres ved planfresing. Mengden frest asfalt er økende ettersom planfresing er blitt et svært vanlig tiltak for fjerning av spor og oppretting av profilet. Ettersom asfaltgranulat inneholder både steinmaterialer og bindemiddel ligger det store verdier i massen. En ønsker derfor fortrinnsvis å bruke asfaltgranulatet så høyt opp i konstruksjonen som mulig. Med et enkelt produksjonsutstyr kan en få masser (kalde) som egner seg godt til lavtrafikkerte veger. Varmblandede gjenbruksmasser er også aktuelt på det høytrafikkerte vegnettet, ved å produsere asfaltmasser i verk som er tilrettelagt for å bruke en viss andel asfaltgranulat.

Hovedtemaer for arbeidet på gjenbruk av asfalt har vært: oppfølging av eksisterende feltprøver, materialegenskaper og krav i laboratorium/felt, særlig ved kald gjenbruk,

feltforsøk med ubundet asfalt, beskrivelse av materialstrømmen inkludert nødvendig deklarasjon

Disse aktivitetene er dokumentert i prosjektrapportene 3, 4, 6, 7 og 8, se rapportoversikt i kap. 4.

2.3.5 Lette fyllmasser og isolasjonsmateiraler

Beskrevet som eget tema under kap. 3.

2.3.6 Feltprøsjektene "Gjenbruksvegen"

Gjenbruksprosjektet har hatt samarbeid med to av vegvesenets anlegg:
E6 Melhus og E6 Assurtjern – Klemetsrud. Begge steder var målet å plassere flest mulig gjenbruksmaterialer til de mest aktuelle bruksområder og prøve ut deres egnethet i praksis.

E6 Melhus:
Følgende er prøvd ut: Knust betong i forsterkningslaget, knust asfalt som forkiling av bærelag, asfaltdekke med gummigranulat og skumglass som frostsikring og drenering. Erfaringene er at gjenbruksmaterialer godt lar seg bruke i praksis.

E6 Assurtjern - Klemetsrud

- Det er lagt ut et vellykket forsøksfelt for utlekkingstesting fra knust betong, skumglass og et referansefelt med stein brukt til forsterkningslag i veg.
- Gjenbruksbetong er brukt i en støttemur hvor alt det grove tilslaget ble erstattet av resirkulert tilslag. Erfaringene var stort sett gode, selv med observert tap i fasthet og støpelighet.
- Gjenbruksasfalt fra knuste asfaltflak ble brukt til ytre skulder og skulderavslutning. Det er gode erfaringer både teknisk og økonomisk.
- Skumglass HASOPOR ble brukt som lette fyllmasser både i midlertidig fylling og inn mot kulvert. De tekniske erfaringene er gode.
- Det er gjort forsøk med kompostmaterialer på skuldrene. Erfaringene er ikke bare gode.

Disse aktivitetene er rapportert i prosjektrapportene 12 og 18, se rapportoversikten i 4..

2.3.7 Rammeverk for gjenbruk

Administrative rammer har gjennom alle prosjektets arbeidsområder vist seg å være avgjørende for gjennomføring av gjenbruk. I dette delprosjektet har man sett på rammene gitt ved avgifter, myndighetenes krav til avfallshåndtering, måten man krever gjenbruk i prosjekter, samt juridiske siider ved bruk av avfallsbaserte materialer.
Prosjektrapport om dette blir rapport nr 19, se rapportoversikten i 4.

2.3.8 Nye ideer, materialer og tiltak

Delprosjektet har vært en samlepost for alt som ikke naturlig tilhørte noen av de andre aktiviteter som f.eks: . Støyskjermer av gjenbruksplast, landbrukskompost av avløpsslam til skråningstildekking og erosjonssikring, oppretting av rekkverk ute i felt, gjenbruk av brøytestikker, betongrekkverk og trafikkskilt samt ombruk/gjenbruk av bygg og bygningsdeler
Dette er omtalt i prosjektrapport nr 20.

3 DP 5 Lette fyllmasser og isolasjonsmaterialer

Det overordnede målet har vært å tilrettelegge for gjenbruk av alternative lette materialer som skumglass, oppkuttede bildekk, aske og slagg o.l. For Vegvesenet som kjøper er det interessant å definere disse materialene i størst mulig grad som produkter - det vil si satse på produktspesifisering og arbeide med miljøgodkjenning.

Delprosjektet har utført diverse pilotprosjekter med instrumentering og oppfølging av konstruksjoner som involverer skumglass, oppkuttede bildekk og flyveaske. Materialene er så langt utprøvd innenfor områdene:

- Lett fylling (skumglass og oppkuttede bildekk)
- Frostisolasjon (skumglass og oppkuttede bildekk)
- Tilsetting til kalksementpeler (aske)
- Drenering (skumglass)

Så langt er skumglass innarbeidet som et fullgodt alternativ i håndbok 018 Vegbygging både innenfor lette fyllinger og som isolasjonsmateriale. I tillegg innarbeides skumglass nå i håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging og i Vegvesenets prosesskode. Samlede erfaringer så langt om oppkuttede bildekk som lett fylling og skumglass er eller blir dokumentert i prosjektrapporter fra Gjenbruksprosjektet.

Rammene for gjenbruk i Norge har forandret seg nokså mye i løpet av prosjektperioden. Miljømyndighetene fortsetter å stille ambisiøse mål for avfallsreduksjon og gjenvinning, men har ikke underbygget dette med konkrete forskriftsendringer og tiltak. Tidlig i prosjektet gikk det opp for oss at miljømyndighetene ikke støttet og fulgte opp prosjektet i den graden vi hadde håpet på. Gjenbruksprosjektet har tilstrebet å *dokumentere* mest mulig og samtidig utforme dokumentasjonen slik at den kan være et best mulig *beslutningsgrunnlag* når de politiske rammene gir en økende interesse for Vegvesenets rolle på dette feltet. Dokumentasjonen skal kunne brukes både som grunnlag for å ta bruk gjenbruksmaterialene vi har utredet og for videre FoU og utprøving.

3.1 Skumglass

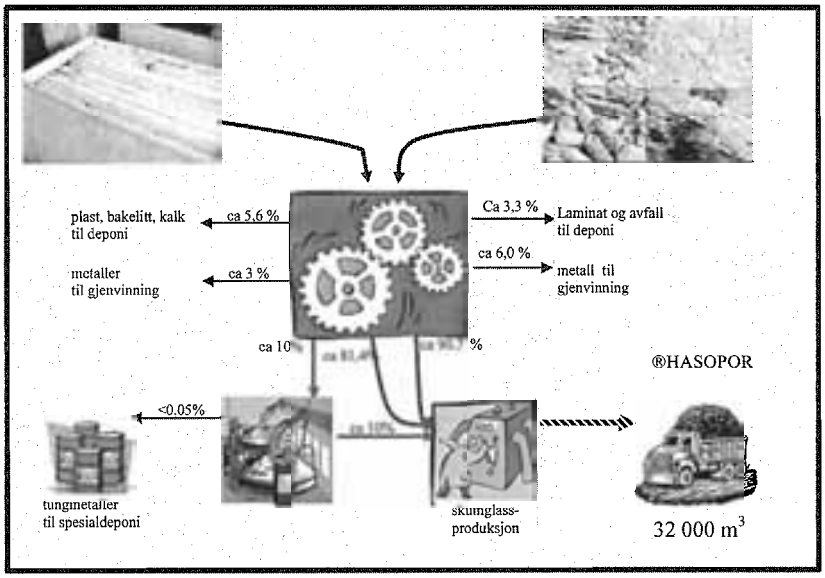
Skumglass har vært sporadisk anvendt som isolasjonsmateriale i vegkonstruksjoner siden 1960-tallet og da i form av plater. Produksjon av granulært skumglass kom først i gang i Norge på 1990-tallet. Statens vegvesen har siden 1998 anvendt slikt skumglass i vegkonstruksjoner, først som isolasjonsmateriale og senere som lett fyllmasse. Vegdirektoratet startet i 2000 en systematisk utprøving og oppfølging av skumglass i vegkonstruksjoner gjennom Gjenbruksprosjektet. I regi av Statens vegvesen er det siden 1998 benyttet granulert skumglass i 54 vegprosjekter til frostisolering og som lett fyllmasse med til sammen ca 35 000 m^3

Figur 1. Typisk skumglassfraksjon

Granulert skumglass er et produkt basert på resirkulering av avfallsglass bestående av

emballasjeglass, elektrisk og elektronisk avfall, bygningsglass og bilglass. I produksjonsprosessen renses avfallglasset for miljøskadelige elementer og skumglass bidrar dermed til å løse et avfallsproblem samtidig som det utgjør et alternativt byggemateriale. Resirkulert skumglass er således en gjenbruksressurs som tilfredsstiller foreliggende krav til samfunnsnyttig gjenvinning. I dag er det to produsenter av resirkulert skumglass i Norge; Miljøtek HASOPOR AS på Meråker i Trøndelag som produserer ®HASOPOR skumglass og Glasitt AS i Skjåk. Miljøtek Hasopor startet produksjonen i 1998 og er den største av de to, mens Glasitt startet produksjonen i 2004.

Siden skumglass har en relativ lav densitet kan det utgjøre et alternativ som lett fyllmasse til i første rekke lettklinker men også til enda lettere fyllingsmaterialer som blokker av ekspandert polystyren. Her vil valg av materiale gå på en kombinasjon av pris pr. volumenhet og dimensjonerende tyngdetetthet. Skumglass har også god isolasjonsevne og er derfor også interessant som frostsikringsmateriale både i vegsammenheng og ved andre typer byggeprosjekter som alternativ til lettklinker og isolasjonsplater. Med flere alternative materialer tilgjengelig i markedet vil dette også føre til større prismessig konkurranse.



Figur 2. Materialstrøm hos Miljøtek HASOPOR AS i 2005

Siden granulært skumglass er et relativt nytt materiale, er det i regi av Statens vegvesen utført flere prøveprosjekter med tanke på å få vurdert de materialtekniske og anleggstekniske sider ved bruk av granulert skumglass til vegformål som frostisolasjon og lett fyllmasse slik at en best mulig anvendelse av produktet oppnås. Resultatet av disse prøveprosjektene utgjør grunnlaget

Figur 3. Skumglass som lett fylling på Rv 2

for de krav som så langt er satt til dimensjonering og utførelse.

Til vegbygging er det tradisjonelt benyttet stein- og grusmaterialer som har stor trykkstyrke og behandlingen av materialer på anlegg er tilrettelagt for det. Skumglass er et materiale med gode egenskaper når det gjelder isolasjonsevne og lav densitet, men materialet har relativt liten trykkfasthet og tåler ikke behandling i samme grad som øvrige vegbyggingsmaterialer. Anleggsarbeidene må derfor tilpasses spesielt ved bruk av skumglass, særlig med tanke på maskinvalg ved transport, utlegging og komprimering. Utlegging av frostsikringslag og lett fylling av skumglass bør skje med beltegående gravemaskin som den mest skånsomme måten for å begrense nedknusning av materialet i anleggsfasen i størst mulig grad. Ved utlegging vil gravemaskinen trafikkere materialet noe, og dette vil normalt kunne gi tilstrekkelig komprimering. All annen trafikkering av anleggsmaskiner og andre kjøretøy på skumglasset bør unngås. For bruk som lett fyllmasse bør lagtykkelsene ikke overstige 1 meter for at komprimeringen skal bli tilstrekkelig. Ved behov for ekstra komprimering og inn mot landkar og støttemurer kan materialet komprimeres med lett vibroplate, men lagtykkelsen bør da ikke overstige 0,6 m. Ved bruk som frostsikring i overbygning bør lagtykkelsen ikke overstige 0,6 m og komprimering kan eventuelt utføres på laget over skumglasset. Komprimeringsgraden bør ligge rundt 1,2.

Vanninnhold er viktig for isolasjonsevnen i frostsikring og for densiteten i lett fylling. Vanninnholdet ved utlegging vil være avhengig av lagringsmåte og værforhold under utlegging. Vanninnholdet forventes over tid å stabilisere seg mellom 15-25 vekt-%. I volum % vil dette ligge fra 7-9 %. Isolasjonsevnen vil med vanninnhold av denne størrelsesorden opprettholdes på et akseptabelt nivå.

Densitet er avhengig av bl.a. kornfordeling og vanninnhold. Der det er tatt densitetsprøver over tid, er det en tendens til at densiteten har økt etter utlegging. For ®HASOPOR std antas langtidsdensiteten å ligge rundt 300-350 kg/m^3 og ®HASOPOR lett rundt 300 kg/m^3. Den økte densiteten antas å være forårsaket av både økt vanninnhold, noe etterkomprimering og nedknusning. Kornfordelingsanalysene viser også at det er målt større andel finstoff i løpet av måleperioden. For dimensjonerende tyngdetetthet er det derfor angitt 3,5 kN/m^3 for ®HASOPOR lett og 4,0 kN/m^3 for ®HASOPOR std.

Figur 4. Skumglass som frostsikrings materiale

Densitet, vanninnhold og kornfordeling varierer i stor grad lokalt i fylling og frostsikringslag av skumglass. Grunnen til dette er ulik trafikkering og komprimering.

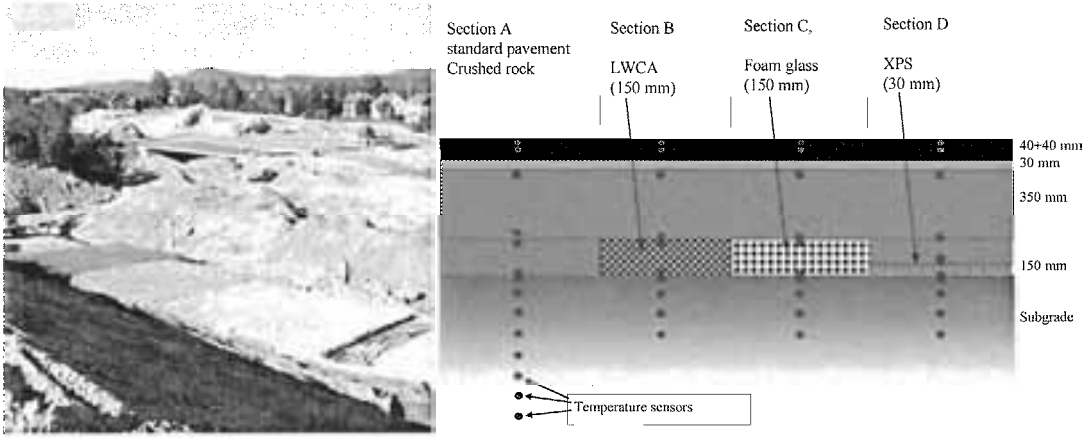
Deformasjonsmålingene i fyllingene viser at det er egendeformasjon på rundt 1-2 %, mens den i skråninger er omtrent dobbelt så stor. Langtidsdeformasjoner etter tre år er imidlertid beskjedne.

Spormålingene tilsier ikke at bruk av

skumglass skaper økt sporutvikling, men den er i større grad avhengig av andel tungtrafikk og overdekning over skumglasset. Jevnhetsmålinger tilsier at vegbanens jevnhet i de fleste tilfeller har en mer positiv utvikling etter at isolering med skumglass er utført, men dette er også avhengig av mange andre faktorer.

Gjenbruksprosjektet har hatt et feltprogram hvor i hovedsak følgende parametere er målt

- Deformasjoner – kryp (slangesetningsmålere)
- Deformasjon/nedknusing pga hard komprimering
- Densitet – vanninnhold
- Kornfordeling / nedknusing
- Bæreevne (Platebelastning og fallodd målinger)
- Isolasjonsegenskaper (feltforsøk, fig 5 under oppfølging ved E6 på Melhus samt oppfølging av 4 delstrekninger med telegrensemålinger)



Figur 5. Feltforsøk med forskjellige isolasjonsmaterialer (Lettklinker, skumglass, XPS samt et referansefelt

Prosjekt	Maks. fyllingsh [m]	Lagtykkelse ved ut-legging [m]	Kompri-merings-faktor	Korttids-deform. [%]	Langtids-deform. [%]	Deform i skråning [%]
G/S-veg Lodalen	2	2	1,25	1,5 – 2,5	+0,5 – 1,0	4
Rv 120 Nannestad	3	1	1,60	1	+0 – 0,5	2 – 3
E6 Klemetsrud	3	Opp til 4	1,20	1	-	
E6 Steinkjer	4	1 - 1,5	-	1	+1,5	2 - 3

Tabell 2. Oppsummering av målte deformasjoner i skumglass

Oppsummert er de viktigste egenskapene til skumglass som vist i tabell under

Parameter			Verdi
Kornstørrelse			Lett: 10-50 mm Std: 10-50 med mer
Tørr densitet			Lett: < 180 kg/m^3 Std: < 225 kg/m^3
Lette fyllinger	Bæreevnegruppe ved dimensjonering av overbygning		3
	Dimensjonerende tyngdetetthet i fylling		Lett: 3,5 kN/m^3 Std: 4,0 kN/m^3
	Dimensjonerende tyngdetetthet mot oppflytning		4 kN/m^3
	Volumendring ved komprimering		20 -30 %
	Friksjonsvinkel φ		45°
	Utlegging	Maksimal lagtykkelse	1,0 m 0,6 m inntil landkar/støttemur
		Komprimering	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m^2. Vibroplate ved landkar/støttemur 50-200 kg
		Skråningshelning	Maks. 1:1
		Overdekning på skråninger	Min 0,5 m vanlig jordmasser
Frostsikring	Dimensjonerende vanninnhold		20 – 25 vekt-%
	Dimensjonerende varmeledningsevne λ_D		Lett: 0,10 W/mK (tørr) : Std: 0,11 W/mK (tørr)
	NB! ✓ Det tillates ikke anleggstrafikk direkte på skumglasslaget ✓ Fiberduk av klasse 3 brukes for å separere skumglasslaget fra over og underliggende lag		
	Utlegging	Utleggingsutstyr	Veghøvel, doser Kortere strekninger: gravemaskin
		Maksimal lagtykkelse	0,6 m i vegoverbygning
		Komprimering	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m^2. Vibrerende plate 50-200 kg (landkar og støttemur)

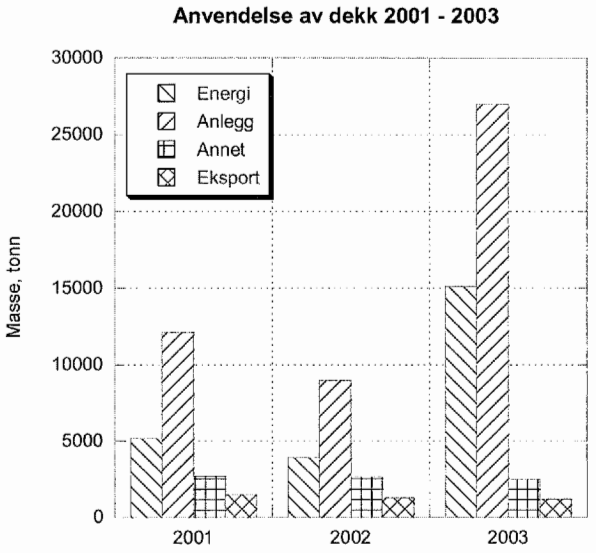
Tabell 2. Materialtekniske egenskaper for skumglass

3.2. Oppkuttede bildekk

Gjenbruk av bildekk varierer sterkt fra land til land. Mange steder blir dekkene anvendt til brensel for industrielle formål. Den vesentlige mengden blir imidlertid omgjort til nye produkter innenfor et vidt spekter. En CEN-publikasjon (CEN, Workshop Agreement. Post-consumer Tyre Materials and Applications) angir ikke mindre enn 22 forskjellige bruksområder for materialet. Det er særlig innen bygg- og anleggsteknologi, idrettsdekker,

sikkerhetsflater, deponier, industriområdet og energiproduksjon at gjenvunnet materiale fra bildekk kan anvendes.

En bransjeordning sikrer i dag at kasserte bildekk innsamles slik at de kan anvendes til material- eller energigjenvinning. Årlig samles det inn ca. 4 millioner dekk i Norge, noe som utgjør over 30 000 tonn. Dette er en fordobling siden 1997. Den gang gikk mesteparten av de innsamlede dekkene til energigjenvinning i sementproduksjonen. Anvendelsesområder for innsamlede dekk viser en dreining av bruken mot anleggsformål i denne perioden og indikerer at avsetning i dette markedet har blitt mer lønnsomt for innsamleren av dekk. Hittil har det i Norge vært slik at innsamleren av dekk (RagnSells 2004) har måttet betale sementprodusentene for å ta i mot de kvernede bildekkene.



Figur 6. Anvendelsesområde for innsamlede dekk.

Innenfor vegsektoren er det mange muligheter for gjenbruk. Oppkuttede bildekk har lav romvekt, høy permeabilitet, samt gode komprimerings- og isolasjonsegenskaper. Ved vegbygging kan materialet anvendes som lett fyllmasse i vegen eller støyvoller, ved tilbakefylling mot landkar og støttemurer, samt teleisolerende lag.

Internasjonalt har en i dag god kunnskap og erfaring om tekniske egenskaper for oppkuttede bildekk til bruk på veganlegg. Det mest aktuelle materialet for vegbygging i Norge så langt har dimensjonene 100 mm × 300 mm.

Ved anvendelse i vegbygging har materialet, kort oppsummert, følgende tekniske egenskaper:

- Romvekt i konstruksjoner er 3-6 kN/m^3, dvs. 3-6 ganger lavere enn vanlige fyllmasser.
- Porøsitet er i størrelsesorden 50-60 %. Materialet har en høy permeabilitet.
- Stivheten dvs. elastisitetsmodulen (M) er ca. 800-1300 kPa.
- Naturlig helningsvinkel for løst lagrede oppkuttede dekk er ca. 40 grader.
- Termisk ledningsevne er fra 0,08-0,17 W/m °C, som gir en betydelig isolasjonseffekt.
- Gummiblandingen brytes ikke ned i løpet av konstruksjonens levetid.
-

Egenskapene tilsier anvendelse til flere formål hvor det er ønskelig med høy permeabilitet, lav romvekt og relativt gode isolasjonsmessige egenskaper.

a)

Figur 7 a) Første seksjon med oppkuttede bildekk. Materialet dekkes med bentonitt-membran og jord. b&c). Oppsamling av vann for miljøundersøkelsen.

Det pågår i Norge tre pilotprosjekter hvor oppkuttede bildekk har vært brukt. Størst fokus og en mest komplett teknisk og miljømessig instrumentering og overvåking har det vært på en støyvoll av bildekk ved E6 Huggenes i Rygge kommune. Støyvollen er ca. 450 m lang og har en kjerne som er opp til 3 m høy. Støyvollen er bygd i seks seksjoner, hvorav fire har en indre kjerne av oppkuttede bildekk. Det er benyttet oppkuttede bildekk av groveste fraksjon, og den ferdige vollen antas å inneholde omtrent 1 million oppkuttede bildekk. Seksjon 3 er bygget spesielt med tanke på oppfølging og overvåkning (Figur 7 b&c). Bildene viser system for oppsamling av vann under seksjon 3 og fra lysimeter (3x3 meter). Øvrige deler av vollen er dekket av en tett bentonittmembran. Vollen er etablert over grunnvannsnivå og har et ca. 20 cm tykt drenerende gruslag i bunnen

I tillegg har en travbane på Nannestad med underlag av oppkuttet bildekk og et parkeringareal med lett fylling av oppkuttede bildekk på Solgård i Rygge blitt instrumentert og overvåket.

Materialets utlekking av miljøfarlige stoffer overvåkes og tekniske forhold er dokumentert i en miljøovervåkingsrapport (5A) fra Gjenbruksprosjektet. Sluttrapport for denne overvåkingen vil foreligge i 2007. Prosjektene viser at bildekk generelt tilfredsstiller norske retningslinjer (SFT) til et gjenvunnet material. Det er fortsatt noe usikkerhet knyttet til om materialet i denne sammenheng kan karakteriseres som "rent". Materialets miljømessige egenskaper viser at miljøfarlige stoffer er sterkt bundet i materialet. Dersom materialet anvendes i henhold til spesifiserte retningslinjer er det svært liten sannsynlighet for at kritiske mengder farlige stoffer frigis i løpet av konstruksjonenes levetid. Det er viktig at materialet har riktig kvalitet og renhet, samt anvendes i egnede konstruksjoner.

- Egenskapene i materialet må ha en *funksjon* i konstruksjonen.
- Materialet må tilfredsstille forhåndsbestemte *spesifikasjoner*.
- Materialet må kunne omsettes i et *marked*.
- Materialet må være *rent*.

SFT. *Bygg- og anleggsavfall: Disponering av rene naturlige masser og gjenvunnet materiale.* 2002.

Funksjon: Materialets funksjon er forskjellig i de etablerte pilotprosjektene. Det er viktig at fremtidige pilotprosjekter får frem flere tekniske anvendelser samt flere erfaringer fra planlegging, prosjektering, bygging og vedlikehold av konstruksjoner hvor oppkuttede bildekk er anvendt. Vekten fra oppkuttede bildekk er 3-6 ganger lavere enn vanlige fyllmasser og isolasjonsevnen stort sett sammenlignbar med andre isolasjonsmaterialer.

Figur 8. Oppkuttede bildekk som lett fyllingsmateriale på hovedveier (Interstate) i USA

Spesifikasjon: Av de pågående pilotprosjektene er det kun travbanen på Nannestad som hadde spesifikke krav til produksjonen av materialet. Fremtidige prosjekt må stille de nødvendige krav til materialproduksjonen for å oppnå de riktige egenskaper for konstruksjonen. Ved anvendelse i vegkonstruksjoner stilles det krav til partikkelstørrelse, romvekt og renhet

Marked: Oppkuttede bildekk har i andre land vist seg å fungere i et marked for lette fyllmasser. Lett fylling i vegkonstruksjoner og støyvoller er eksempler som bruker store volumer med material samtidig som de er tidlig inne i en byggeprosess. Materialets tilgjengelighet er viktig når større konstruksjoner skal etableres. God og langsiktig planlegging er derfor viktig. Fremtidige prosjekter må legge vekt på at riktig bruk av gjenbruksmaterialer krever at materialene kommer inn som et alternativ i en tidlig fase av byggeprosessen.

Rent: Pågående overvåkningsprogram og undersøkelse tilknyttet tidligere prosjekt viser at det ikke er sannsynlig at avrenning fra konstruksjonene medfører at nærliggende følsom ferskvannsresipient påvirkes. Også en livsløpsanalyse viste at miljøpåkjenningen ved bruk av oppkuttede bildekk i Huggenesvollen er mindre enn de tilsvarende belastningene ved bruk av steinmateriale.

Det anbefales i sluttrapport nr 5: Gjenbruk av bildekk i vegbygging – Tekniske og miljøtekniske vurderinger fra "Gjenbruksprosjektet" at flere pilotprosjekter gjennomføres for å kunne implementere oppkuttede bildekk som et gjenbruksmaterial i vegbygging. Prosjektene skal fremskaffe bedre kunnskap og dokumentasjon om bygging med oppkuttede bildekk, samt bedre kunnskap om materialets miljøegenskaper, og da særlig lang tids utlekking.

Opp imot denne anbefalingen kommer svaret på vår siste søknad til SFT om å bruke oppkuttede bildekk som lett fylling:

SFT avslår søknaden om å benytte oppkuttede bildekk i vegfylling ved riksvei 22 Fetsund. Vedtaket er hjemlet i f-lovens § 32, 1. ledd.

SFT vurderer det slik at den omsøkte bruken ikke oppfyller alle kriteriene for gjenvinning. Måleresultater fra Vegvesenets gjenbruksprosjekter med bruk av bildekk som utfylling viser en ikke ubetydelig utlekking av prioriterte miljøgifter. Etter SFTs vurdering er ikke kasserte bildekk rent nok til den omsøkte bruken. Samtidig er Norge forpliktet av internasjonale avtaler til å redusere miljøgifter i naturen. SFT er også kritisk til begrunnelsen for funksjonalitet ved den omsøkte bruken.

For å kunne videreføre dette prosjektet og implimentere oppkuttede bildekk som et alternativt materiale vil Statens Vegvesen levere dokumentasjon på 5 års miljøoppfølging (krav fra SFT og utført av Gjenbruksprosjektet") av tidligere nevnte Huggenesvollen i løpet av 2007.

I tillegg har Gjenbruksprosjektet laget en metodikk og utlekkingsmodell for gjenbruks-materialer (asfalt, knust betong, skumglass og oppkuttede bildekk). Det er laget sluttrapport for hvert av disse materialene. Dersom SFT aksepterer denne modellen kombinert med miljøoppfølgingen kommer Vegvesenet til å vurdere å gjennomføre nye prosjekter med oppkuttede bildekk.

3.3 Aske Dokumenterer og, beskriver laboratorie- og feltforsøk (Rapport 22 fra Gjenbruksprosjektet –under utarbeidelse) med blanding av flyveske med kalk og sement for stabilisering med peler med en målsetning om å:

- Forbedre styrkeegenskaper for stabilisert materiale
- Forbedre deformasjonsegenskaper for stabilisert materiale
- Redusere kostnader for stabilisert materiale
- Redusere deponering av aske som avfall og definere filterasken som et produkt

Figur 9. Tilsetting av aske i kalksementpel (Nordre avlastningsvei i Trondheim)

4. Prosjektrapporter fra Gjenbruksprosjektet

Prosjekt -rapport nr.	Intern rapport nr. [1)]	Tittel	Del-prosjekt	Utarbeidet av
1	2309	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 1: Gjenbruk av knust betong og tegl i vegbygging Testing av mekaniske egenskaper – Erfaringsinnsamling	DP3	Joralf Aurstad, SINTEF
2	2310	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 2: Bruk av bildekk i støyvoller – Livsløpsvurdering	DP2 / DP5	Karin Synnøve Østby, stud. techn. NTNU
3	2350	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 3: Varm asfaltgjenvinning i verk	DP4	Olav Ruud, ATI et al.
4	2351	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 4: Kontroll og dokumentasjon av returasfalt	DP4	Olav Ruud, ATI
5	2357	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 5: Gjenbruk av bildekk i vegbygging – Tekniske og miljøtekniske vurderinger	DP5	Arnt-Olav Håøya, Rambøll AS og Roald Aabøe, Statens vegvesen
5A	2375	Gjenbruksprosjektet. Prosjektrapport nr 5A: Miljøovervåkning av 3 pilotprosjekter med oppkuttede bildekk 2001-2003	DP5	Arnt-Olav Håøya og Guro Thue Unsgård, Rambøll AS
6	2408	Erfaringer fra feltstrekninger med kaldblandet gjenbruksasfalt - Vurdering av tilstandsutvikling og dekkelevetid	DP4	Joralf Aurstad, SINTEF et al.
7	2420	Materialegenskaper for kaldblandet gjenbruksasfalt - vannfølsomhet og styrkeparametere	DP4	Johnny Stenshagen, Mesta as, Øivind Moen, Veidekke ASA et al.
8	2421	Feltforsøk med ubundet asfaltgranulat - Avsluttende undersøkelser på forsøksstrekningene på Fornebu	DP4	Ragnar Bragstad, ATI et al.
9	2410	Materialstrøm for gjenvunnet asfalt	DP4	Ragnar Evensen, Via Nova et al.
10	2411	Frostbestandighet av resirkulert tilslag	DP3	Synnøve A. Myren, Statens vegvesen og Jacob Mehus, NBI /Standard Norge
11	2422	Gjenbruk av knust betong i vegbygging. Mekaniske egenskaper og testmetoder for resirkulert tilslag	DP3	Joralf Aurstad, SINTEF et al.
12	2423	Gjenbruksvegen E6 Melhus	DP6	Jostein Aksnes og Dag Atle Tangen, Statens vegvesen
13	2431	Materialdeklarasjon av resirkulert tilslag. Uttesting av deklarasjonsordning	DP3	Synnøve A. Myren, Statens vegvesen og Jacob Mehus, NBI /Standard Norge
14	2432	Miljøpåvirkning fra gjenbruksmaterialer i vegbygging	DP2	Gordana Petkovic, Statens vegvesen et al.
14A	2433	Miljøpåvirkning fra gjenbruksmaterialer i vegbygging – sementbaserte materialer	DP2	Christian J. Engelsen, NBI /Sintef Byggforsk et al.
14B	2434	Miljøpåvirkning fra gjenbruksmaterialer i vegbygging – asfalt	DP2	Torbjørn Jørgensen, Statens vegvesen et al.
14C	2435	Miljøpåvirkning fra gjenbruksmaterialer i vegbygging – oppkuttede bildekk	DP2	Arnt-Olav Håøya, Rambøll AS et al.
14D	2436	Miljøpåvirkning fra gjenbruksmaterialer i vegbygging – Skumglass	DP2	Arnt-Olav Håøya, Rambøll As et al.
15	2437	Finstoffinnhold i gjenbruksbetong	DP3	Joralf Aurstad, Statens vegvesen et al.
16	2438	Kjemisk nedbrytning av resirkulert tilslag. Forsøk med akselerert vanngjennomstrømning	DP3	Christian J. Engelsen, NBI /SINTEF Byggforsk et al.
17	2439	Konstruksjonsbetong med resirkulert tilslag	DP3	Synnøve A. Myren, Statens vegvesen og Jacob Mehus, NBI /Standard Norge
17A	2440	Støttemur ved E6 Taraldrud. Anleggstekniske erfaringer med bruk av knust betong i nye betong	DP3 /DP6	Dag Atle Tangen, Brobyggern AS /Statens vegvesen
18	2441	Gjenbruksvegen E6 Klemetsrud – Assurtjern	DP6	Dag Atle Tangen, Brobyggern AS /Statens vegvesen
19	2442	Reelle muligheter for gjenbruk – status ved avslutning av	DP7	Gordana Petkovic, Statens

		Gjenbruksprosjektet		vegvesen
20	2377	Utradisjonelle gjenbrukstiltak – Eksempelsamling	DP8	Dag Atle Tangen, Brobyggern AS /Statens vegvesen
21	2445	Gjenbruk av avfallsglass som granulert skumglass i vegkonstruksjoner	DP5	Roald Aabøe, Statens vegvesen et al.
22	2446	Flyveaske fra papirproduksjon brukt i kalksementpeler	DP5	Guro Brendbekken, Optimal geoteknikk et al.

[1] Teknologiavdelingens rapportserie (Internrapporter, fra juni 2005 Teknologirapporter)

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

GEOTECHNICAL ASPECTS OF EARTHQUAKE DESIGN

Geotekniske aspekter ved jordskjelvmodellering

Ph.D. Amir M. Kaynia, Norges Geotekniste Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Denne artikkelen handler om noen av viktigste temaer ved geoteknsik jordskjelvmodellering. De temaene inkluderer i) jordskjelvrespons av løsmasser, vanlige løsninger og deres begrensinger, ii) prinsipper av jord-konstruksjon samvirke under jordskjelvpåkjenninger, iii) liquefaction av løs sand og silt og dens effekt på pelefundamenter, og iv) pelefundamenter, deres samvirke med jordskjelvbølger og design av peler under jordskjelvpåkjenninger.

SUMMARY

This article gives deals with some of the common issues in geotechnical earthquake engineering research and engineering practice. The article discusses i) site response analysis, the approaches and their limitations, ii) principles of seismic soil-structure interaction and its elements, iii) liquefaction of saturated sand, its prediction and effect on pile foundations, and iv) pile foundations, and their design under earthquake loads.

1 EARTHQUAKE SITE RESPONSE

One of the most extensive researches in geotechnical earthquake engineering has been carried out on the earthquake site response. Figure 1 displays the problem schematically. The earthquake motions are often known on the bedrock outcrop through seismic hazard studies or actual recordings. The question is then what are the expected motions on the ground surface as the seismic waves propagate through the soil deposit.

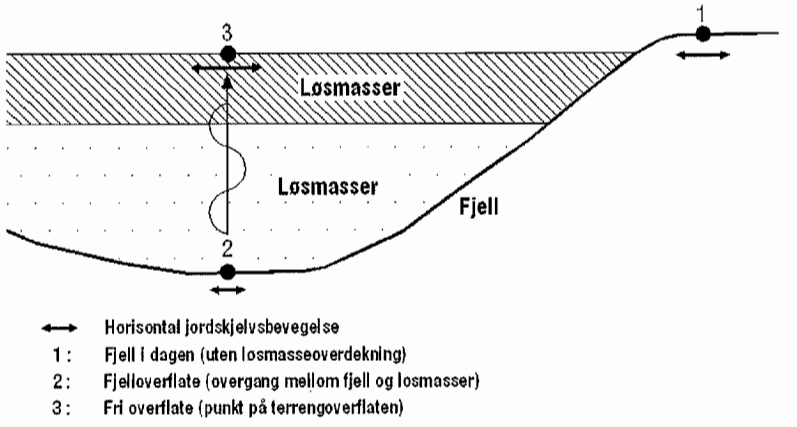


Figure 1: Schematic representation of earthquake site response

The earliest study on this subject was made by Wood (1908) who in his report following the 1906 San Francisco earthquake stated clearly that the amount of damage by the earthquake in different parts of the city depended chiefly on the local geology. Deployment of strong motion instrumentation provided more concrete evidence of Wood's observations during the 1957 San Francisco earthquake. A breakthrough in this field was made in the 1960s by the introduction of one-dimensional simulation methods where the site is modelled as a horizontally layered continuum and the excitation is due to vertically propagating shear waves. Among the proposed solutions, the one advanced by Seed and Idriss (1969) became the most favorite solution. The popularity of the Seed-Idriss method was largely due to its simple treatment of the soil non-linearity through an equivalent linear analysis. In this approximate approach, the soil shear moduli and damping characteristics are selected in an iterative procedure to be compatible with the strains developed in the deposit under the earthquake. Consideration of soil nonlinearity is an important aspect in site response calculations because it largely determines both the site amplification and frequency content of the earthquake motion. The latter parameter may even have a more dominant role in earthquake damage as observed during the Mexico City earthquake of 1957. The numerical code SHAKE (1972), which was the first implementation of the equivalent linear method, is still the most widely used tool in site response analyses. Successful simulation of recorded earthquake motions during major events during the past three decades has given this method a strong position in site response analyses. To perform an equivalent linear 1-D analysis, strain-dependent dynamic soil properties must be estimated from laboratory tests. These parameters are normally determined from a combination of the resonant column test for low to medium strain ranges (up to 10^{-4}) and low-frequency cyclic loading test. If laboratory tests on soil samples cannot be undertaken, reference may be made to published data. Figure 2 illustrates, as an example, the strain-compatible shear modulus and damping as functions of shear strain for sand (Seed and Idriss, 1970).

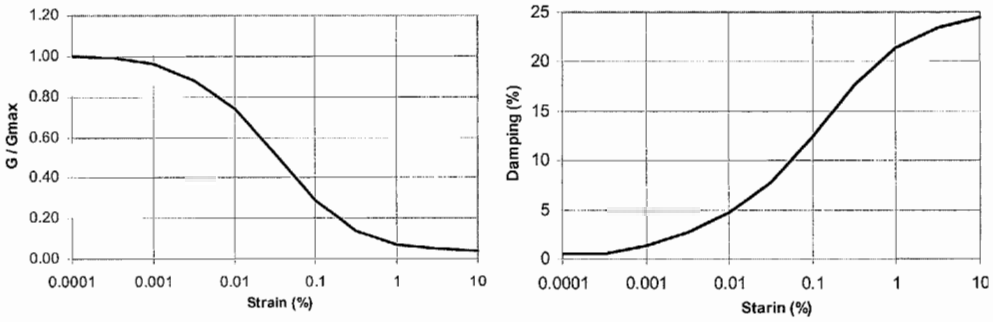


Figure 2: Variation of shear modulus and damping with shear strain for sand

Figure 3 displays a range of possible variations of peak horizontal accelerations calculated by Idriss (1990) for two typical soft soil sites. The figure also shows the range of values recorded during the Mexico City earthquake of 1985 and Loma Prieta earthquake of 1989 together with a median relationship proposed for initial estimates of site response.

Despite generally good performance of the equivalent linear method, this method has certain limitations, and indiscriminate use of it may lead to erroneous results. The method provides adequate results at soft soil sites for moderate input rock accelerations, but unsatisfactory results for higher levels of accelerations (greater than about 0.3g). For such large

accelerations, one must resort to nonlinear analyses such as AMPLE (NGI, 1991). Furthermore, the equivalent linear method is based on a total stress formulation which makes no allowance for generation of excess pore pressure. There exist several models for this type of computations such as DESRA (Lee and Finn, 1978) and CyberQuake (Modaressi, 1995) among others.

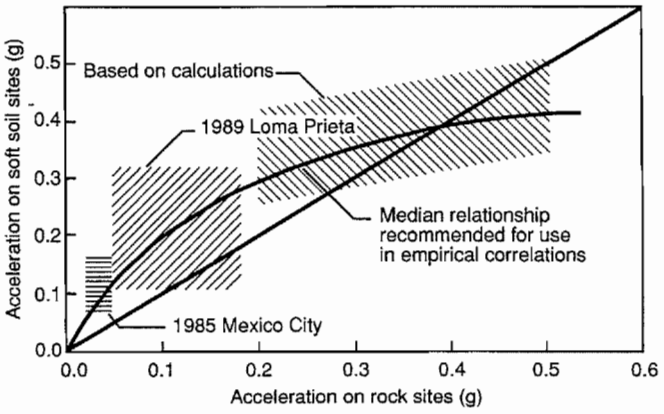


Figure 3: Observed and calculated accelerations on soft soil versus rock sites (Idriss, 1990).

In addition to the above shortcomings, there are certain geometrical aspects that are not properly represented by a 1-D model and require higher-dimensional analyses. Among those one can mention the basin effects, focusing and topographic effects (Somerville, 1998). It has been shown by numerous studies that the 1-D model may underestimate amplification of the ground in basins and certain topographical features. The problem arises partly from the conventional method of characterizing the site on the basis of the soil stiffness in the top 30 meters. This may be adequate for short periods (less than one second); however, at longer periods, seismic waves have wavelengths typically longer than 30m and their amplitudes are controlled by the deeper geological strata that may not be horizontally layered. For example, many urban regions are situated on deep sediment-filled basins, with thickness exceeding 100m, that are divided by mountain ranges. Waves that get trapped in sedimentary basins are potentially damaging. Evidence of such damage was observed during the 1977 Caracas earthquake, the 1985 Michoacan earthquake (Mexico City) and more recently in Santa Monica during the 1994 Northridge earthquake. Figure 4 shows the key concept of the basin effect. In a flat site (Fig. 4a), a wave that enters the layer may resonate in the layer but it will not be trapped. However, a wave that enters a basin through its edge (Fig. 4b) can get trapped if post-critical incidence angles develop, resulting in total internal reflection at the base of the layer. In addition, this will generate a surface wave that propagates across the basin, thus causing a lengthening of the duration and amplification of intermediate and long-period seismic waves (Somerville, 1998). Similarly, focusing and topographic effects have been shown to be responsible for the anomalous ground response during recent earthquakes. All these features necessitate the use of more advanced 2-D and 3-D site response analyses.

The significance of the site response is well recognized in current seismic codes. The site response is accounted for either by using different response spectra for different soil types (as in Eurocode 8, UBC, ISO) or simply by multiplying the bedrock's response spectrum by an *amplification factor* as in the Norwegian Standard NS3491-12.

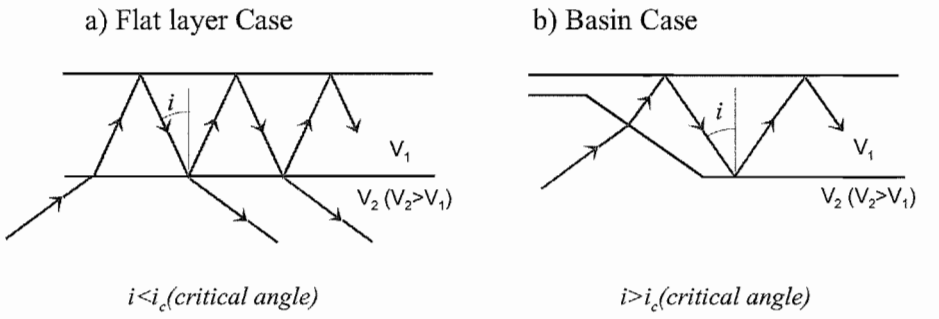


Figure 4: Schematic representation of basin effect.

Unfortunately, identification of the ground type in almost all current seismic codes is based on the average shear wave velocity in the top 30 meters, often denoted by $V_{s,30}$. This parameter is not only a misrepresentation of the site effect in with 2-D features but also in some ideal 1-D conditions such as a stiff soil layer resting on a soft soil. Bessasson and Kaynia (2002) studied the earthquake response of a soil covered by lava rock at a recorded site in Iceland (Figure 5). These studies showed that while the significantly larger recorded motions on the west side of the bridge could be explained with a 1-D site response analysis, use of the parameter $V_{s,30}$ to estimate site amplification could lead to wrong conclusions. This example is put forward here to warn against indiscriminate use of $V_{s,30}$ in site response evaluations.

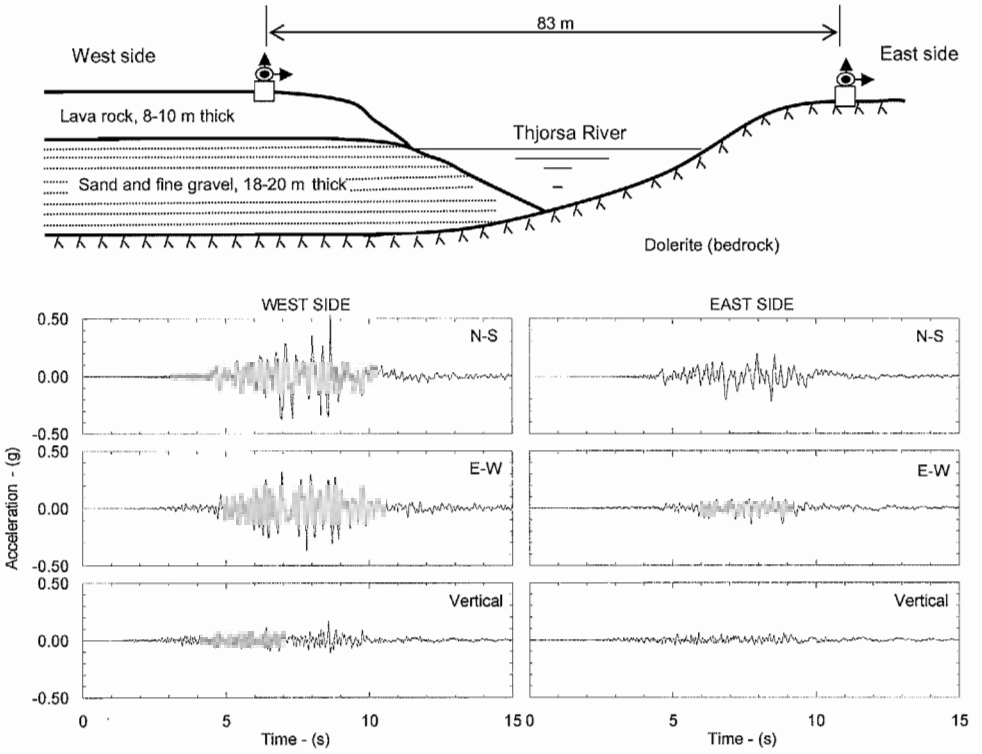


Figure 5: Thjorsa Bridge site and earthquake recordings on east and west sides.

2 SEISMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION

A central element of most earthquake analyses is the soil-structure interaction (SSI). The significance of this subject stems from the fact that the earthquake waves should pass through the soil in order to reach the structure. Moreover, the flexibility of the soil/foundation system governs the structural response to these waves. Figure 6 (left frame) shows schematically this problem. While in principle one could solve the full 3D integrated soil-structure system in this figure, the required computational resources often prohibits such analyses. Instead, it has become common to resort to simplified methods based on the sub-structuring techniques. One of such techniques is the *three-step method*, which was proposed by Kausel et al. (1978). This method breaks the SSI analysis into the following three computational steps as sketched schematically in Figure 6:

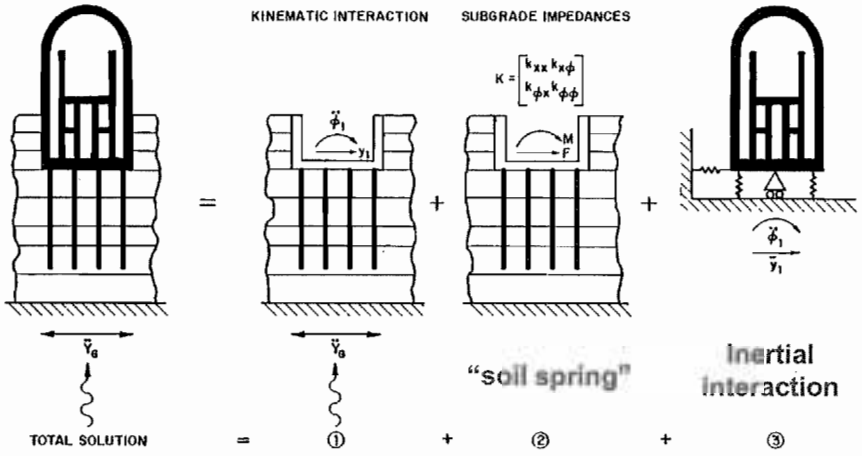


Figure 6: Key features of three-step method for SSI analysis

1. Determination of the consistent base motion, which is the acceleration input motion at the base of the structure. This motion is calculated assuming mass-less foundation and structure, and the analysis is referred to as *kinematic interaction* analysis. A central task in this step is calculation of the free-field seabed motion for a given bedrock-outcrop motion (Figure 1). This analysis is the site response outlined in Sec. 1.

2. Determination of the frequency-dependent *foundation impedance* (often referred to as soil spring and damping) at the base of the structure (or top of the foundation).

3. Computation of the earthquake response of the structure supported on the soil springs computed in Step 2, and subjected to the consistent base motion computed in Step 1. This step, which is referred to as *inertial interaction* analysis, is normally performed by the structural engineer.

Computations of the soil springs (Step 2) is usually involved and requires advanced computational models to account for the infinite lateral extent of the soil medium. Therefore, in most practical cases, resort is made to closed form solutions for idealised soil/foundation parameters (e.g, Gazetas, 1983).

Most earthquake building codes disregard the SSI effect presumably due to the fact that SSI results in a larger period of the system hence reduction of the earthquake loads on the building. While this may be true for some simple structures, experience has shown that in more complex structures with flexible foundations and many modes as well as in some bridges the SSI might have negative impacts on the design. In addition, in design of piles under earthquake loads one must account for SSI, as discussed in more detail in the next section.

3 PILE FOUNDATIONS UNDER EARTHQUAKE LOADS

The preceding discussion on the SSI effects points to two issues related to piles under earthquake loads:

1) The role of piles and pile groups in changing the earthquake input to structures (Step 1 of the 3-step method).
2) The earthquake-induced loads in piles (Steps 1 and 3 of the 3-step method)

These issues are discussed in the flowing sections.

3.1 Effect of piles on earthquake motions

It has been shown through numerous studies (e.g. Kaynia and Kausel, 1982) that pile groups follow the earthquake ground motions unless the width of the foundation is small, as in pile groups for bridge piers, in which case one could experience larger motions in the pile cap than the free field. Figure 7 shows an example of the response ratio, defined as the ratio between the response of the pile head to that of the free-field, for single piles and pile groups with different number of relatively stiff piles (Kaynia and Kausel, 1982). The figure corresponds to the following soil/pile parameters: E_p/E_s = 100, s/d = 5, and l/d = 15, where E_p and E_s are the elastic moduli of the pile and soil, respectively, s is the centre-to-centre pile spacing, and d and l are the pile diameter and length, respectively. Finally a_0 is the non-dimensional excitation frequency = $\omega\, d/Vs$ where ω is frequency, and Vs is the shear wave velocity of the soil.

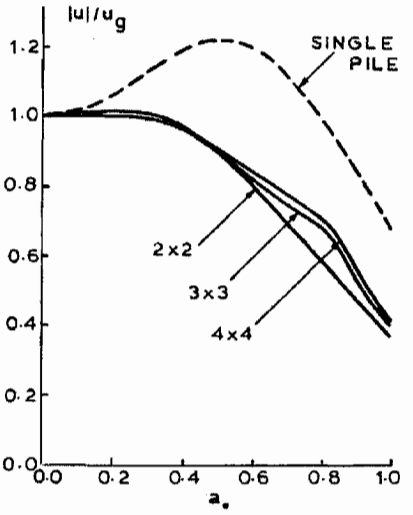


Figure 7: Response of single piles and pile groups to harmonic sinusoidal earthquake excitation (Kaynia and Kausel, 1982)

Based on similar studies the curves in Figure 8 are suggested for response ratio as a function of $B/(VsT)$ where B is the smallest lateral dimension of the foundation and T is the excitation period (= $2\pi/\omega$). As this figure reveals, pile groups tend to filter out the high frequency contents of the earthquake motions.

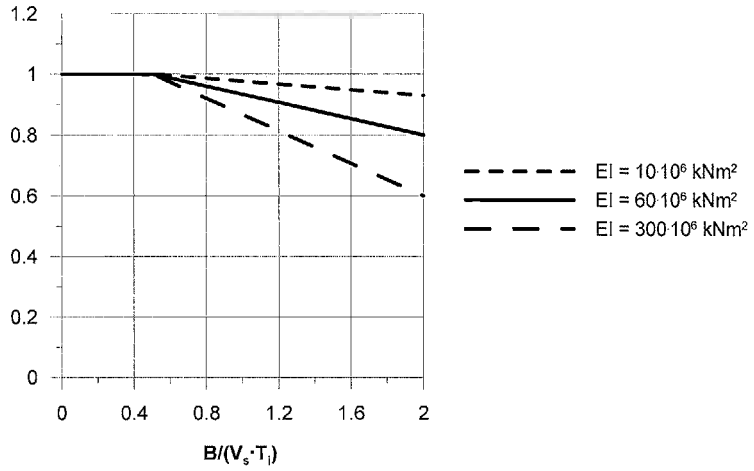


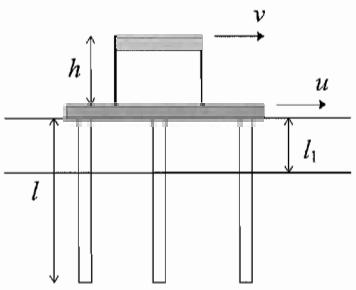
Figure 8: Suggested pile response ratio for intermediate to large pile foundations

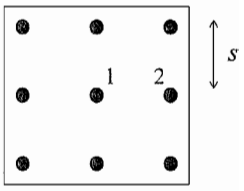
3.2 Earthquake-induced forces in piles

A common practice in design of piles under earthquake loads is to apply the base shear and overturning moment provided by the structural engineer on the pile cap and compute the resulting internal forces in the piles using classical pile analysis methods. However, reference to Figure 6 indicates that the seismic forces in the piles are indeed superposition of two forces:

1) Forces arising from the propagation of earthquake waves in the soil/pile system. These are the so-called kinematic interaction forces (Step 1 of the 3-step method).
2) Forces due to the loads by the structure on the pile caps. These are the so-called inertial interaction loads (Step 3 of the 3-step method) and are those indicated earlier in this section.

While in many real cases, the kinematic interaction forces constitute typically 10%-20% of the inertial interaction loads, there are other cases where this ratio could increase considerably. Examples are in light structures and in layered soil profiles with strong soil stiffness contrast between the layers. To illustrate the latter point, the results of computations for a number of generic pile-soil-structure systems (Figure 9) are presented in Figure 10 (Kaynia, 1997). Figure 10 portrays the variation of the bending moment in one of the piles in two different soil profiles for an excitation frequency 0.5 Hz. The figure displays separately the kinematic interaction and inertial interaction bending moments for different structural parameters. Large kinematic interaction bending moments (almost as large as the corresponding inertial interaction moments) are observed in Profile 2 at the soil layers interface. An important difference between the kinematic and inertial interaction forces is that the former usually attain their maximum values at or near the ground surface, while the former can be large over a greater length of the pile. These results simply indicate that one needs to exercise extra care in dealing with earthquake-induced forces in piles.





- Pile parameters
  E_p = 20 GPa (E_p/E_s = 100 and 500 for half space and top layer)
  d = 0.75 m
  l = 15.0 m (l/d = 20)
  s = 3.75 m (s/d = 5)
  ρ_p = 2400 kg/m^3
  ν_p = 0.2
  ξ_p = 0.00

- Soil parameters
  ρ_s = 1800 kg/m^3
  ν_s = 0.4
  ξ_s = 0.05
  V_s = 90 m/s (top layer)
  V_s = 200 m/s (half-space)
  l_1 = 3.0 m (Profile 1)
  = 6.0 m (Profile 2)

- Structural parameters:
  m_0 = 300,000.0 kg
  I_0 = 0.0
  h = 5.0 m
  T = 0.2, 0.5, 1.0 and 1.5 s.
  ξ_0 = 0.02

Figure 9: Parameters of generic pile-soil-structure system

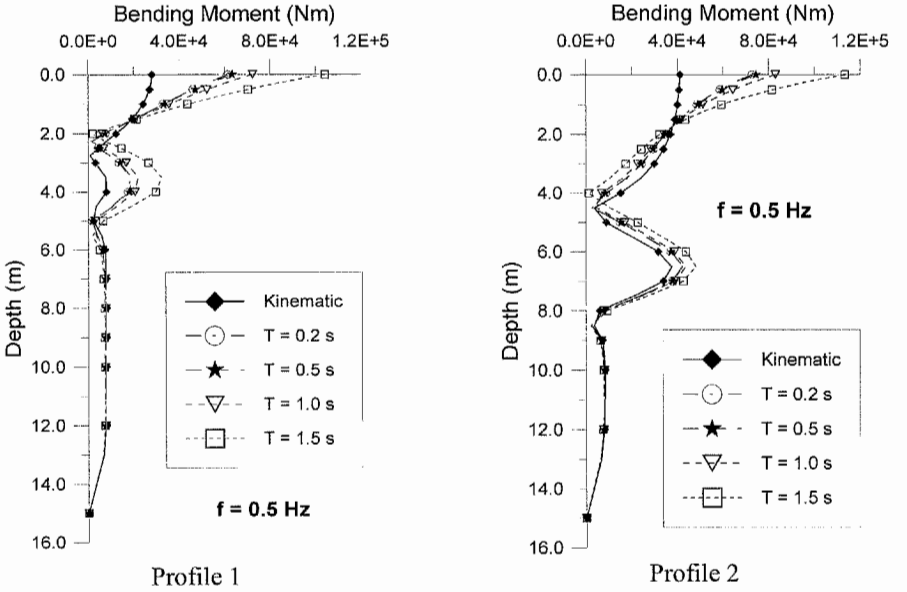


Figure 10: Kinematic and inertial bending moments in piles generic model in Fig. 9

4 LIQUEFACTION

Liquefaction of loose, saturated granular soil has been one of the most common causes of soil failure during earthquakes. The failures associated with liquefaction have inflicted costly damages to port facilities, buried pipelines and foundation of bridges and buildings during the

recent earthquakes of Central Chile (1985), Loma Prieta (1989), and Kobe (1995). The mechanism of liquefaction has been known qualitatively for many years. When a saturated loose sand is subjected to ground motions, it tends to compact and decrease in volume. If drainage is unable to take place, the tendency of the soil to decrease in volume gives rise to an increase in pore water pressure to the point that it may reach the effective stress. With the effective stress dropping to zero the soil develops into a liquefied state. Depending on the extent of liquefiable soil and the slope of the site, liquefaction could lead to various failures including lateral spreading, sand boils, uneven ground deformation and settlement.

The evaluation of liquefaction potential is still one of the most challenging problems facing geotechnical engineers. The current practice consists of the following three steps (Seed and Idriss, 1971, Youd et. al, 2001):

i) Estimation of the earthquake-induced cyclic shear stress (demand)
ii) Estimation of the shear stresses that will cause liquefaction (resistance/capacity)
iii) Determination of the triggering of liquefaction (resistance < demand)

Numerous researchers in recent years have worked on developing correlations between the CPT resistance and the cyclic stress ratio (CRR) to cause liquefaction. A recent correlation suggested by Robertson and Wride (1998) is presented on Figure 11. The figure is based on the observed response of sites during earthquake loading. The curve that separates liquefied from non-liquefied sites on Fig. 11 depends on the fines contents (grain size ≤ 0.005 mm) in sands. The increase in fines content increases the soil resistance to liquefaction. The curve on Fig. 11 is for clean sands with low fines content and represents a lower bound.

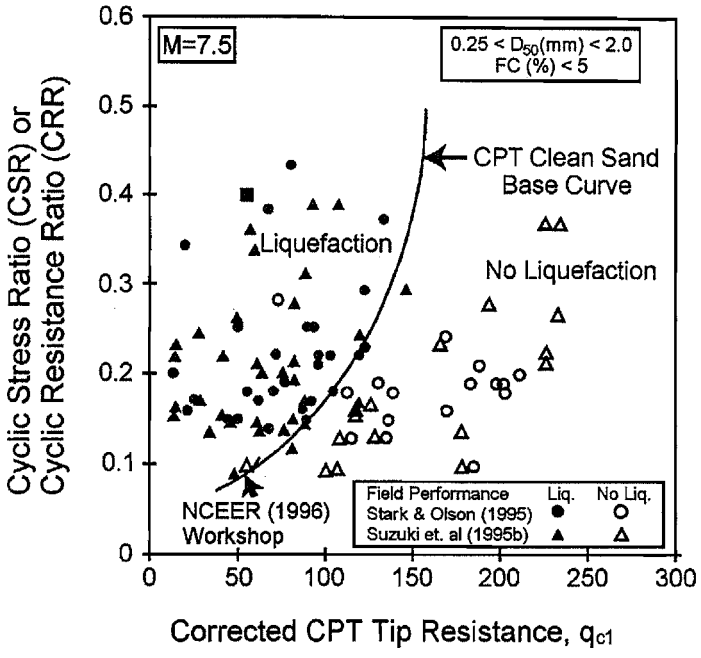


Figure 11: Curve recommended for calculation of CRR from CPT data along with empirical liquefaction data from compiled case histories (Robertson and Wride, 1998).

The procedure for liquefaction proceeds as follows. The normalised cone resistance q_{c1} is defined as:

$$q_{c1} = \frac{q_c}{p_a}\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$$

where:

q_{c1} = normalised cone penetration resistance (dimensionless)
p_a = atmospheric pressure = 100 kPa
σ'_{v0} = vertical effective stress

This equation applies to clean sand (than 5% fines content). A correction factor, as defined by Robertson and Wride (1998), should be applied depending on the percentage of fines content.

The sand layer will liquefy if the cyclic shear stress ratio, CSR, exceeds CRR. The cyclic shear stress ratio is defined as

$$CSR = \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}}$$

where:

σ'_{v0} = Effective vertical stress due to soil weight
τ_{cy} = (effective cyclic shear stress) defined as 0.65 times the maximum shear stress induced by the earthquake motion.

At depths less than 10 m, τ_{cy} could be estimated from the following equation (Youd and Idriss, 2001):

$$\tau_{cy} \approx 0.65 \cdot \gamma \cdot z \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot (1 - 0.00765 \cdot z) \qquad (3)$$

where:

z = depth below surface in metres
γ = average total unit weight of soil down to depth z
a_{max} = maximum horizontal acceleration at surface of soil profile
g = gravitational acceleration = 9.81 m/s^2

The current practice of liquefaction potential evaluation, as outlined above, is a "stress" type method and is based on data from distant earthquake events. Some doubt has been cast on the applicability of this method to cases dealing with such earthquake features as near-field effects. For example, the "fling" effect resulting from the directivity of the near-fault rupture that was observed in the Kobe and the Northridge earthquakes concentrates energy in a short period of time. Such features, combined with higher intensities of ground motion, have motivated search for more robust evaluation procedures. A method based on the strain energy has shown promise for future developments (e.g. Ostadan et al., 1998). In this method, the energy imparted to the soil deposit in the field is compared to the energy required to trigger liquefaction in the laboratory. Based on the results of site response analyses, the "strain energy" is calculated as the integral of the shear stress times shear strain over the shaking period. Application of this method to the data recorded at the Wildlife site where extensive

liquefaction were observed during the Superstition Hills earthquake of 1987 agrees well with the energy derived from the laboratory cyclic tests data for similar materials.

Although new tools and refinements are expected to develop, it appears that the subject of excess pore pressure development and liquefaction triggering is reasonably well understood, and some useful evaluation tools exist. On the other hand, the response of the liquefied soil after triggering, and when most of the damage takes place, is not well understood. Evaluation of damage-related parameters after liquefaction triggering, such as the cyclic and permanent deformation of the ground, has remained unresolved. These uncertainties have been an obstacle in the development of reliable analytical methods to model the interaction of liquefied soil with structures and the resulting damage. A major area of uncertainty is the actual stress-strain response of the liquefied soil during and after shaking, including i) the role of dilative response at large strains, and ii) the available residual strength (Dobry and Abdoun, 1998). A considerable amount of evidence accumulated from case histories and extensive centrifuge and 1g model tests has shown that the dilative response plays a key role in the mechanism of many lateral spreads. This response feature partly explains the observed reduction in downslope strain and deformation accumulation in lateral spreads. In fact, it has been shown that incorporation of dilation in the conventional Newmark's rigid block method, which is often used to estimate the value of lateral spreading, can significantly improve the performance of Newmark's method (Dobry and Abdoun, 1998).

4.1 Pile response to liquefaction

A particularly destructive type of damage due to liquefaction and lateral spreading is failure of piles. Despite increased use of pile foundation for mitigating liquefaction hazard, the data on pile performance in liquefiable soil is rather limited. The problem arises partly from a lack of detailed studies of case histories of pile failure, and partly from the complexity of the behavior of liquefied soil. The engineering effect of liquefaction on piles depends on such factors as the amount of permanent ground deformation, properties of the liquefied and non-liquefied soil layers straining the pile and the constraining effect of the superstructure. For example, in many cases where the end-bearing pile passes though a liquefiable layer and a surficial non-liquefiable layer pushes against the pile-head, the extent of constraint from this surficial layer is so large that it forces the pile to move laterally with the ground, almost independent of the properties of the liquefiable soil (Berrill et al., 1997). On the other hand, there are other cases, such as floating piles that do not penetrate below the liquefied soil, where the characteristics of the liquefied soil play a decisive role.

To fill the gap of knowledge in this area, an extensive effort has been devoted in the past several years to document observed pile failures due to liquefaction (e.g. Tokimatsu et al. 1998). Equally extensive studies have been undertaken by using shaking table and centrifuge testing (eg. Dobry and Abdoun, 1998). Parallel with these activities, development of numerical simulation methods with a variety of soil models has been underway.

Recognizing the insignificance of dynamic effects and the importance of soil nonlinearity on the pile response, most researchers have adopted the pseudo-static, Winkler (p-y type) formulation. Although not explicitly stated, it is conceived that the spring properties in these studies were derived from a calibration process. Fairly successful simulations, using nonlinear soil springs that account for degradation and pore pressure generations have been reported in the literature (e.g. Kagawa, 1992). However, until such formulations have matured enough and have been validated through case histories, simplified procedures are urgently needed.

Examples of such procedures are those reported recently by Ishihara and Cubrinovski (1998) for the case involving a surficial non-liquefiable soil and by Tokimatsu et al. (1998), both of which are based on nonlinear Winkler springs. The essence of the procedure reported by Ishihara and Cubrinovski is to reduce the spring constant in the liquefiable layer by the so-called stiffness degradation parameter, β. The Winkler model may then be expressed as

$$F = k\, d\, \beta\, (U_G - U_P)$$

where U_G and U_P denote the lateral displacements of the ground and the pile, respectively, k is the coefficient of subgrade reaction, d is the effective area of pile and F is the lateral force on the pile. The value of β has been interpreted by a back analysis of documented cases of pile damage in liquefied deposits during the 1964 Niigata earthquake and 1995 Kobe earthquake. The result of these studies is demonstrated in Figure 12 where the normalized relative displacement, $(U_G - U_P)/H_2$, is plotted versus β (H_2 is the thickness of the liquefied layer). It is particularly interesting to notice the dramatic reduction in β with increasing relative displacement.

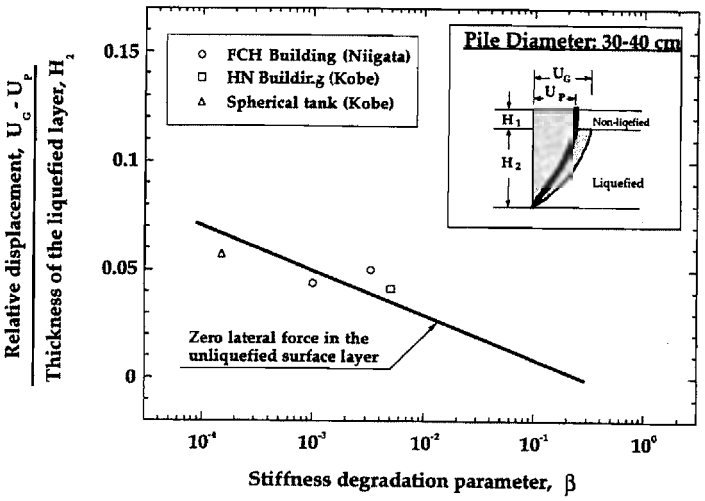


Figure 12: Variation of stiffness degradation parameter after liquefaction

5 REFERENCES

Berrill, J.B., Christensen, S.A., Keenan, R.J., Okada, W. and Pettinga, J.R. (1997). "lateral spreading loads on a piled bridge foundation." *Proc. Spec. Tech. Sess. Earthquake Geotech. Engrg, 4th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Engrg*, Hamburg, Germany, A.A. Balkema, Rotterdam, 173-183

Bessasson, B. and Kaynia, A.M. (2002). "Site amplification in lava rock on soft sediments." *Soil Dynamics & Earthquake Engrg*, 22, 525-540.

Dobry, R. and Abdoun, T. (1998). "Post-triggering response of liquefied sand in the free field and near foundations." *Proc. Geotech. Earthquake Engrg & Soil Dyn. III*, Seattle, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, 270-300.

Gazetas, G. (1983). "Analysis of machine foundations: state of the art". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2 (1), 1-42.

Idriss, I.M. (1990). "Response of soft soil sites during earthquakes." *Proc. H. Bolton Seed*

Memorial Symposium, 273-290.

Ishihara, K. and Cubrinovski, M. (1998). "Problems associated with liquefaction and lateral spreading during earthquakes." *Proc. Geotech. Earthquake Engrg & Soil Dyn. III*, Seattle, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, 301-312.

Kagawa, T. (1992). "Effects of liquefaction on lateral pile responses. In "*Piles under Dynamic Loads*," Geotech. Special Publication No. 34, ASCE, ed. S. Prakash, 207-223.

Kausel, E., R.V. Whitman, J.P. Morray and F. Elsabee (1978). "The spring method for embedded foundations". Nuclear Engineering and Design, Vol. 48, pp. 377-392.

Kaynia, A.M. and Kausel, E. (1982). "Dynamic Behavior of Pile Groups." *Proc. 2nd Int. Conf. Num. Meth. Offshore Piling*, Austin, Texas, 509-532.

Kaynia, A.M. (1997). "Earthquake-Induced Forces in Piles in Layered Soil Media." in Seismic Analysis and Design for Soil-Pile-Structure Interaction, *ASCE Geotechnical Special, Publication* No. 70, 85–95.

Lee, M.K.W. and Finn, W.D.L. (1978). "DESRA-2: Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential." Soil Mech. Series No. 38, Dept. of Civil Engineering, Univ. of British Colombia, Canada.

Modaressi, H., Foerster, E., Aubry, D. and Modaressi, A. (1995) "Research vs professional computer-aided dynamic analysis of soils." *Proc. 1st Int Conf. Earthquake Geotech. Engrg.* IS-TOKYO 95, ed. K. Ishihara, Balkema, Rotterdam, 1171-1176.

Ostadan, F., Deng, N. and Arango, I. (1998). "Energy-based method for liquefaction potential evaluation." *Proc. 11th European Conf. Earthquake Engrg*, Paris, France, A.A. Balkema, Rotterdam.

Robertson, P.K., and C.E. Wride (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test." Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, No. 3, pp. 442 – 459.

Schnabell, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972). "SHAKE – A computer program for earthquake response analysis of horizontal layaered sites." Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1969). "Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes." *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, 95 (1), 99-137.

Seed, R.B and Idriss, I.M. (1970). "Soil moduli and damping response analysis". EERC Report No. 70-10, Univ. of California, Berkeley,

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, 97 (9), 1249-1273.

Somerville, P. (1998). "Emerging art: Earthquake ground motion." *Proc. Geotech. Earthquake Engrg. & Soil Dyn. III*, Seattle, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, 1-38.

Tokimatsu, K., Oh-oka, H., satake, K., Shamaoto, Y. and Asaka, Y. (1998). "Effects of lateral ground movements on failure patterns of piles in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake." *Proc. Geotech. Earthquake Engrg & Soil Dyn. III*, Seattle, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, 1175-1186.

Wood, H.O. (1908). "Distribution of apparent intensity in San Francisco, the California Earthquake of April 18, 1906." Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institution of Washington, Washington, D.C., 220-245.

Youd, T.L., and I.M. Idriss (2001). "Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils." ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 4, April, pp. 297 – 313.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

FLOM I LAUVSNESELVA FLATANGER KOMMUNE

sivilingeniør Erling Romstad, Rambøll Norge as

SAMMENDRAG
Den 31. januar 2006 var det flom i Lauvsneselva, Flatanger kommune. Vassdraget er regulert. Uvanlig store nedbørsmengder og snøsmelting medførte en 200-årsflom. På grunn av fare for brudd i en forholdsvis nybygd dam i Lauvsnesvatnet, ble deler av bebyggelsen langs elva evakuert. Ett bolighus ble tatt av vannmassene, ett bolighus måtte fraflyttes over en lang periode, og ca 33 andre boliger ble midlertidig evakuert. Turbinledninga til kraftstasjonen ble ødelagt, samfunnshuset kunne ikke brukes inntil det var utført sikringsarbeider, og Flatanger settefisk sto i fare for å miste vannforsyninga og dermed hele produksjonen på 3 millioner settefisk. 2 bruer ble ødelagt, og dette førte til at deler av kommunen ble uten vegforbindelse. Vannforsyning, telefon og strømforsyninga over elva ble ødelagt. Ingen personer ble drept eller skadet.
Det er i ettertid utført sikringsarbeider langs Lauvsneselva. Flomkatastrofen åpner muligheter for ny vegforbindelse, økt kraftproduksjon og utvidelser ved settefiskanlegget.

1. KORT OM FLATANGER KOMMUNE OG KOMMUNESENTERET LAUVSNES

Flatanger kommune ligger ytterst på Namdalskysten i Nord-Trøndelag og har ca 1200 innbyggere. Kommunen har tradisjonelt vært en fiskeri- og landbrukskommune. I de seinere årene har også turisme og havbruk blitt en viktig del av næringsgrunnlaget.

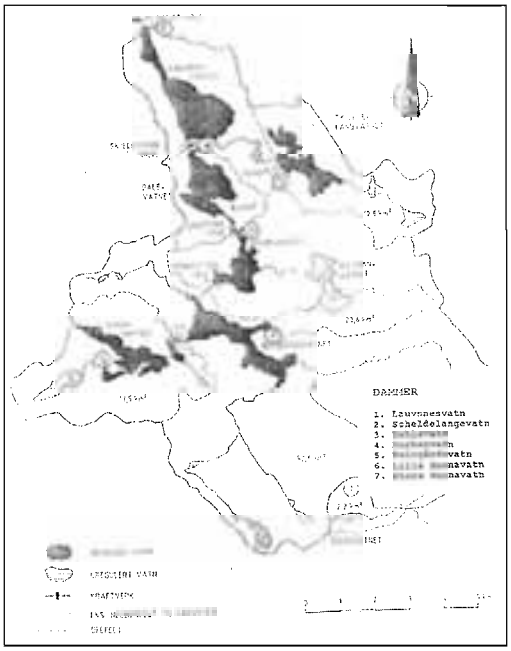
Figur 1: oversiktskart

Inntil midten av 1970-årene var tresliperiet hjørnesteinsbedrifta i kommunesenteret Lauvsnes. De naturlige forholdene med god tilgang på tømmer og billig vannkraft ga grunnlaget for oppstart av tresliperi på begynnelsen av 1900-tallet. Lauvsnesvassdraget ble regulert i 1910. Etter 2. verdenskrig ble det bygd flere kraftverk i vassdraget. I løpet av de siste 30 åra har det blitt utført utbedring av småkraftverkene, med blant anna nye dammer og kraftstasjoner. Etter at sliperiet ble nedlagt er kraftverkene overtatt av Norsk Grønnkraft som driver kraftproduksjonen for salg i markedet. I lokalene til sliperiet er det nå settefiskproduksjon. Lauvsneselva har lengde ca 1 km og høydeforskjell ca 18 meter.

2. NEDBØR OG AVRENNING

Store nedbørsmengder og snøsmelting førte til flom i store deler av Trøndelag i månedsskiftet januar – februar 2006. Spesielt ble Fosenhalvøya, Inntrøndelag og Namdalen hardt ramma. Langs Lauvsneselva ble det gjort store skader på grunn av erosjon.

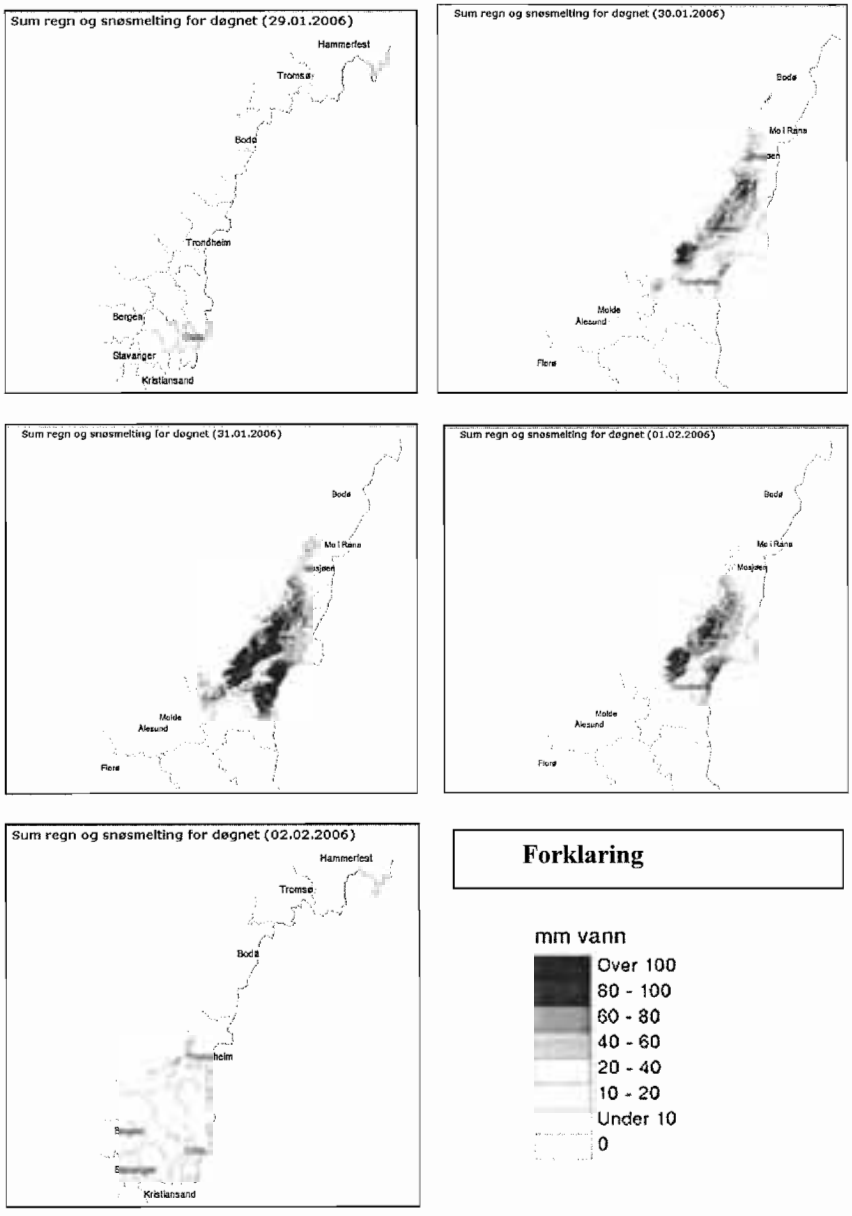
Lauvsnesvassdraget er regulert med 7 dammer. I tillegg er det overført vann fra Fossvikelva lenger sør i kommunen. Dammene ble bygd i perioden 1910 til 1958. Kraftverkene er delvis rehabilitert i perioden 1973 til 1994. Nedsalgsfeltet har et areal på ca 113 km^2, og magasinvolumet er ca 49 mill m^3. Høydeintervallet i nedbørsfeltet er kote 18 til 565. Snaufjell utgjør ca 65 %.



Figur 2: Oversikt over Lauvsnesvassdragets nedbørsfelt.

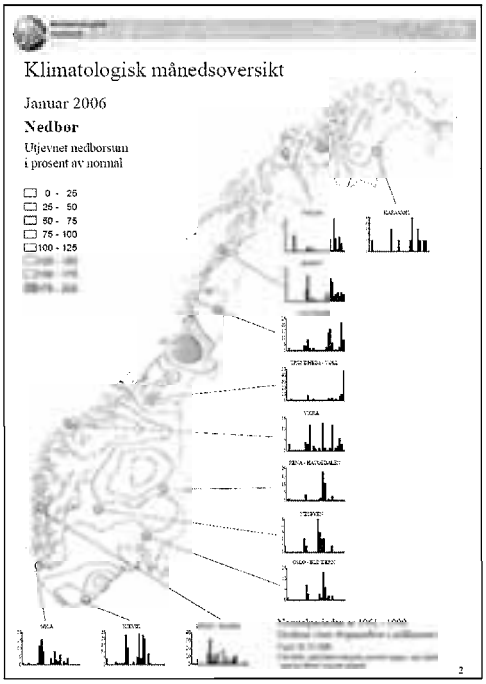
Etter flommen utførte NVE en flomfrekvensanalyse. Årlig middelavrenning utgjør ca 4 m^3/sekund. Vassdraget kan ha større eller mindre flomperioder hele året, men mest markert i perioden januar til mars. Vassdraget har god sjølregulerende evne på grunn av mange innsjøer/vatn. I tillegg er det som tidligere nevnt, regulert ved 7 dammer, samtlige med overløp den 31. januar 2006. Det er ingen målestasjoner for nedbør i vassdraget, men observasjoner fra stasjoner i nabovassdrag er tatt med i grunnlaget for beregningene. For å redusere flommen i Lauvsnesvassdraget ble det ikke overført vann fra Fossvikelva.
Vannføringa i Lauvsneselva er beregna på grunnlag av vannstandsmåling i magasinet sammen med flomhydrogram med data fra nærliggende målestasjoner.
Namdalseid som er nabokommunen til Flatanger, målte størst døgnnedbør av værstasjonene i Norge i januar 2006 med 82 mm/døgn den 31. januar. Denne stasjonen har vært i drift siden 1895. Den tidligere nedbørsrekorden var fra 28. januar 1932 med 57 mm/døgn.
Nedbørstasjonen i Åfjord som ligger lenger sør på Fosen, målte den 31. januar døgnnedbør på 144 mm.
Store deler av Trøndelag hadde døgnnedbør over 100 mm i den aktuelle perioden.

På nettsida http://senorge.no/ finnes registreringer av nedbør for flomperioden:

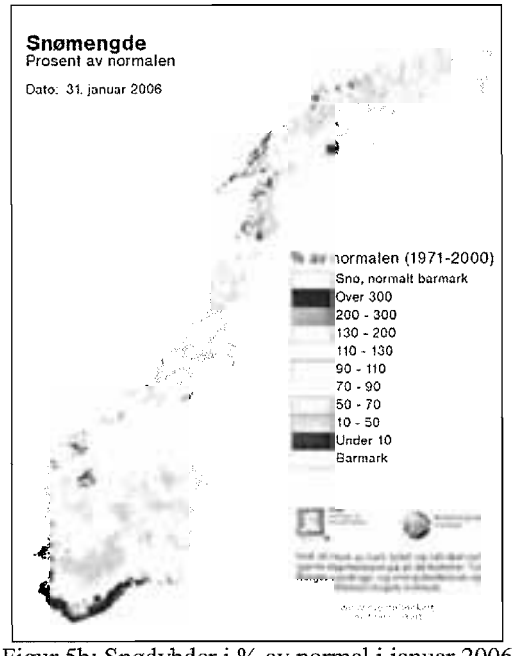


Figur 4: Nedbør i perioden 29. januar til 2. februar 2006

Meteorologisk institutts klimatologiske oversikt for januar 2006 viser vesentlig større nedbørsmengder og mindre snødybder enn normalt:



Figur 5a: Nedbør i % av normalnedbør i januar 2006



Figur 5b: Snødybder i % av normal i januar 2006

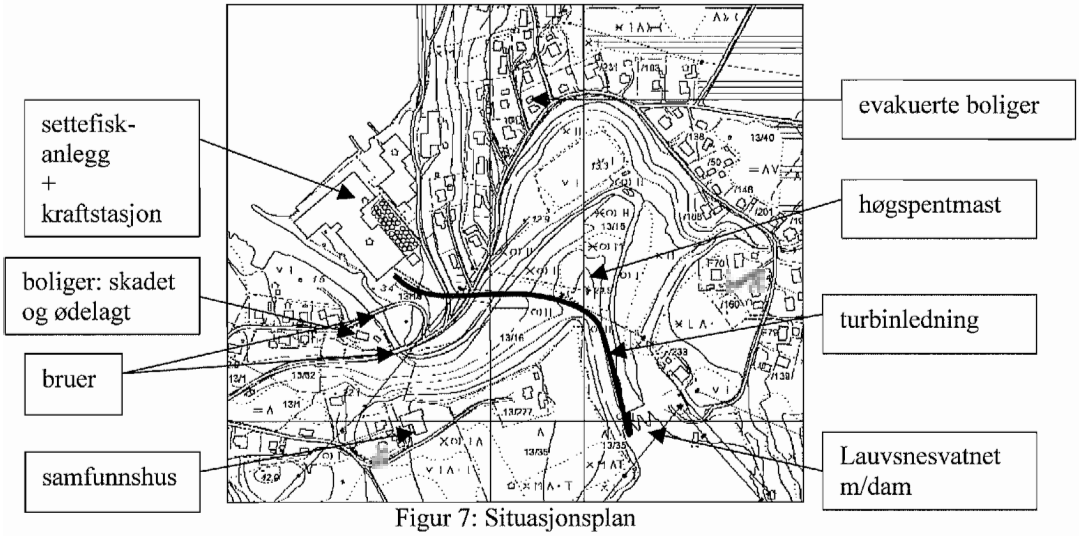
NVE har utført flomberegninger for gjentaksintervall 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500 og 1000 år med følgende resultater:

	Lauvsnesvatnet, momentanvannføringer	
Flomstørrelse	**m^3/s**	**Q_T/Q_M**
Q_M	51	1.00
Q_5	62	1.23
Q_{10}	74	1.47
Q_{20}	87	1.72
Q_{50}	105	2.07
Q_{100}	120	2.37
Q_{200}	136	2.69
Q_{500}	159	3.14
Q_{1000}	179	3.53

Figur 6: Flomfrekvensanalyse for utløpet av Lauvsnesvatnet.

Flommen 31. januar 2006 tilsvarer en returperioden på 200 år.

3. FLOMUTVIKLINGA



Figur 7: Situasjonsplan

Det var varsla store nedbørsmengder og Norsk Grønnkraft satte i verk forberedelser allerede den 28. januar. Varsling i henhold til beredskapsplanen ble utført ved midnatt den 30. januar. Fra samme tidspunkt ble det holdt vakt ved vassdraget. Flatanger brannvesen ble varsla den 31. januar kl. 02.30, og den gamle trebrua ble stengt kl 03. Det ble etablert vakthold ved bruene fra kl 06.30. 2 boliger nærmest elva ble evakuert kl. 07.50. 8 nyere boliger i samme området ble evakuert kl. 10.
Flommen i Lauvsneselva økte i intensitet utover morgenen og formiddagen den 31. januar. Flatanger kommunes kriseutvalg med medlemmer fra kommuneadministrasjonen og politiet ble sammenkalt og trådte i aksjon kl 12.
Løsmassene langs elva består i stor grad av lett eroderbare masser: sand, grus og silt.
Elva eroderte kraftig på flere steder: i elveløpet nedafor dammen, langs venstre elvebredd/turbinledning/høyspentmast, langs tilførselsledninger til Flatanger settefisk, ved turbinledningene over elva, i den 30 meter høye skråninga ved samfunnshuset, ved bruene over elva, ved 2 bolighus og ved oljetanker på settefiskanlegget. Kort sagt var den ca 1 km lange elva et katastrofeområde.

Situasjonen ble holdt under overvåkning utover dagen og kvelden den 31. januar, og kl. 22 ble det varsla evakuering av settefiskanlegget og 25 boliger langs elva. De evakuerte ble innlosjert på Zanzibar Inn på Lauvsnes. På dette tidspunktet var det fare for dambrudd. Vannstanden i Lauvsnesvatnet var så høy at det var fare for oversvømmelse på sidene av dammen. Nord for dammen var løsmassefyllinga bare litt høyere enn damkrona. Massene var ikke av en slik kvalitet at erosjon kunne ha vært unngått i tilfelle oversvømmelse. Faren for katastrofal utvikling var overhengende.

Ved Flatanger settefisk var det tidligere på dagen satt i verk sikringstiltak for oljetank med 12.000 m^3 diesel.

Bruene over elva ble sperra. Etter ei tid ble den eldste av bruene tatt av flomvannet og ført ut i sjøen. Den nyeste brua, bygd på 1960-tallet fikk store konstruktive skader på grunn av

erosjon, og vegen inntil brua ble vaska vekk på begge sider. Begge bruene totalhavarerte og vil ikke bli reparert.

Figur 8: Foto av bruer over Lauvsneselva før og etter flommen

Vannforsyninga og telefonforbindelsen til området nord for elva ble ødelagt og det måtte etableres midlertidig vannforsyning. Det ble også oppretta båtrute.

Det mest dramatiske var imidlertid at ett bolighus ble tatt av flomvannet og ført ut i sjøen. Nabohuset ble skadet, men skadene var ikke av alvorlig karakter, og huset ble reparert og tatt i bruk etter at sikringsarbeider var utført.

Figur 9: Foto av hus som ble tatt av flomvannet

Ingen personer omkom eller ble skadet.

Det var viktig å hindre at drivende gjenstander kom ut i åpen sjø og dermed bli farlig for skipsfarten. Det er kort avstand ut til skipsleia. Etter kort tid ble det satt i gang oppryddingsarbeider langs strender og i sjøen.

Figur 10: Foto av skrot langs stranda nord for utløpet av Lauvsneselva

4. MULIGE KONSEKVENSER FOR OPPDRETTSNÆRINGA

Flatanger settefisk har 3 stk pvc-ledninger fra Lauvsnesvatnet. Ledningene har dimensjoner 355 til 630 mm. Den største ledninga ble blottlagt og fløt i flomvannet. Faren for ledningsbrudd var overhengende. Mens flommen var på retur ble det igangsatt arbeid med frigraving/senkning av ledninga, og operasjonen var vellykka. På dette tidspunktet hadde anlegget 3 millioner fisk og fiskeyngel til en omsetningsverdi på ca 24 mill. kr i bassengene. Ca halvparten av fisken var klar til levering i mai/juni 2006. De største kundene er matfiskanleggene i Ytre Namdal. Det er mangel på smolt i markedet i Midt-Norge. For oppdrettsnæringa ville et bortfall av 3 mill. smolt kunne ha ført til et samla produksjonstap på ca 240 mill. kr. For Flatanger settefisk ville et ledningsbrudd ha medført netto tap på 5 til 10 mill. kr.

5. GJENOPPBYGGING

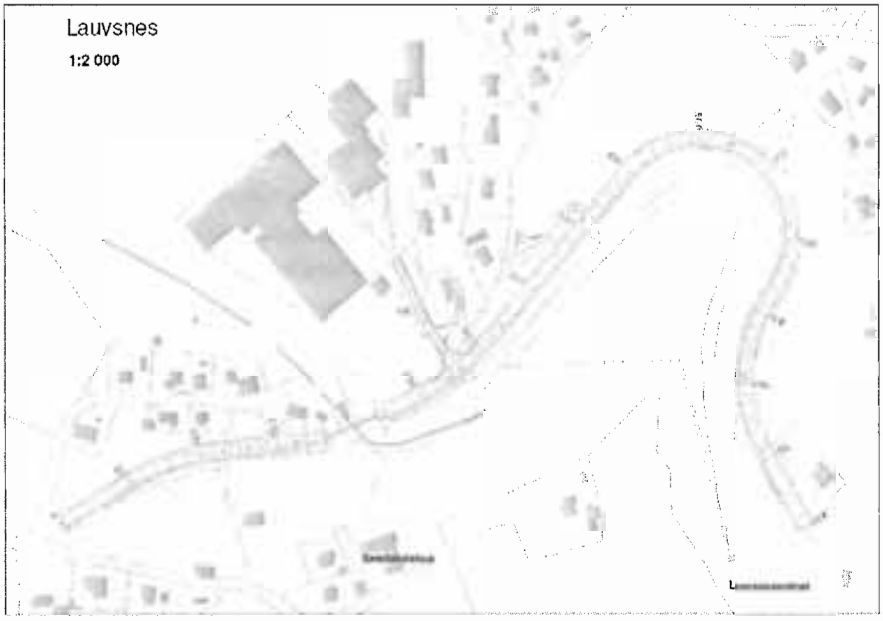
Sikrings- og gjenoppbyggingsarbeidet kom raskt i gang. NVEs forbygningsavdeling var på plass i løpet av få dager og starta sikringsarbeidene. De oppgavene som ble prioritert var:

- etablering av ny vegforbindelse over Lauvsneselva og
- sikring av ledningsanlegget til Flatanger settefisk.

Hele elveprofilet er sikra med sprengt stein. På grunn av stor vannhastighet har det vært nødvendig med vesentlig andel stor stein og blokk. Det skal etableres terskler slik at det blir bedre forhold for fiske i elva.

Samfunnshuset ligger på toppen av ei ca 30 meter høy grusskråning. Etter flommen hadde skråning gjennomsnittlig helning ca 50°. Avstanden fra skråningskanten til nærmeste hushjørne var 5 meter. Det ble vurdert som uforsvarlig å bruke huset før sikringsarbeider var utført. Skråninga ble sikra ved utlegging av steinfylling mellom Lauvsneselva og skråningskanten. Det er totalt brukt 50.000 m^3 sprengt stein. Av dette ble det brukt ca 30.000 m^3 i skråninga ved samfunnshuset.
NVEs kostnader er berekna til ca 6 mill. kr (inkl. mva.).

Ny vegforbindelse over elva ble etablert i løpet av få dager ved legging av 7 stk rør med diameter 1 meter. Rørene ble overfylt med steinmasser. I tilfelle ny flom ville i verste fall vegen bli erodert bort, men kostnadene til etablering av ny veg ville bli lave. Prosjektering av ny bru er i gang, og forventes å kunne tas i bruk i løpet av 2007. Det er planlagt ny vegføring til boligområdet langs elva. Det har i lang til vært ønske fra Flatanger kommune om å etablere vegforbindelse til Sitter som ligger lenger nord i kommunen. Eksisterende vegforbindelse til grenda går gjennom nabokommunen Namdalseid. Ny veg vil forkorte reiseavstanden med ca 45 km. Ny bru over Lauvsneselva kan være et viktig tiltak for å få etablert ny vegforbindelse til Sitter.



Figur 11: Plan for ny veg (nedfotografert)

Flatanger kommune har hatt samla kostnader på ca 14 mill. kr (inkl. mva.) til gjenoppretting av skadene etter flommen, men har valgt å gjøre flomkatastrofen til noe positivt. En vesentlig del av kommunens kostnader blir refundert av staten.

Eierne av huset som ble tatt av flomvannet, har fått tildelt ny tomt på sikker grunn ved utløpet av elva. Huset som ble skadet av flommen, er sikra med steinfylling, og eierne har flytta tilbake.

Norsk Grønnkraft as skal legge ny turbinledning og bygge ny kraftstasjon. Den gamle stasjonen var meget gammel og utskifting var tidligere vurdert, men det var ikke tatt investeringsbeslutning. Fornying av anlegget forventes å gi ca 50 % økning av strømproduksjonen. Det vil bli utført sikringstiltak ved dammen. Erosjonssikringa på nedstrømssida vil bli forsterka. Terrennivået ved dammen vil bli heva for å hindre vannstrømning og erosjon på sidene.
Kostnader for ny rørgate er beregna til ca 6 mill kr (inkl. mva.). Totale kostnader er beregna til 20 mill. kr (inkl. mva.).

Flatanger settefisk as vil sikre vannforsyninga til anlegget ved legging av 2 nye rør med diameter 630 og 710 mm. Rørene legges i samme trasé som turbinledninga. Ny vannforsyning vil gi muligheter for utvidelse av settefiskproduksjonen på anlegget.

Kilder og referanser

Hans Petter Haukø/ teknisk sjef i Flatanger kommune:	opplysninger om hendelsesforløp og planer for gjenoppbygging
Beate Sæther/NVE:	Flomfrekvensanalyse for 137.7 Z Lauvsneselva. Oppdragsrapport A nr. 8 – 2006
Geir Bendik Hagen/NVE:	planer for gjenoppbygging, kostandsvurderinger
Morten Strøm/Flatanger settefisk as:	opplysninger om Flatanger settefisk as
Morten Karlsen/Norsk Grønnkraft as:	opplysninger om Norsk Grønnkraft as
http://senorge.no/	data for nedbør

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

BYGGING I OMRÅDER MED FARE FOR LEIRSKRED. NYE KRAV TIL GEOTEKNISK PROSJEKTERING

Construction work in clay hazard areas. New guide lines in geotechnical engineering.

Siv. Ing. Odd Gregersen, NGI

SAMMENDRAG

NVE arbeider med nye retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag. Bakgrunnen er at menneskelig aktivitet, i de siste tiårene, har vært den vanligste årsaken til utløsing av leirskred. Et viktig element i de nye retningslinjene er at skredfarevurdering skal inngå som et premiss i planprosessen helt fra starten. På kommuneplannivå skal det utredes om det kan foreligge en mulig skredfare, og på reguleringsplannivå om skredfare foreligger. Til nå har vurderinger av skredfare ofte vært utsatt til byggeplannivå. De nye retningslinjene angir også nødvendig omfang av de sikkerhetsmessige vurderingene, avhengig av konsekvensen av tiltaket og områdets faregradklasse.

Det er viktig at geotekniske rådgivere vurderer skredfareproblemet på en mest mulig enhetlig måte. Det er derfor nedsatt en arbeidsgruppe med mandat å foreslå nødvendig omfang og kvalitet av undersøkelser, type stabilitetsanalyser, sikkerhetsnivåer samt krav til kontroll av geoteknisk prosjektering. Arbeidsgruppen er i ferd med å avslutte sitt arbeid.

SUMMARY

The Norwegian Water and Electricity Board (NVE), is preparing new guidelines for planning and building in slide hazard areas along watercourses. An important element in the new guidelines, is that hazard mapping shall be included in the planning process from the start. Up until now, slide hazard problems are often evaluated late in the planning process. The new guidelines also give directions for the quality and necessary amount of engineering work, depending on the consequences of carrying out the project and the estimated hazard.

It is important that geotechnical consultants evaluate hazard conditions as consistent as possible. A committee was therefore appointed to give advice on key geotechnical issues, such as: soil investigations, stability calculations, safety factors and quality control. The committee is bringing its work to a conclusion shortly.

1 INNLEDNING

Menneskelig aktivitet har, i de seneste tiårene, vært den vanligste utløsende årsaken til leirskred. Dette gjelder de aller fleste større og mindre skred. Eksempler er: Båstad (1974), Rissa (1978), Hornneskilen (1985), Vestfossen (1985), Reinsfjord (1999), Drammen Travbane (2001) og Nærøy (2005).

Denne utviklingen gjorde at myndighetene igangsatte arbeider med målsetting at byggesaker i potensielle skredfarlige områder skal få en mer forsvarlig og ensartet saksbehandling. Arbeidet utføres i regi av NVE gjennom "Program for økt sikkerhet mot leirskred" og har omfattet innhenting av ny kunnskap om skredfare samt utarbeidelse av mer detaljerte retningslinjer for plan- og byggesaksbehandling.

NVE har også igangsatt arbeid med en veileder for vurdering av skråningsstabilitet i kvikkleire ved plan- og byggesaksarbeid. Veilederen utarbeides av en gruppe bestående av representanter fra større geotekniske rådgivningsmiljøer. Hensikten er å oppnå en mest mulig enhetlig praksis ved vurdering av skredproblemer.

Resultatet av de pågående arbeidene vil inngå i NVEs "Retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag" og vil således bli retningsgivende for fremtidige plan- og byggesaksarbeider.

Denne artikkelen omhandler de nye retningslinjene samt tar opp elementer i den geotekniske veilederen. Arbeidet som omtales i artikkelen er en videreføring av tidligere prosjekter, "Kartlegging av potensielt skredfarlige kvikkleireområder", Gregersen (1989) og "Klassifisering av faresoner, kvikkleire", Gregersen (2005).

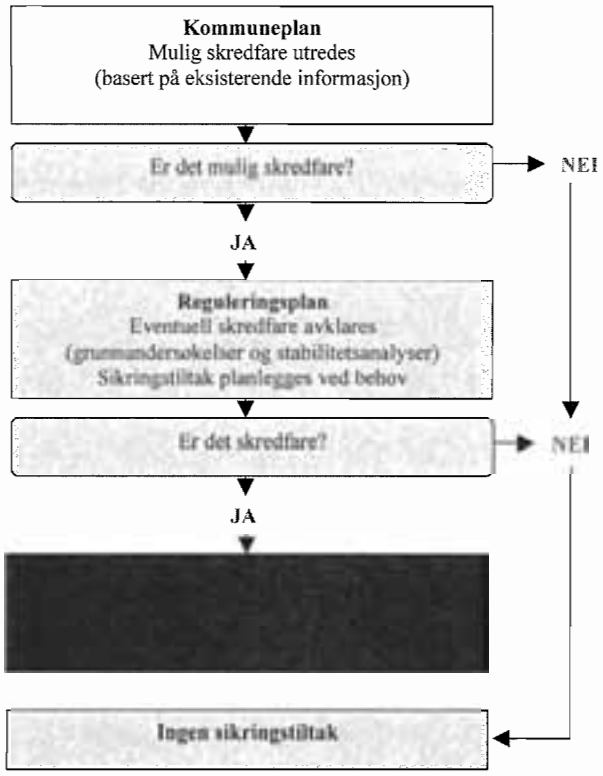
2 RETNINGSLINJER FOR PLANLEGGING OG UTBYGGING I FAREOMRÅDER

Retningslinjene angir hvilke krav som stilles til geoteknisk utredning på de ulike plannivåene. Et viktig element i de nye retningslinjene er at informasjon om eventuell skredfare skal fremkomme tidlig i planprosessen. Dette gjøres for å bedre forutsigbarheten for planlegger/utbygger. Det er et mål at skredfarevurdering skal inngår som et premiss i planprosessen helt fra starten.

Følgende forhold skal utredes på de ulike plannivåene:

- **Kommuneplan:** Utrede om det foreligger en mulig skredfare
- **Reguleringsplan:** Avklare om det er skredfare og planlegge eventuelle sikringstiltak
- **Byggesak:** Dokumentere tilstrekkelig sikkerhet.

Utredningsgangen er vist i prinsipp i figur 1.

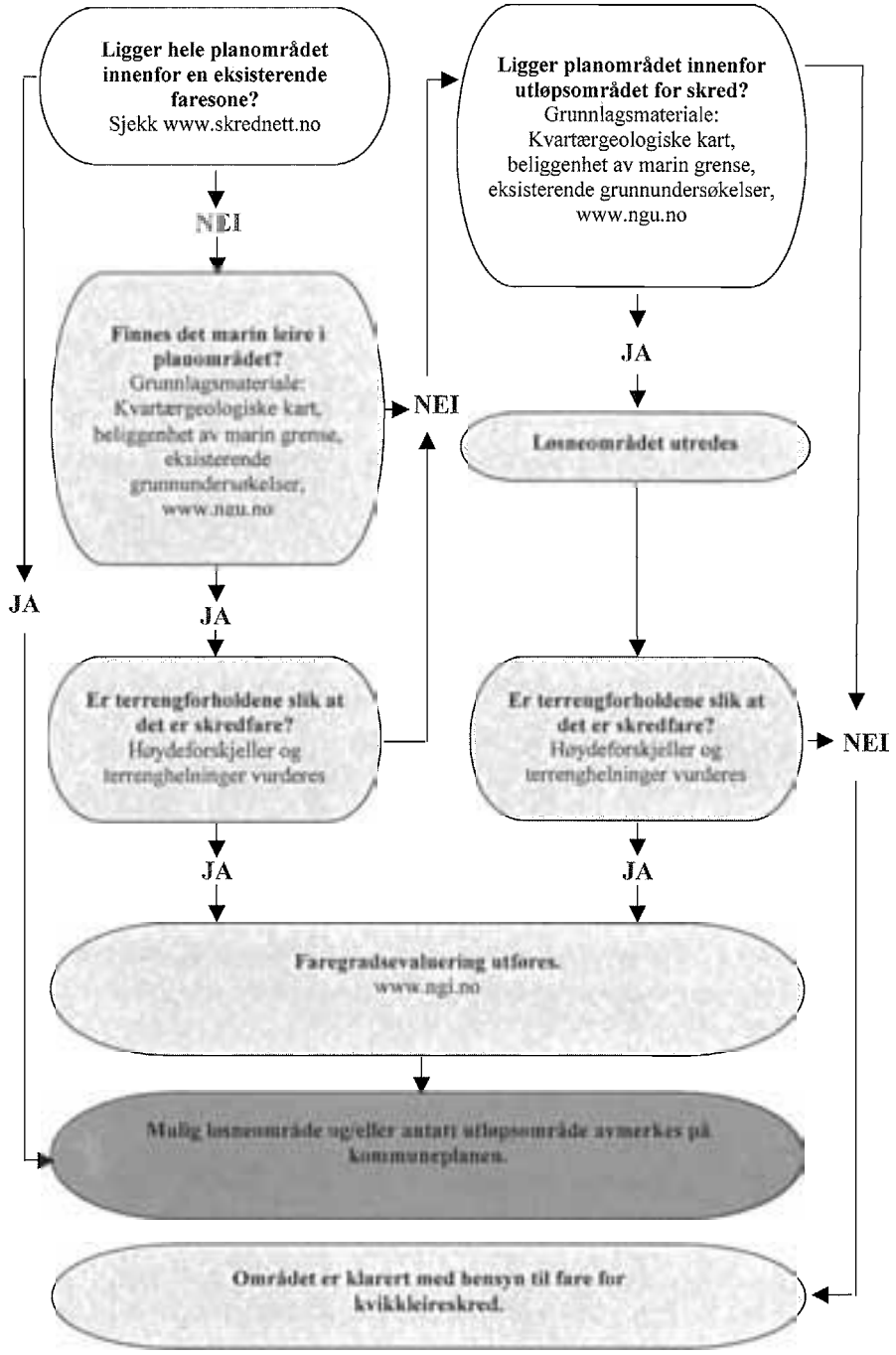


Figur 1 Flytskjema for skredfarevurdering i planprosessen

2.1 Kommuneplan

På kommuneplannivå skal det utredes *om det kan foreligge mulig skredfare* i det aktuelle planområdet. I tillegg skal det utredes om planområdet *ligger innenfor utløpsområdet for skredmasser*. Arbeidet omfatter innsamling og evaluering av relevant eksisterende informasjon.

De geotekniske vurderingene på kommuneplannivå er vist i figur 2.



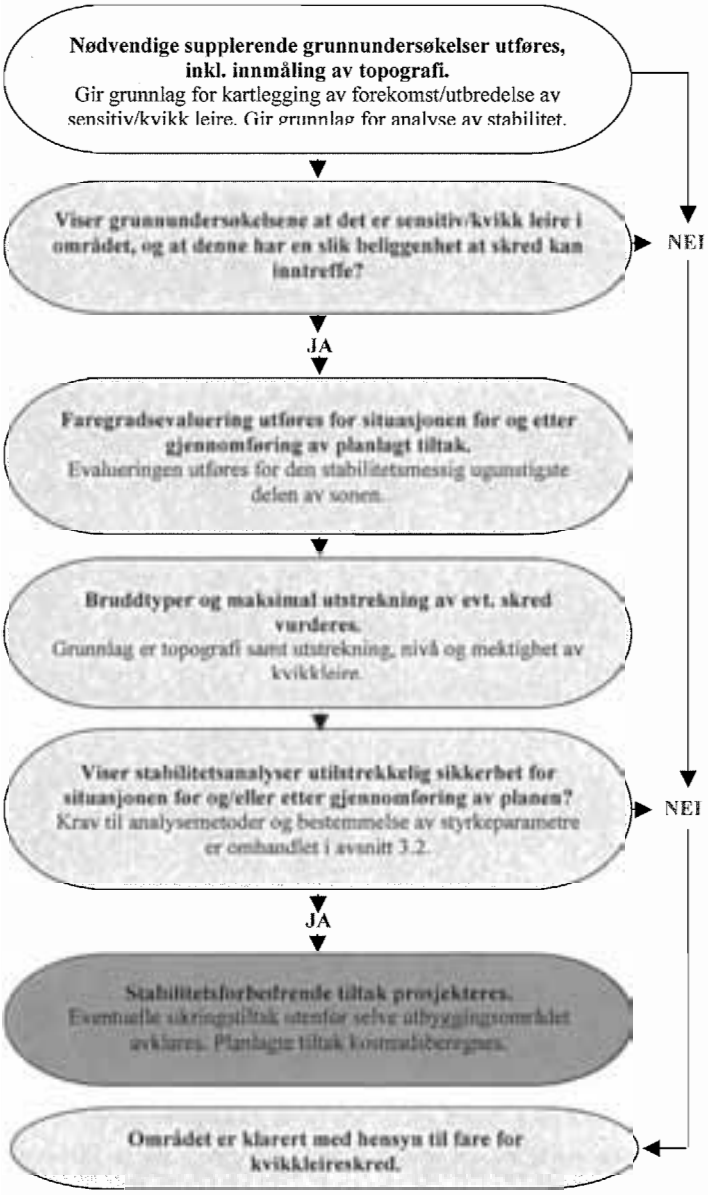
Figur 2. Kommuneplan - Flytskjema for utredning av skredfare

2.2 Reguleringsplan

På reguleringsplannivå skal det avklares *om det foreligger skredfare* i det aktuelle området. I den forbindelse skal det vurderes om store soner bør deles opp i mindre soner.

De geotekniske vurderingene/aktivitetene på reguleringsplannivå er vist i figur 3.

Det forutsettes at arbeidet beskrevet under kommuneplan er utført. Hvis ikke, må dette inngå i arbeidet med reguleringsplanen, se figur 2



Figur 3 Reguleringsplan – Flytskjema for vurdering av skredfare

Tiltakets kategori Beskrivelse av tiltak	Faregradklasse for utbygging		
	Lav	Middels	Høy
K1. Små tiltak uten tilflytting av personer. Ingen negativ påvirkning på stabilitetsforholdene: Garasjer, mindre tilbygg, mindre terrenginngrep o.l.	**Veiledning,** **NGI (1984)**	**Veiledning,** **NGI (1984)**	**Faregradevaluering** **Stabilitetsanalyse:** a) tilstrekkelig γ_M eller b) ikke forverring, jf. 3.2 **Vanlig kontroll** (Prosjektklasse 2, NS 3480)
K2. Tiltak av begrenset omfang uten tilflytting av personer. Negativ påvirkning på stabilitetsforholdene: Private og kommunale veier, grøfter, planeringer, oppfyllinger o.l.	**Faregradevaluering** **Stabilitetsanalyse:** a) tilstrekkelig γ_M eller b) ikke forverring, jf. 3.2 **Vanlig kontroll** (Prosjektklasse 2, NS 3480)	**Faregradevaluering** **Stabilitetsanalyse:** a) tilstrekkelig γ_M eller b) forbedring, jf. 3.2 **Vanlig kontroll** (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)	**Faregradevaluering** **Stabilitetsanalyse:** a) tilstrekkelig γ_M eller b) forbedring, jf. 3.2 **Vanlig kontroll** (Prosjektklasse 2, NS 3480) eller **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)
K3. Tiltak som innebærer tilflytting av mennesker. Viktige samfunnsfunksjoner: Boliger, institusjoner, skoler, næringsbygg, toglinjer, VAR-anlegg, sentralt kraftnett o.l.	**Faregradevaluering** **Stabilitetsanalyse:** a) tilstrekkelig γ_M eller b) forbedring, jf. 3.2 **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)	**Faregradevaluering** **Stabilitetsanalyse:** a) tilstrekkelig γ_M eller b) vesentlig forbedring, jf. 3.2 **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)	**Faregradevaluering** **Stabilitetsanalyse:** a) tilstrekkelig γ_M eller b) vesentlig forbedring, jf. 3.2 **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)
K4. Større veianlegg: Veianlegg som utføres i regi av Statens vegvesen	**Faregradevaluering** **Stabilitetsanalyse** a) tilstrekkelig γ_M **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)	**Faregradevaluering** **Stabilitetsanalyse** a) tilstrekkelig γ_M **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)	**Faregradevaluering** **Stabilitetsanalyse** a) tilstrekkelig γ_M **Skjerpet kontroll** (Prosjektklasse 3, NS 3480)

Tabell 1 Krav til vurderinger av sikkerhet ved tiltak i områder med fare for kvikkleireskred

Forklaring til Tabell 1

Veiledning, NGI (1984), er den enkleste form for sikkerhetsvurdering, og benyttes ved mindre tiltak (tiltakets kategori K1) i områder med lav eller middels faregrad og betinger ikke assistanse fra geoteknisk rådgiver. I alle andre tilfelle skal det gjennomføres *faregradevaluering og stabilitetsanalyser.*
Faregradevaluering utføres både for situasjonen før utførelse og etter utførelse av et tiltak. I enkelte tilfelle kan det også være nyttig å foreta faregradevaluering for situasjonen under utførelse av et tiltak. Tidligere kartlagte soner er allerede faregradevaluert for situasjonen før utførelse av tiltak, NGI (2001).

Stabilitetsanalyser kan utføres på to ulike måter:

- Beregning av en materialkoeffisient, γ_M.
- Beregne økning i "relativ sikkerhet", inndelt i nivåene "ikke forverring", "forbedring" og "vesentlig forbedring". Beregning av "relativ sikkerhet" kan gjøres når stabilitetsforhold forbedres ved å endre topografien.

De foreslåtte absolutte verdiene for γ_M og "relativ sikkerhet" er gitt i kapittel 3.2.

Skjerpet kontroll av geoteknisk rådgivning utføres for prosjektklasse 3, jfr. NS 3480.

2.3 Byggesak

På byggesaksnivå skal det *dokumenteres at området har tilstrekkelig sikkerhet mot skred. Tilstrekkelig sikkerhet skal dokumenteres for alle faser i utbygningen.* Eventuelle nødvendige stabilitetsforbedrende tiltak skal gjennomføres før oppstart av anleggsarbeider som kan påvirke stabiliteten i negativ retning.

Det forutsettes at arbeidet beskrevet under kommuneplan og reguleringsplan er utført. Hvis ikke, må dette inngå i arbeidet med byggesaken, se figurene 1 til 3 over.

3 GEOTEKNISK VEILEDER

Gjennomføring av de foreslåtte aktivitetene ved utarbeidelse av kommune - og reguleringsplaner, som beskrevet ovenfor, forutsetter geoteknisk rådgivning. Det vil derfor være av avgjørende betydning at geotekniske rådgivere vurderer skredfareproblemet på en mest mulig enhetlig måte. NVE har således nedsatt en arbeidsgruppe bestående av representanter fra større geotekniske rådgivningsmiljøer: Statens vegvesen, Multiconsult, Rambøll og NGI.

Arbeidsgruppens mandat har vært å foreslå nødvendig omfang og kvalitet av undersøkelser, type stabilitetsanalyser, sikkerhetsnivåer samt krav til kontroll av geoteknisk prosjektering.

Det skal understrekes at arbeidsgruppen ikke er ferdig med sitt arbeid, slik at veiledningen på enkelte punkter kan avvike noe fra anvisningene gitt i dette manuset.

3.1 Grunnundersøkelser

Hovedtyngden av grunnundersøkelsene utføres vanligvis i forbindelse med reguleringsplan. Grunnundersøkelsene skal som et minimum inneholde et tilstrekkelig antall sonderinger (for eksempel dreietrykk- eller totalsonderinger) til å bestemme lagdeling i området samt utstrekning av evt. sensitiv/kvikk leire. Videre skal det foretas bestemmelse av leiras styrkeegenskaper (for eksempel ved trykksonderinger, prøvetaking eller vingeboringer).

Poretrykkforholdene skal bestemmes på minimum én sentral lokalitet i hver sone. Det skal derfor installeres piezometre i minimum to nivåer på hver lokalitet.

Inhomogene grunnforhold vil betinge mer detaljerte undersøkelser enn homogene forhold. Dette vil gjelde både for kartlegging av lagdeling og utstrekning av sensitiv/kvikk leire, for bestemmelse av styrkeparametre og for poretrykksforhold. Likeledes vil områder der de topografiske forholdene er varierende, betinge flere boringer enn områder med en ensartet topografi.

Grunnundersøkelsene skal utføres i henhold til respektive NGF meldinger, samt Statens vegvesen, håndbok 015, Feltundersøkelser.

Kvaliteten på trykksonderingene (CPTU) og prøver som det utføres laboratorieundersøkelser på skal tilfredsstille kvalitetsklasse 1, ihht de til enhver tid gjeldende standarder.

Arbeidet skal utføres av kvalifisert personell med dokumentert kunnskap og praksis i feltarbeid.

3.2 Stabilitetsvurderinger

Materialparametre

Jordas karakteristiske styrkeparametre bestemmes som forsiktig anslåtte middelverdier.

Ved valg av karateristiske styrkeverdier, skal de målte styrkene fra aktive og passive triaksialforsøk samt fra eventuelle direkte skjærforsøk (DSS) tas ut ved samme tøyning for samtlige jordlag (prinsippet om tøyningskompatibilitet). Normalt gjøres dette ved den tøyning som gir den høyeste summen fra aktive, passive og DSS forsøk. Dersom man kun har resultater fra aktive triaksialforsøk, skal valg av anisotropiforhold ta hensyn til kravet om tøyningskompatibilitet.

Dersom terrengendringer medfører en vesentlig endring i effektivspenningsnivået, skal dette tas hensyn til ved valg av skjærstyrke. Videre skal man ved valg av styrkeparametre ta hensyn til tidsaspekter og tøyningsnivå.

Når man utfører treaksialforsøk på blokkprøver, ser man spesielt på de aktive forsøkene en utpreget sprøbruddoppførsel, selv på lav-sensitive leirer. Udrenert skjærstyrke er dessuten avhengig av belastningshastigheten eller tiden til brudd. Når man legger korrelasjoner mot blokkprøver til grunn for dimensjonering, må det derfor vurderes om mulige effekter av sprøbrudd og tidseffekter bør tas spesielt hensyn til, noe som ikke har vært vanlig når man baserer seg direkte på vanlige 54 mm prøver. Styrkeparametre bestemt ved den maksimalt målte aktive skjærstyrken ("peak-styrken") fra blokkprøver anbefales derfor normalt redusert med 10 - 15 %.

Ved utledning av udrenert skjærstyrke fra trykksonderinger (CPTU), henvises det til anerkjente korrelasjoner mellom trykksonderinger og laboratorieforsøk på blokkprøver. Også her anbefales det at man reduserer den tolkede aktive skjærstyrken med 10 - 15 % i meget sensitive/kvikke leirer.

Tolkning av vingeboringer med hensyn på skjærstyrke og sensitivitet er beskrevet i NGF melding nr. 4, herunder også korreksjon av målte verdier.

Ved bestemmelse av poretrykkene i bakken, skal det tas hensyn til eventuelle årstidsvariasjoner.

Analysemetoder

Sikkerheten mot utglidning av en skråning skal bestemmes både for dagens situasjon med drenert jordoppførsel, og for hendelser som kan medføre udrenert jordoppførsel og bruddutvikling. Oppfylling, erosjon eller annen utgraving i skråning og ekstrem nedbør er eksempler på slike hendelser.

Langtidstilstanden analyseres med en drenert effektivspenningsanalyse, mens udrenert tilstand analyseres med en udrenert totalspenningsanalyse.

Tørrskorpelaget og forvitringssonen skal modelleres som et drenert effektivspenningsmateriale, enten man ser på langtidstilstanden eller på en udrenert tilstand. I tørrskorpelaget må da et realistisk grunnvannsnivå modelleres, samt at man må vurdere hvorvidt man kan ha vannfylte sprekker.

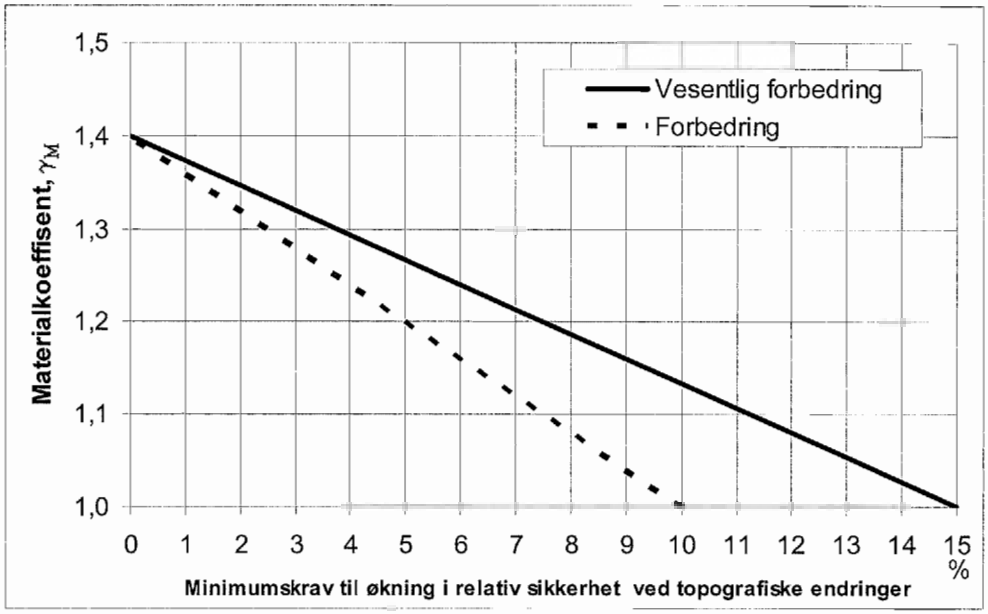
Sikkerhetsnivå

Kravene til vurdering av sikkerhet er vist i tabell 1. Som det fremgår er kravene avhengig av planområdets faregradklasse (liten, middels og høy) samt tiltakets katekori (K1 – K4).

Sikkerheten kan bestemmes på to ulike måter, enten ved beregning av materialkoeffisient, γ_M, eller, ved beregning av tilstrekkelig økning i "relativ sikkerhet". "Relativ sikkerhet" er inndelt i tre nivåer: "ikke forverring", "forbedring" og "vesentlig forbedring". De absolutte verdiene for disse begrepene er foreslått som følger (kan bli endret):

- Tilstrekkelig beregnet materialkoeffisient: $\gamma_M \geq 1{,}4$
- Vesentlig forbedring/forbedring: Se figur 4

Kravet til tilstrekkelig beregnet materialkoeffisient $\geq 1{,}4$ betinger relativt omfattende grunnundersøkelser, i samsvar med anbefalingene gitt i kapittel 3.1.



Figur 4 Minimumskrav til økning i relativ sikkerhet ved topografiske endringer

Bakgrunnen for at det åpnes for å tilfredsstille kravet til sikkerhet ved å sørge for en viss minimum økning i relativ sikkerhet ved topografiske endringer, er basert på det faktum at dagens situasjon opplagt har en sikkerhet mot utglidning på minst 1,0, siden skråningen står. Den forbedringen av beregningsmessig sikkerhet man da oppnår ved tiltaket, er dermed reell (i motsetning til den beregningsmessige sikkerheten, fordi det er beheftet usikkerhet ved de valgte styrkeparametrene).

I tillegg til kravene til beregningsmessig sikkerhet over, skal utløsende skredfaktorer vurderes og elimineres ved tiltak eller restriksjoner. Dette gjelder særlig erosjon.

Dersom stabilitetsvurderinger, basert på enkle styrkevurderinger, viser lavere sikkerhet enn kravene gitt over, skal det utføres mer avanserte analyser av sikkerheten mot utglidning. Slike analyser vil betinge at det utføres spesielle laboratorieforsøk for bestemmelse av jordas egenskaper. Dette omfatter bestemmelse av både drenerte og udrenerte parametre avhengig av hvilke bruddtyper som er vurdert å være relevante.

Det presiseres at kravet til økning i relativ sikkerhet gjelder for enhver potensiell glideflate. Dette betyr at det ikke er nok å heve beregningsmessig sikkerhet for den glideflaten som var funnet å være kritisk før tiltaket. Man må også se på forbedringen av andre glideflater som beregningsmessig har lavere sikkerhet mot utglidning enn $\gamma_M = 1{,}4$. Normalt vil det være tilstrekkelig å sammenligne beregnet γ_M før og etter tiltaket, for de to glideflatene som er funnet å være kritisk før og etter tiltaket.

3.3 Krav til kontroll

De geotekniske vurderingene skal utføres av kvalifisert personell. Konkrete utbyggingstiltak i kvikkleireområder vil ligge i prosjektklasse 2 eller 3 ihht. NS3480, jf. tabell 6.1.

For prosjektklasse 2 og 3 vil kontrollen bestå i å gjennomgå prosjektets geotekniske problemstillinger, grunnlagsdata, løsninger og beregninger og påvise mulige feil og mangler.

For prosjektklasse 2 vil vanlig kontroll være dekkende. Kontrollen utføres av en annen geoteknisk kyndig person enn den som har utført prosjekteringen.

Alle geotekniske vurderinger og beregninger i prosjektklasse 3 skal gjennomgå en skjerpet kontroll, ihht. NS 3480. Kontrollen skal da utføres av en person eller organisasjon som er uavhengig av den geoteknisk prosjekterende (firma/organisasjon).

Gjennomført prosjekteringskontroll skal beskrives og dokumenteres.

4 Referanser

Gregersen, O. (1989)
Landsomfattende kartlegging av kvikkleireavsetninger.
Geoteknikkdagen 1989.

Gregersen, O. (2005)
Risikokartlegging av kvikkleireskred.
Geoteknikkdagen 2005.

NGI (1984)
Brukerinformasjon for faresonekart kvikkleireskred.
NGI. Rapport 80401-1

NGI (2001)
Metode for klassifisering av faresoner, kvikkleire.
NGI. Rapport 20001008-2.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

ST. OLAVS HOSPITAL I TRONDHEIM – ETABLERING AV DYPE BYGGEGROPER VED SYKEHUS I FULL DRIFT

St. Olav's Hospital in Trondheim – Deep excavations whithin the premises of a fully operative hospital.

Siv. Ing. Odd Arne Fauskerud, Multiconsult AS

SAMMENDRAG

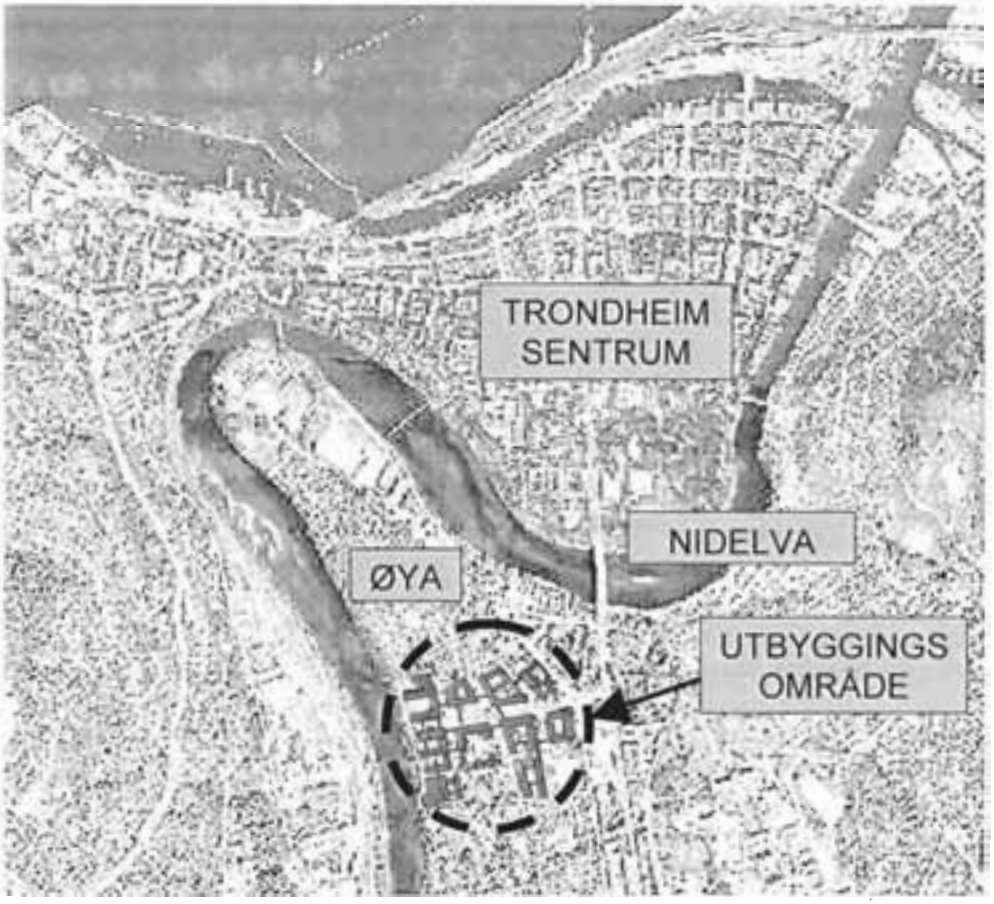
Helsebygg Midt-Norge bygger nytt universitetssykehus på Øya i Trondheim. Det nye universitetssykehuset bygges ut på eksisterende sykehusområde, tett inntil sykehusbygninger i full drift.
Nærheten til eksisterende bygninger, sykehusdriften og størrelsen på utbyggingen har gitt geotekniske og anleggstekniske utfordringer som det kan være verdt å dele noen erfaringer fra. Et av hovedtemaene er hvordan geoteknikken og anleggsteknikken, i dialog med entreprenøren, byggherre og sykehuset, kan løses for å få byggeprosessen til å bli så lite "smertefull" som mulig for den daglige driften av sykehuset. Viktige stikkord i denne forbindelse er støy, støv, rystelser og setninger. Samtidig er også dette prosjektet presset på framdrift og økonomi.
Gjennom noen eksempler på løsninger, både tekniske og ikke tekniske, gis et innblikk i hvordan noen av utfordringene i prosjektet er håndtert.

SUMMARY

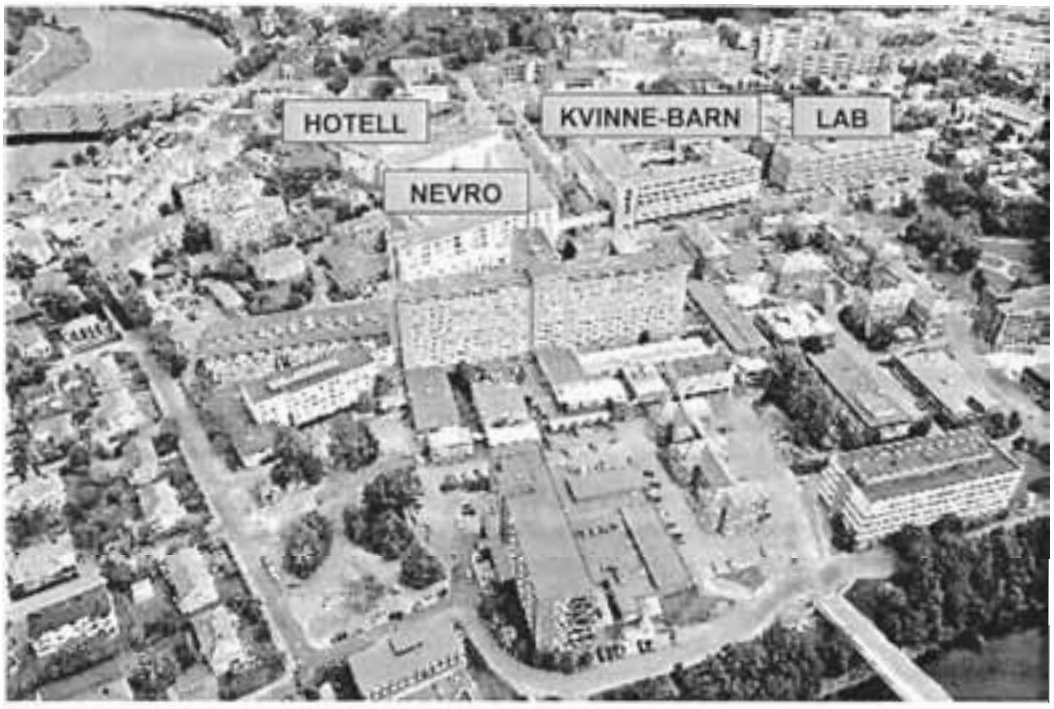
Helsebygg Midt-Norge is building a new University Hospital in Trondheim. The new hospital is located at the premises of the existing St. Olav's Hospital, close to fully operational hospital buildings.
The close distance to existing buildings and the daily operation of the hospital has offered some geotechnical and logistical/planning challenges which it might be useful to share some experiences from. One of the main issues is how to solve these challenges, in close dialogue with the contractor and the users of the hospital, in a way that reduces the constructing site's influence on the hospital. Key words are: noise, dust, vibrations and settlements. At the same time this project also has a strict focus on production time and economy.
A closer look in to some of these challenges is given through examples of solutions, both technical and none-technical.

INNLEDNING

Helsebygg Midt-Norge bygger nytt universitetssykehus på Øya i Trondheim. Det nye universitetssykehuset bygges ut på eksisterende sykehusområde, tett inntil sykehusbygninger i full drift.
Prosessen omfatter både riving, bygging/rehabilitering samt flytting av funksjoner, ansatte og pasienter for å få kabalen til å gå opp innenfor det arealet som er disponibelt.
Nærheten til eksisterende bygninger, sykehusdriften og størrelsen på utbyggingen har også gitt geotekniske og anleggstekniske utfordringer som det kan være verdt å dele noen erfaringer fra. Det handler ikke først og fremst om revolusjonerende eller nyskapende prinsipper og avanserte geotekniske analyser. Temaet er i større grad hvordan geoteknikken og anleggsteknikken i dialog med entreprenøren, byggherre og sykehuset kan løses for å få byggeprosessen til å bli så lite "smertefull" som mulig for den daglige driften av sykehuset. Viktige stikkord i denne forbindelse er støy, støv, rystelser og setninger. Samtidig er også dette prosjektet presset på framdrift og økonomi.
Figur 1, nedenfor viser lokaliseringen av utbyggingsområdet på Øya sør for Trondheim sentrum.



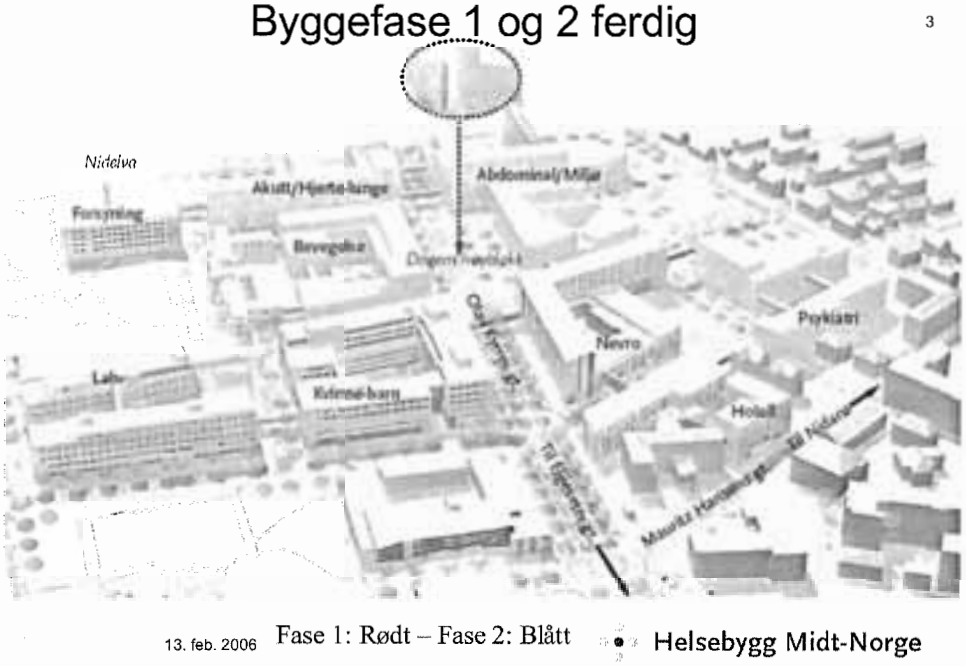
Figur 2 nedenfor viser flyfoto over sykehusområdet med med nytt Laboratoriesenter, Kvinne-barn-senter, Nevrosenter og Hotell St. Olav.



Riving
Over 80 prosent av det gamle sykehuset skal rives.
For å gi plass til første byggefase ble 16 firemannsboliger revet på slutten av 90-tallet. Rivingen omfattet også to såkalte søsterboliger og en mindre boligblokk, samt annen småbebyggelse.

Byggefase 2 krever omfattende riving i sykehusområdet, mellom høyblokka og Nidelva.

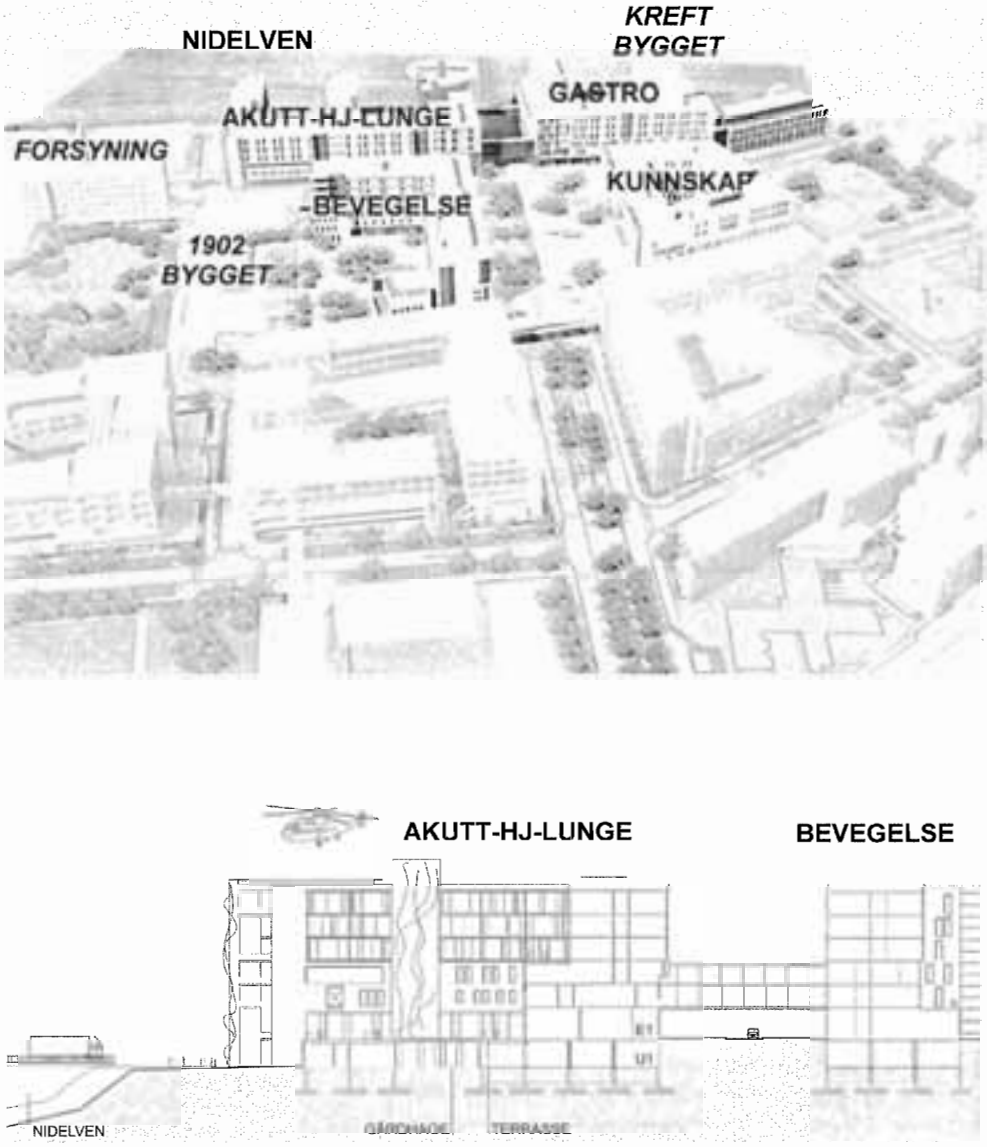
Bygging
Byggestart for fase 1 var høsten 2002, med en samlet økonomisk ramme på rundt 5,2 milliarder kroner, etter prisnivået i desember 2003. Byggefase 1 omfattet Laboratoriesenteret, Kvinne-barn-senteret, Nevrosenteret, Hotell St. Olav og Forsyningssenteret. Hvert senter tilsvarer om lag et kvartal på sykehusområdet.
Den første byggefasen utgjorde nesten halve sykehuset og ble sluttført i etapper. Siste store bygg (Nevrosenteret) ble overlevert sykehuset 22. februar 2006.
Figur 3 viser en visualisering av byggefase 1 og 2 ferdig utbygd.



Byggefase 2 omfatter alt som ikke ferdigstilles i fase 1. Kostnadene er beregnet til om lag 6,3 milliarder kroner (2004-kroner).

Byggestart for fase 2 var høsten 2005. Også fase 2 bygges sentervis i kvartaler, men mer fortettet enn byggefase 1.
De fleste fase 2-sentrene tas i bruk i 2009 og 2010. Det siste bygget (Kunnskapssenteret) er planlagt ferdig i 2013.
Byggefase 2 omfatter Akutten og hjerte-lunge-senteret, Bevegelsessenteret, Gastrosenteret, Forsyningssenteret (fase 2) og Kunnskapssenteret. Kunnskapssenteret er ikke inkludert i inngått prosjekteringskontrakt for byggefase 2.
Det foreligger også planer for et Psykiatrisenter, men dette er ennå ikke en vedtatt del av byggefase 2.

Byggefase 2 er visualisert på og Figur 4 og Figur 5.



Figur 5: Snitt av byggefase 2, fra Nidelva i Vest

Rehabilitering
Fire av dagens bygninger beholdes og rehabiliteres. Dette gjelder Parkbygget, Teknisk sentral, Kreftbygget og 1902-bygget. Stråleterapien skal benyttes videre uten videre rehabilitering.

Flytting
St. Olavs Hospital er ansvarlig for flytting fra gammelt til nytt bygg.

BYGGEFASE 2 I TALL/PROSJEKTINFORMASJON

Byggefase 2 – noen tall:

Byggherre: Helsebygg Midt-Norge
Prosjekterende: Team St. Olav ANS som består av Cowi, Hjellnes-Cowi, Medplan, Frisk Arkitekter og Multiconsult.
Råbyggentreprise: NCC Construction AS
Spunt/oppstøtting og forankring: Kynningsrud AS / Bilfinger Berger (refundamentering)
Prosjekteringen av Forsyningssenteret (fase 2) er utført av Trondheimslaget og Heimdal Entreprenør har råbyggentreprisen.

Total kostnad byggefase 2: ca. 6,3 mrd.

For de deler som er kontrahert er arealfordelingen som følger:
Areal: ca 84.000m^2 (byggefase 2 nybygg).
Gastrosenteret: ca 24.000m^2
Akutten og hjerte-lunge-senteret: ca 35.000m^2
Bevegelsessenteret: ca 16.000m^2
Forsyningssenteret: ca 8.900m^2
(Totalt byggefasefase 1+2 inklusive rehab: ca 200.000m^2)

Utgravingsdybder inntil 12m under eksisterende terreng, totalt ca. 250.000 fm^3 gravemasser.
Laveste utgravingsnivå er kt. +5,8.
Totalt rammes ca 10.000m^2 stålspunt av varierende dimensjon og lengde, og det installeres om lag 800 løsmassestag (MAI-stag). Tilbakefyllingsarbeidene omfatter ca. 65.000m^3 lett og tung fyllmasse under og inntil bygg/konstruksjoner.

Multiconsults (RIG) arbeidsoppgaver i byggefase 2 omfatter: grunnundersøkelser, skisseprosjekt, forprosjekt, samhandling, detaljprosjektering, oppfølging i byggefase, rystelsesmålinger, bygningsbesiktigelser og planlegging av setningsmålinger.

For de deler som er kontrahert var det prosjekteringsstart i januar 2004 (skisseprosjekt). Byggestart mars 2005med ferdigstilling i desember 2009.

Entrepriseform
Partnering-avtale inngått mellom Helsebygg Midt-Norge og NCC Construction AS på grunnlag av forprosjekt utarbeidet av Team St.Olav. Etter forprosjektet har byggherre, entreprenør og rådgivere sittet samlokalisert i en samhandlings- og detaljeringsfase.
Alle parter er kontraktsmessig forpliktet til å samarbeide, det vil si at partene skal bidra til praktiske og økonomiske løsninger i prosjektet. NCC har gått gjennom forprosjektet og kommet med innspill til mulige endringer for å tilpasse konstruksjonene til NCCs produksjonsapparat og erfaring. Noen av innspillene er forkastet, mens andre er innarbeidet i prosjektet. Under utførelsen er rådgiverteamet kontraktsmessig overført fra byggherren til entreprenøren.
Erfaringene så langt viser at antall rådgivertimer øker ved denne kontraktsformen, men det ser ut til at kvaliteten på løsningene blir bedre. Endringshåndtering under bygging er vesentlig enklere enn ved tradisjonelle entrepriser (hovedentreprise). Relasjonsbygging i samhandlingsfasen har også, etter vår erfaring bidratt til en enklere og bedre dialog under utførelsen.

TERRENG OG GRUNNFORHOLD

Tomteområdet er relativt flatt med det høyeste nivået i sørøst, ca kote +18,0. Fra dette nivået heller terrenget slakt mot nord og vest til ca. kote kt. + 14,0. Det er en brattere skråning ned mot eksisterende vei langs Nidelva på kt. +12,0 til +14,0. Fra veien skrår terrenget bratt ned til elvekanten på ca. kt. +2,0.

Det er utført grunnundersøkelser i flere trinn på utbyggingsområdet, samt på naboområder. Resultatene av undersøkelsene viser stor variasjon i grunnforhold, spesielt i de øverste 5 m av jordprofilet. Det generelle bildet er at grunnforholdene er varierende, men gjennomgående faste.

Løsmassene på området består av en blandig av fluviale (elve-) avsetninger og rekonsoliderte rasmasser fra tilstøtende områder.

I hovedsak er det leirige og siltige masser i fundamentnivået. Enkelte innslag av grus og sand er også avdekket. Lokalt er det avdekket lommer med bløtere lag under utgraving.

Over fundamentnivået er løsmassene mer sammensatt og består av vekslende leire, silt, sand og grus. Det er også registrert et visst steininnhold i massene. Hovedtendensen er at grunnen ut mot elva har lag med grov masse og steinlag.

Under fundamentnivået er grunnforholdene gjennomgående faste, hovedsakelig leire med lag av sand/grus.

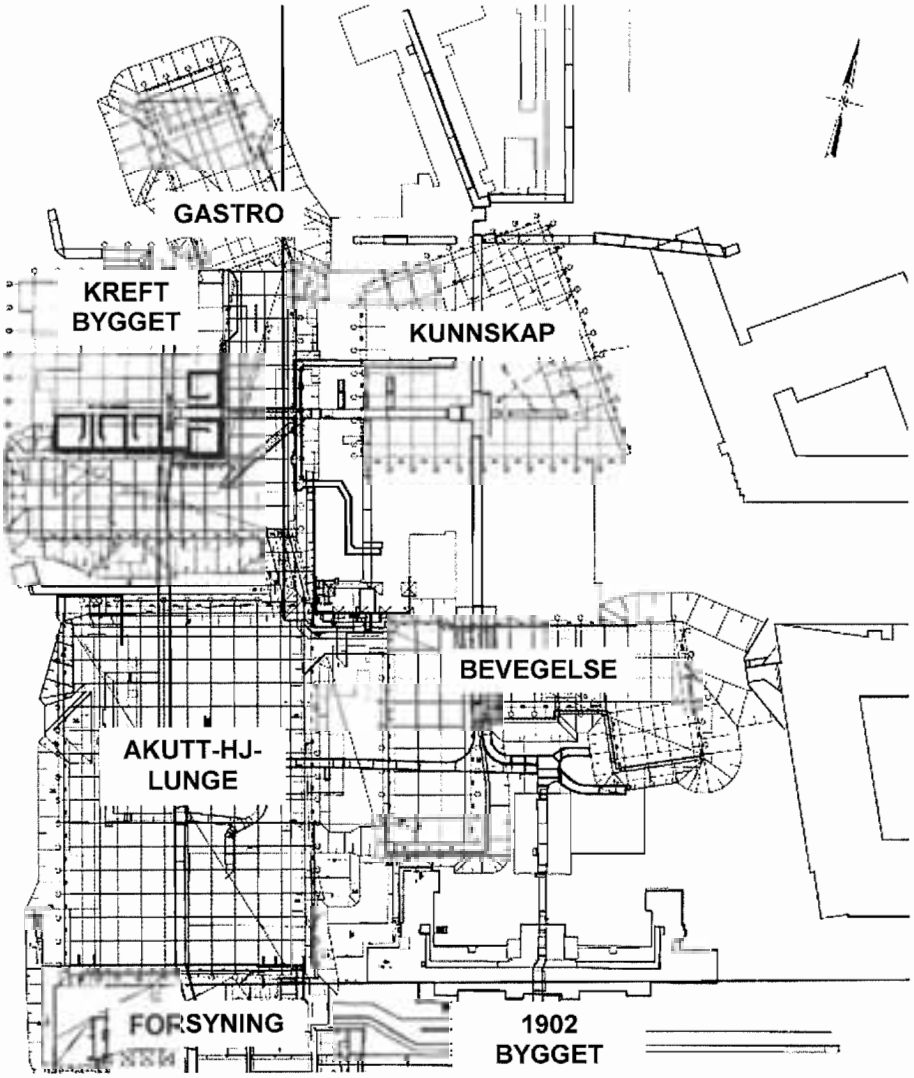
Grunnvannsforholdene på tomta er uoversiktlige, men målinger tyder på at grunnvannstanden ligger på ca kote +5,0 til +6,0. Over dette nivået er det registrert flere hengende grunnvannspeil, helt opp til ca. 2 m under terreng.

BYGGEGROPENE

Generelt

Det har vært et ønske å etablere byggegroper med mest mulig standardiserte løsninger. Fundamentene er derfor ført ned på samme nivå i store områder, enten på banketter og søylefundamenter eller på hel plate. Størstedelen av bygningsmassen fundamenteres på kote +8,9. Lokalt er graveplanet hevet for å redusere undergravingen av fundamenter. På andre deler er planum senket for å gi plass til tekniske installasjoner. Det er mulig å grave til dette nivået med åpen graving, helning 1:1,5. Der det graves brattere enn 1:1,5, kreves tiltak for å stabilisere overflata i graveskråningen.

Avstand fra planlagt ytterkant vegg til fot graveskråning eller oppstøtting er satt til 2,5 m. Denne avstanden er nødvendig for å få plass til sentrisk belastede fundamenter og tilhørende forskalingsarbeider, samt for å lette tilbakefyllingsarbeidene. Denne avstanden kan holdes for alle byggegropene unntatt i enkelte områder, der avstanden til eksisterende bygg/konstruksjoner eller infrastruktur er for liten.



Figur 6: Byggegropene i Byggefase 2, med prinsipp graveskråninger og oppstøtting

Nabobygg
Ivaretagelse av eksisterende bygninger/ konstruksjoner samt transportavvikling i anleggsfasen, har utløst behov for oppstøtting av byggegropene.

Av de eksisterende bygningene som skal bli stående permanent har følgende bygninger hatt størst betydning for utførelsen av nybyggene (se Figur 4 og Figur 6):
- Kreftbygget med stråleterapi
- Administrasjonsbygget (1902-bygget)
- Forsyningssenteret

Øvrige bygninger som skal være i bruk etter at fase 2 er fullført, er lengre fra nybyggene og har dermed hatt mindre betydning når det gjelder oppstøtting av byggegrop. Imidlertid er alle nabobygninger utsatt for rystelser og støy.

I tillegg har eksisterende bygninger som skal være i bruk i deler av byggeperioden (som senere skal rives) også hatt betydning for utførelsen av grave- og fundamenteringsarbeidene.

Omfanget av oppstøtting av byggegrop er vurdert opp mot hvor lenge de enkelte bygningene skal stå, og hvor midlertidige rivesnitt og byggesnitt er plassert. Det har også vært behov for spuntoppstøtting for å sikre ledningsanlegg i området.

Alle nabobygg som berøres av bygge- og anleggsarbeidene er vurdert i forbindelse med prosjektering av byggegropene. Dette gjelder først og fremst med hensyn på støy, støv, rystelser og setninger. For å redusere kostnadene for oppstøtting, er setninger akseptert i større grad for bygninger som skal rives i en senere byggefase.
Dette medfører risiko for mindre skjevheter på golv inntil byggegropa og mindre opprissing i vegger for bygninger i umiddelbar nærhet til byggegropa.

Oppstøtting

I prosjekteringen samt i utførelsen har flere alternative oppstøttingsmetoder vært gjenstand for vurdering. De ulike vurderte alternativene er opplistet nedenfor:

- *Stagforankret spunt (løsmassestag):*
  Spunt etablert ved hydraulisk pressing eller ramming med vibro/fallodd. I prosjekteringsfasen ble det konkludert med at hydraulisk pressing måtte benyttes for hele byggegropa av hensyn til støy og rystelser. Under utførelsen er det i samråd med byggherren og entreprenøren bestemt at all spunt rammes med vibrolodd. På grunn av de delvis faste grunnforholdene er det foreskrevet forgraving med suksessiv tilbakefylling med sand/grus til minimum 1,0 m under planlagt graveplanum på innsiden av spunten der dette er mulig. I enkelte områder(mot Forsyningssenteret) har det vært behov for ramming med hydraulisk fallodd (pelerigg) for å få spunten tilstrekkelig langt ned.
  Pressing av spunt var i byggefase 1 priset ca 100kr/m2 dyrere enn bruk av vibrolodd/fallodd. Det viste seg at pressing av spunt har begrensninger når det påtreffes harde lag eller dersom det er for bløtt i øvre del. Omfanget av harde lag har vært større i bygefase 2. Det er derfor sannsynlig at supplering med virolodd/fallodd hadde vært nødvendig. Det ble i fase 1 ikke gjennomført ekstra tiltak for å løse opp grunnen foran spuntspissen ved høytrykksspyling. Prosjektet har derfor ikke erfaring med effekten av slike tiltak.

- *Jordnagling:*
  Jordnagling med normalt armeringsstål som jordnagler i rutenett 1,5 x 1,5 m.er vurdert som en relativt rimelig oppstøttingsmetode. Det ble prosjektert med noe jordnaglingsoppstøtting av graveskråninger for nordre del av Gastrosenteret og for vestre del av Akutten og hjerte-lunge senteret. På overflata i skråningen med helning 2:1 benyttes fiberduk og jordarmeringsnett for å holde jord på plass mellom naglene. Lengden av naglene vil være omtrent tilsvarende med oppstøttingshøyden. Prosjekterte jordnaglingsløsninger kom ikke til utførelse.

- *Bjelkestengsel:*
  Etablert ved å presse eller ramme ned stålprofiler med senteravstand 1-2 m. Under graving legges inn stengsel mellom stålprofilene. Metoden kan gi relativt store deformasjoner og er best egnet for mindre arbeider da den er relativt arbeidskrevende. Bjelkestengsel er benyttet ved avslutning av spuntvegg inn mot eksisterende konstruksjoner, samt for oppstøtting av midlertidige konstruksjoner (kulvert), også i kombinasjon med løsmassestag.

- *Jetinjisering:*
  Metoden utføres ved boring og injisering i oppstøttingslinja. Sementmørtel injiseres under trykk slik at pilarer med diameter 1-2 m etableres. Ved å bore inntil eksisterende bygninger kan refundamentering oppnås. Veggen av pilarer avstives eventuelt med stag for opptak av horisontalkrefter. Metoden er relativt kostbar i bruk. Jetinjisering ble brukt som oppstøtting og refundamentering mot eksisterende strålebunkere i byggegropa for Gastrosenteret. Se eget avsnitt.

- *Jordarmerte fyllinger:*
  På grunn av plassmangel (behov for riggområde) er deler av anleggsveg mellom Nidelva og byggegropa for Akutten og hjerte-lunge-senteret etablert på jordarmert fylling. Den jordarmerte konstruksjonen ble etablert seksjonsvis på grunn av meget bratte graveskråninger.

- *Borede pilarvegger (sekantpeler)*
  Borede pilarvegger (sekantpeler) har vært vurdert som oppstøtting og delvis også som permanent del av vegg i U2/U1. Det ble hentet inn priser på etablering av sekantpelvegg ihht. forespørselsgrunnlag utarbeidet av RIG for oppstøtting av strålebunkere ved Kreftbygget. Denne løsningen ble forkastet på grunn av høye kostnader.

- *Grunnfrysing :*
  Grunnfrysing vurdert som alternativ. Etter tining av veggen kan det oppstå store setninger på konstruksjoner inntil grunnfrysingen. Metoden egner seg bedre ved store utgravinger der påvirkningen på omgivelsene har mindre betydning. Metoden er ikke benyttet i prosjektet.

KOMMUNIKASJONEN MED ST. OLAVS HOSPITAL – EN SUKSESSFAKTOR

Rystelser, støy og støv

Tilpasning av anleggsarbeidet mot driften av St. Olavs hospital, og reduksjon av ulemper har vært et fokusområde for byggherre, rådgiver og NCC under planleggingen og i gjennomføringen av prosjektet. Sykehuset har mange ulike funsksjoner som kan bli påvirket av anleggsaktiviteten på forskjellig vis, over 7.000 ansatte og nesten like mange meninger. Det å drive en byggeplass innenfor rammene til dette komplekse "samfunnet" stiller store krav til entreprenøren.
Det er gjort en god del forarbeid med innhenting av toleranser for rystelser, krav til støy osv i planleggingsfasen. Mange av kravene som stilles (f. eks fra utstyrsleverandører) viser seg å være meget vanskelig/umulig å overholde med anleggsaktivitet rett på utsiden av veggen, det samme gjelder også delvis for støy. Dette ikke minst på grunn av at det ble valgt å benytte vibrolodd for ramming av spunt for byggegropene i byggefase 2.

Med dette som utgangspunkt har NCC gått inn i oppgaven med et ønske om fleksibilitet for å få fram omforente praktiske løsninger på utfordringene omkring rystelser og støy. Kommunikasjonen med St. Olavs hospital (sykehuset) har vist seg å være en av nøkkelfaktorene for å oppnå felles forståelse for de utfordringene som må løses. I følge NCC's HMS ansvarlig, Per Kvarv, har St. Olavs hospital bidratt i stor grad til å finne løsninger som har fungert godt både for sykehuset og for NCC. NCC ønsker derfor å gi sykehuset honnør for godt samarbeid i anleggsarbeidet.

NCC's HMS ansvarlig har i hele anleggsperioden vært i daglig kontakt med berørte avdelinger på sykehuset for utveksling av informasjon og erfaringer.
Han har i tillegg sørget for å være tilgjengelig på telefon ved eventuelle spørsmål. Dette har vist seg å være en meget effektiv metode for å få nødvendig informasjon ut til berørte parter. Dersom informasjonen hadde vært gitt kun pr- e-post eller som rundskriv, er det ikke sikkert at alle de som hadde behov for informasjonen hadde fått den. Toveisdialogen med berørte parter er i følge NCC også en av suksessfaktorene, i det de involverte utvikler et eierskap til prosessen og utfordringene løses i fellesskap.

Eksempler på løsninger

I det etterfølgende er det gitt to eksempler på hvordan potensielt vanskelig løsbare konflikter mellom anleggsarbeidet og sykehusdriften er løst gjennom kommunikasjon og samarbeid med St. Olavs hospital.

- For å få etablert byggegropa for Bevegelsessenteret må det rammes spunt helt inntil ytterveggen utenfor en av CT- laboratoriene til sykehuset. Dette laboratoriet er i drift store deler av døgnet med en pasient hver halve time. Rystelsene fra spuntrammingen gjorde det imidlertid umulig å ta bilder med CT-apparatet. Løsningen på problemet ble foreslått av St. Olavs hospital i nær dialog med NCC.
  Den kritiske aktiviteten, selve bildetagningen, tar bare om lag 75 sekunder. Derfor ble det avtalt at alle forberedelser til bildetagning skulle gjøres klart før personalet ved laben ringte til spuntbas som hadde telefonen i øret hele tiden. Ved oppringning stoppet basen rammingen umiddelbart og bilde kunne tas. Etter at bildene var tatt ringte så labpersonalet og ga beskjed om at alt var klart og rammingen kunne gjenopptas. Hele prosedyren tok om lag 2 minutter. I følge NCC innebar disse små oppholdene nesten ikke heft for spuntarbeidet på fordi arbeidet var planlagt på en slik måte at spuntlaget kunne gjøre andre nødvendige oppgaver i denne tiden.

- Under ramming av spunt ble det i en kort periode registrert rystelser som påvirket utstyret på øyeoperasjonsavdelingen. Personalet ved avdelingen ringte til NCC's HMS-ansvarlige, som de hadde hatt kontakt med og utvekslet informasjon med på forhånd, og ba om at spuntingen måtte opphøre. Etter at operasjonen var avsluttet , fortsatte rammingen. Rystelsene på øyeoperasjonsavdelingen ble vesentlig svakere i løpet av et par arbeidsdager og til sammen ble det i følge NCC stopp i rammingen i ca. 4 timer på grunn av dette. På grunn av at både NCC og de ansatte ved øyeoperasjon var klar over mulige problemer, løste dette problemet seg uten konflikt eller store konsekvenser.

Det hører med til eksemplene at HMS-ansvarlig stilte med bløtkake til de ansatte ved avdelingen når spuntrammingen var ferdig.

Det foregående representerer to eksempler på hvordan denne typen problematikk er håndtert i dette prosjektet. Byggherren og NCC har sørget for å være tilstede og å ta disse utfordringene på alvor. Gjennom god kommunikasjon, personlig oppfølging og fleksibilitet fra begge parter har man lyktes i å finne praktiske løsninger på problemer som i utgangspunktet kan være relativt vanskelig å håndtere. Her er det mye lærdom å ta med seg videre.

NOEN GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER – OG LØSNINGER

Setninger
Dype utgravinger tett inntil nabobygg gir setninger av varierende størrelse på nabobyggene. I byggefase 2 skal som tidligere nevt ca 80% av eksisterende bygningsmasse rives før ferdigstilling av utbyggingen. I tillegg skal bygg som skal bevares i stor grad rehabiliteres. Med det ovenstående som utgangspunkt er det lagt til grunn to styrende grenseverdier for akseptable setninger på nabobygg:

- Bygg som skal bestå etter ferdigstilling av fase 2 samt for høyblokka : 2 cm
- Øvrige bygg (bygg som skal rives): 5 cm

Disse "akseptkriteriene" er lagt til grunn ved design av oppstøttingsløsninger og de er kommunisert inn i prosjektorgansiasjonen (RI + Byggherre + Entreprenør).
Det er som kjent differansesetninger over et bygg som har potensiale til å gi størst skade, slik at det også er vurdert akseptable størrelser for differansesetninger for byggene. Dette er gjort i samarbeid med RIB.

For å overvåke setningene på nabobyggene i anleggsfasen er det installert setningsbolter i antatt kritiske punkter. Installasjon av setningsbolter og setningsmålinger følger et forhåndsdefinert program utarbeidet av RIG.
Kort fortalt er måleprogrammet som følger:

- Gastrosenteret: 21 punkter
- Akutten og hjerte-lunge-senteret: 14 punkter
- Bevegelse: 15 punkter. Mange av punktene er de samme som for Akutten H&L.

Ukentlige målinger på alle kritiske punkter.
Ved spesielt kritiske aktiviteter måles daglig på aktuelle punkter.

Setningsmålinger/resultater:
På bygg med særskilt fokus på setninger er det pr.uke 40/06 målt setninger som følger:

- Kreftbyggets nordøstre hjørne: Inntil 6 mm setning
- Strålebunkere: 8 - 11 mm setning (på 3 punkter)
- Høyblokka: 1 – 3 mm setning (på 3 punkter) (ikke ferdig utgravd)
- 1902-bygget: 13 –14 mm på hjørnene mot byggegropa

Håndtering av strenge setningskrav – involvering av brukerne av bygget - eksempel
For enkelte av byggene gir utstyret som er installert i byggene strengere krav til setninger og differansesetninger (planhet av golv) enn det som er praktisk mulig å oppnå ved slike utgravinger.
Et eksempel på dette er den utførte refundamenteringen for strålebunkerne ved Kreftbygget. Se også eget avsnitt vedr. refundamenteringen.
Det er totalt fem strålebunkere med apparatur for strålebehandling av kreftpasienter. Disse stråleriggene er store og tunge og har et krav til nøyaktighet på treffpunkt for strålingen tilsvarende en kule med diameter 1 mm. Kalibrering og justering av utstyret er en tidkrevende prosess.
Ytterveggen på Gastrosenteret kommer på det nærmeste ca. 80 cm fra ytterveggen på disse strålebunkerne og underkanten av bunkerne ligger ca. 4 m over graveplanum for Gastrosenteret. Den valgte løsningen med refundamentering av bunkerne på jetpeler gav beregningsmessig et minimum av setninger på bunkerne (i størrelsesorden 0,5cm ihht. Bilfinger Berger som både prosjekterte og sto for utførelsen av løsningen). Multiconsults vurdering var at det fortsatt måtte tas høyde for setninger opp mot de satte generelle styringsverdiene, det vil si 2 cm setning på bunkerne.

Helsebygg Midt-Norges HMS-avdeling tok iniativ til en ROS –gjennomgang av refundamenteringsarbeidene med identifisering av problemstillinger omkring setninger og mulige løsninger som hovedtema.
Deltagere på denne gjennomgangen var, foruten byggherren, representanter fra brukerne av strålebunkerne (teknikere og leger), NCC, RIG (Multiconsult).
Dette arbeidet førte fram til et notat som beskrev problemstillinger og handlinger ut i fra "hva skjer dersom" spørsmål.
Kort fortalt ble det enighet om at det skulle måles setninger både på utsiden (i regi av NCC) og på innsiden (i regi av St. Olavs hospital) av strålebunkerne.
Dersom det oppsto setninger som overskred grenseverdiene satt av brukerne av utstyret (teknikerne), skulle dette varsles ihht. en omforent plan. Videre ble serviceteknikere som holder til i Oslo informert om at de måtte være forberedt på å komme til Trondheim på meget kort varsel dersom det viste seg at utstyret måtte kontrolleres og rekalibreres.
Det ble også utarbeidet en plan for løsninger med bruk av de andre bunkerne til behandling på nattestid dersom det skulle bli behov for dette i påvente av f.eks rekalibrering.

Setningsmålinger på strålebunkerne viser 8-11 mm setning langs ytterveggene mot byggegropa pr. uke 40/06. Disse setningene er antatt i stor grad å skyldes kontaktproblemer mellom underkant bunker og topp jetpel. Det er ikke rapportert om nevneverdige problemer med bruken av strålebehandlingsenhetene i bunkerene i denne perioden.

Dette eksempelet viser at det gjennom samarbeid mellom sykehuset, byggherre og entreprenør ble identifisert mulige problemstillinger og etablert en omforent tiltaksplan. Dette arbeidet har gjort at prosjektet sammen med sykehuset vil være i stand til å håndtere eventuelle problemer på en forsvarlig og på forhånd avtalt måte. Slik er det lagt til rette for at både sykehuset og byggherre/entreprenør skal ta de riktige avgjørelsene i tide dersom det skulle oppstå uforutsette hendelser. Viktige stikkord, også i denne sammenhengen, er informasjon (begge veier), åpenhet, fleksibilitet og kommunikasjon underveis.

Oppfølging i byggegrop fra RIG
Det er av avgjørende betydning for framdriften i gropa at det er tett samarbeid mellom RIG og utførende entreprenør. Dette gjelder spesielt i denne typen prosjekter der løsningene og behovene kan endres flere ganger underveis i utførelsen. Videre vil det ofte dukke opp overraskelser og utfordringer under utførelsen ved slike dype utgravinger. Når utgravingene i tillegg foregår inntil sykehusbygg i full drift, er det avgjørende at de rette beslutningene kan tas i byggegropa og at kommunikasjonen med entreprenøren er god. Oppfølgingsarbeidet og samarbeidet i utførelsesfasen er derfor kanskje en av de viktigste funksjonene for RIG i dette prosjektet – ikke minst i lys av at partene er kontraktfestet pliktig til å samarbeide for å finne løsninger.

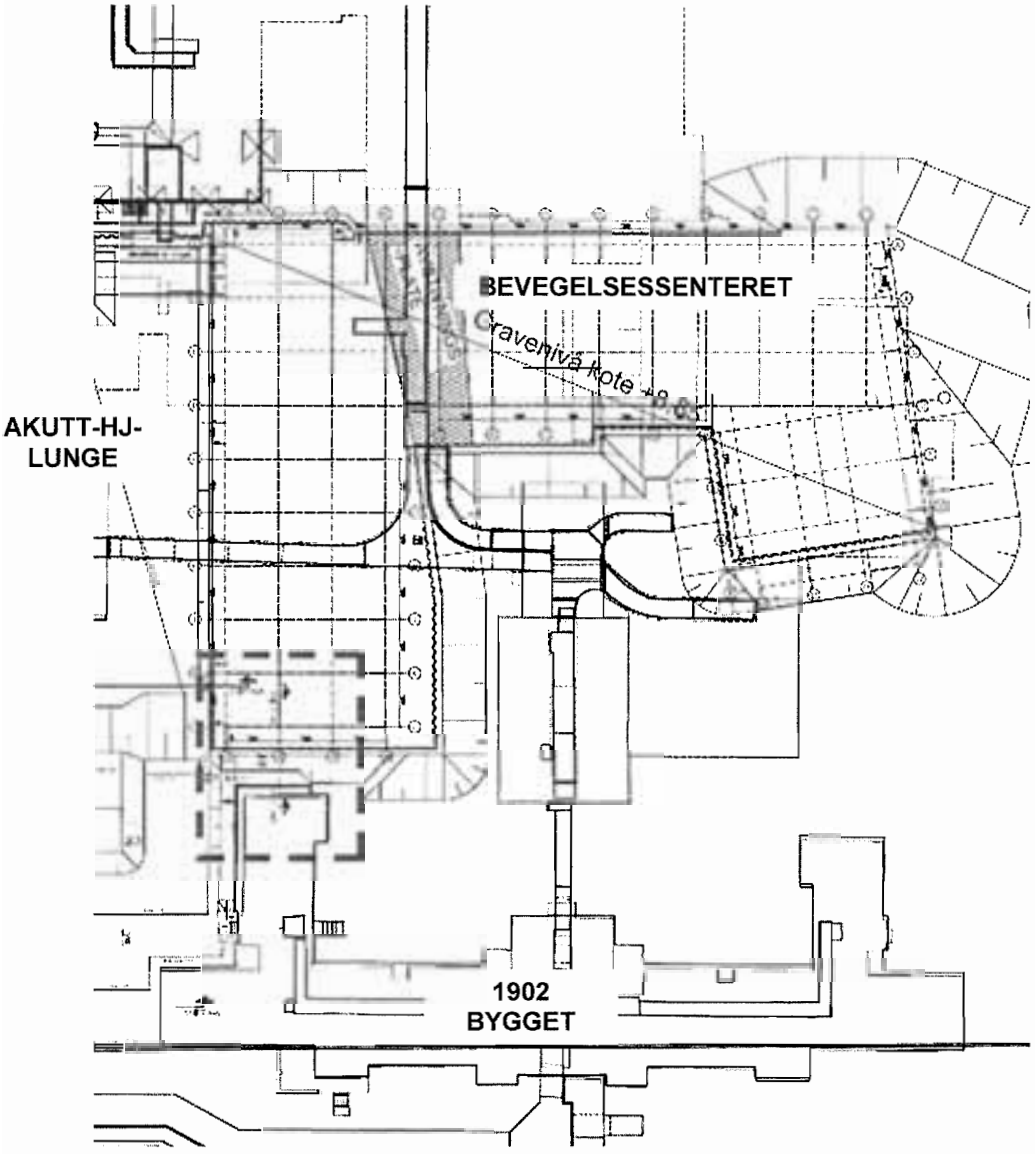
Midlertidige konstruksjoner
Et stort antall av eksisterende konstruksjoner og bygg på området skal rives før ferdigstilling av sykehuset. Mange av disse har funksjoner som skal ivaretas midlertidig i byggefasen inntil nye funksjoner er etablert i nybyggene. Dette har ført til behov for noen rimelige løsninger for sikring og oppstøtting i anleggsfasen. Mange av disse utfordringene har blitt løst i byggegropa med RIG og entreprenør i samarbeid. Åpenhet og lav terskel for å foreslå løsninger er to viktige nøkkelord. Eksempler er kulvertoppstøttinger, oppstøtting av lysgrav og anleggsveger på jordarmert fylling.

Stagforankring(løsmassestag)
I prosjekteringsfasen ble expander-body (EB) stag vurdert som et godt alternativ, da det forelå gode erfaringer med denne typen stag fra byggefase 1. Disse stagene krever relativt stor massefortrengning og det kan være en utfordring når størsteparten av stagene går inn under eksisterende bygg. Dette, sammen framdrifts- og kostnadshensyn førte til at det i samråd med entreprenøren ble valgt å benytte borede, injiserte løsmassestag av typen MAI og Ischebeck. Totalt ca. 800 stag skal etableres. Erfaringen så langt er at så å si alle installerte stag holder foreskrevet prøvelast.

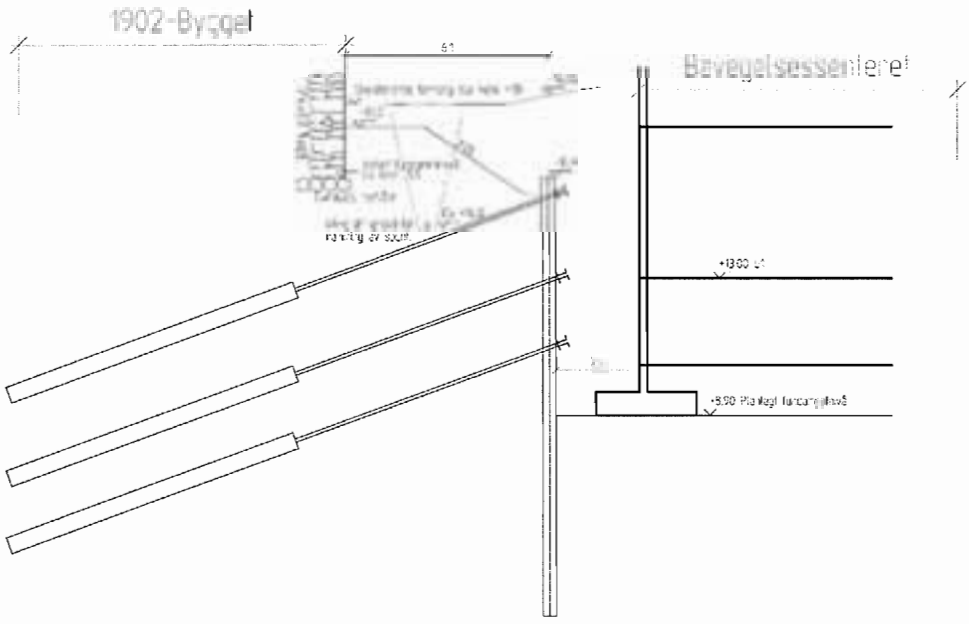
VALGTE LØSNINGER I PROSJEKTET - EKSEMPLER:

1902 – bygget – administrasjonsbygget

Som navnet tilsier er bygget fra år 1902. Teglsteinsbygget er verneverdig og har grunnmur av stablet stein (uten mørtel). Byggegropa for det planlagte Bevegelsessenteret ligger om lag 6m fra nærmeste yttervegg. Bunnen av byggegropa ligger over 6,5m under fundamentnivået på 1902-bygget, og ca. 9m under dagens terreng. For oppstøtting av bygget er det valgt å bruke stagforankret spunt med 3 stagnivåer.



Figur 7: Planutsnitt for Bevegelsessenteret med 1902-bygget med kritisk område



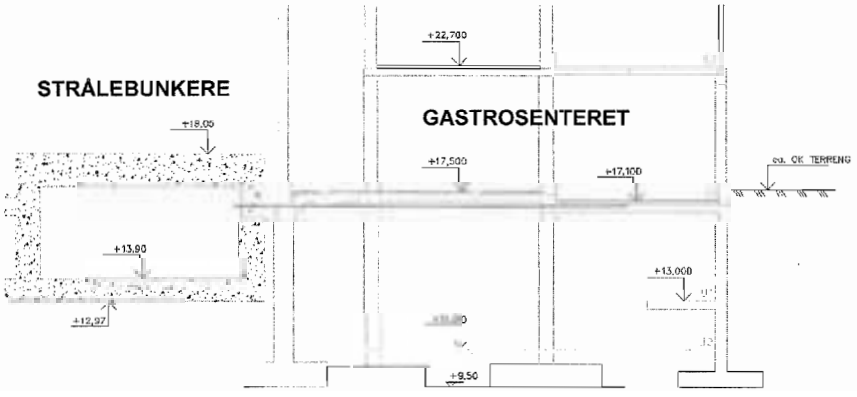
Figur 8: Prinsippsnitt spuntoppstøtting mot 1902-bygget

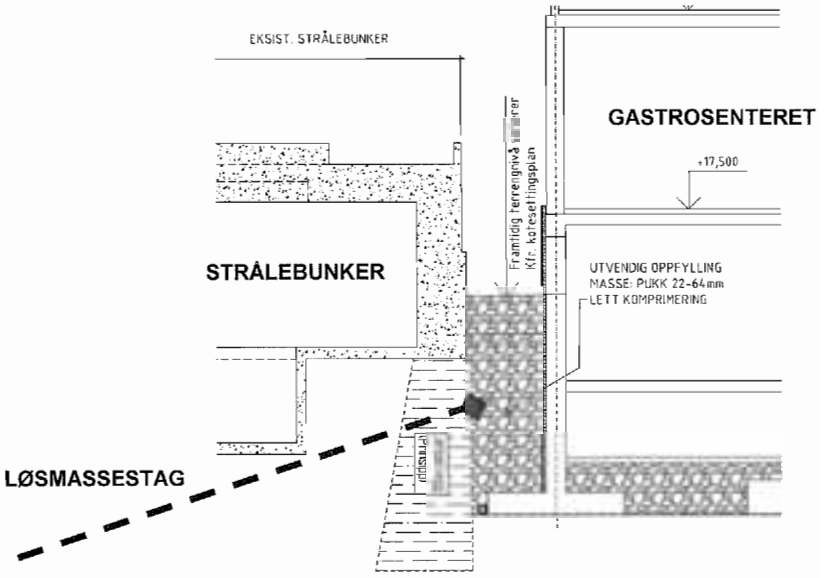
Spuntoppstøtting mot 1902 bygget – erfaringer så langt

Kontinuerlige rystelsesmålinger under ramming av spunt ga en viss mulighet til å styre spuntarbeidet. Setninger på bygget har oppstått trinnvis i takt med utgraving for stagnivåene. Pr. uke 40/06 er det registrert 13-14mm setning på bygget, setningene har ikke utviklet seg videre utgraving til endelig planum. Setningene har medført noe oppsprekking i fasaden. Før ramming av spunt ble det lagt ned en VA-ledning utenfor bygget (se Figur 8). Dette kan ha bidratt til noe av det totale setningsbildet. Bygget skal rehabiliteres etter tilbakefylling mot yttervegg i Bevegelsessenteret.

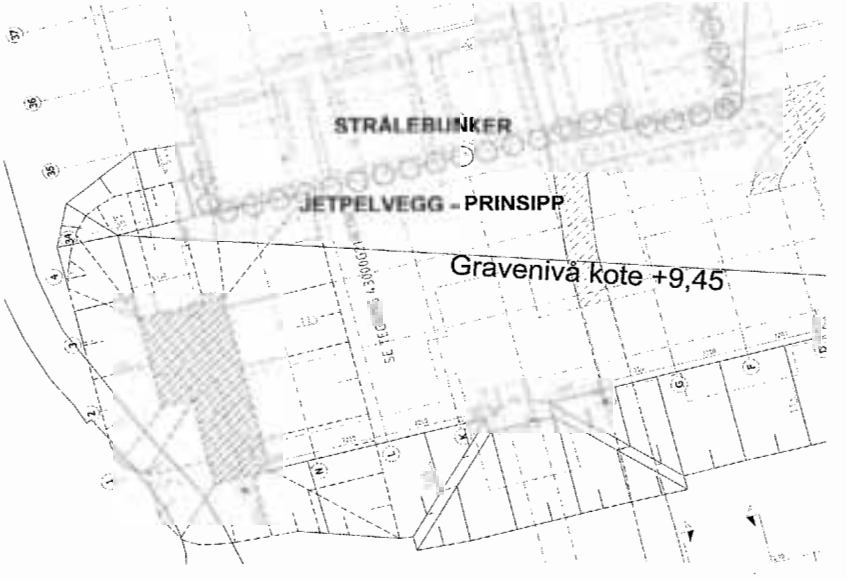
Strålebunkere/stråleterapi - refundamentering

Eksisterende strålebunkere ved Kreftbygget ble refundamentert ved jetinjisering. Løsningen ble valgt på grunn av store laster som må overføres fra de tunge bunkerne og ned under graveplanum. Løsningen er prosjektert og utført av Bilfinger Berger. Verifisering/kontroll av løsningen ble utført av Multiconsult. De etterfølgende figurene viser problemstillingen og løsningen i prinsipp.





JETPELVEGG - PRINSIPP



Refundamentering av strålebunkere – omfang

Lengde refundamenter strekning langs yttervegg:	ca 90m.
Pelediameter (satt som doble peler med overlapp)	ca. 1,3m
Gjennomsnittlig høyde på jetpeler:	ca 5m
Areal jetpeler (i oppriss):	ca. 450m^2
Totalkostnad:	ca. 9 mill (ca. 20.000 pr. m^2 vegg)

HENVISNINGER/KILDER

- www.helsebygg-midt.no
- HMS-leder for NCC Construction AS i prosjektet, Per Kvarv

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

MINNESUND BRU - PRØVEBELASTNING AV STÅLRØRSPEL 13 ÅR ETTER INSTALLASJON

Minnesund Bridge - Load Testing of a Steel Pipe Pile 13 Years After Installation

Siv.ing. Trond Føyn, Norconsult AS
Siv.ing. Johanna L. Rongved, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Minnesund bru fører E6 over utløpet av Mjøsa. Eksisterende bru er 532 meter lang og har to kjørefelt. Den ble åpnet for trafikk i 1993.

I forbindelse med at det skal etableres 4-felts motorvei fra Gardermoen til Moelv er det ønskelig å finne ut om de eksisterende fundamentene har kapasitet til å tåle en utvidelse av brua til fire felt. For å undersøke dette ble det i september 2005 foretatt prøvebelastning av en prøvepel som ble rammet i 1992. Denne pelen ble prøvebelastet i 1992, og ga da mye lavere bæreevne enn forventet, noe som resulterte i en endring av fundamenteringsprinsippet for brua. Prøvebelastningen utført i 2005 viste at bæreevnen hadde økt betydelig, men det ble konkludert med at ca. halvparten av registrert karakteristisk bæreevne skyldtes høy spissmotstand pga. et svært fast lag ved pelespiss. Denne artikkelen beskriver de to prøvebelastningene, med særlig vekt på 2005-forsøket, og gir en kort tolkning av dette forsøket.

SUMMARY

Minnesund bridge takes E6 over the outlet of the lake Mjøsa. The existing bridge is a two-lane bridge, with a length of 532 meters. The bridge was opened for traffic in 1993.

In connection with the planned establishing of a four-lane motorway from Gardermoen to Moelv, it was of interest to check whether the existing foundations have the capacity to carry the increased loads resulting from the expansion to a four-lane bridge. To explore this it was decided to perform a load test on a test pile installed in 1992. The test pile was first load tested in 1992, giving a much lower bearing capacity than expected, and thus resulting in a change in the foundation principle of the bridge. The second load test was performed in September 2005, and showed significantly increased capacity. It was, however, concluded that about half the registered bearing capacity was due to a high end bearing owing to a very firm layer at the pile toe. This article describes the two load tests, with special emphasis on the 2005 test. An interpretation of this latest load test is also given.

1 INNLEDNING

Minnesund bru fører E6 over utløpet av Mjøsa, og ble åpnet for trafikk i 1993. Eksisterende bru har to kjørefelt og en lengde på 532 meter. Bruas søyler er fundamentert etter samvirkeprinsippet, dvs. et samvirke mellom fundamentsålene og pelene.

I forbindelse med at det skal etableres 4-felts motorveg fra Gardermoen til Moelv, har Norconsult i oppdrag fra Statens vegvesen, Region øst, utført et forprosjekt for utvidelse av Minnesund bru fra to til fire kjørefelt. Det er primært ønskelig å utvide brua uten å gjøre noe med fundamentene.

Under pelearbeidene i 1992 ble det rammet en prøvepel midt i akse 2 på sørsiden av brua. Prøvebelastningen av pelen ga bare ca. 50 % av forventet bæreevne, og fundamenteringsprinsippet ble derfor endret fra ren pelefundamentering til en samevirkefundamentering mellom peler og fundament.

I 2005 ble det utført en ny prøvebelastning av prøvepelen. Hensikten med prøvebelastningen var å prøve å finne bæreevnen, med henblikk på å la eksisterende peler ta de økte lastene fra den utvidete brua. Denne artikkelen gir en kort beskrivelse av prøvebelastningen i 2005 og resultatene fra denne.

2 PRØVEPEL

2.1 Installasjon

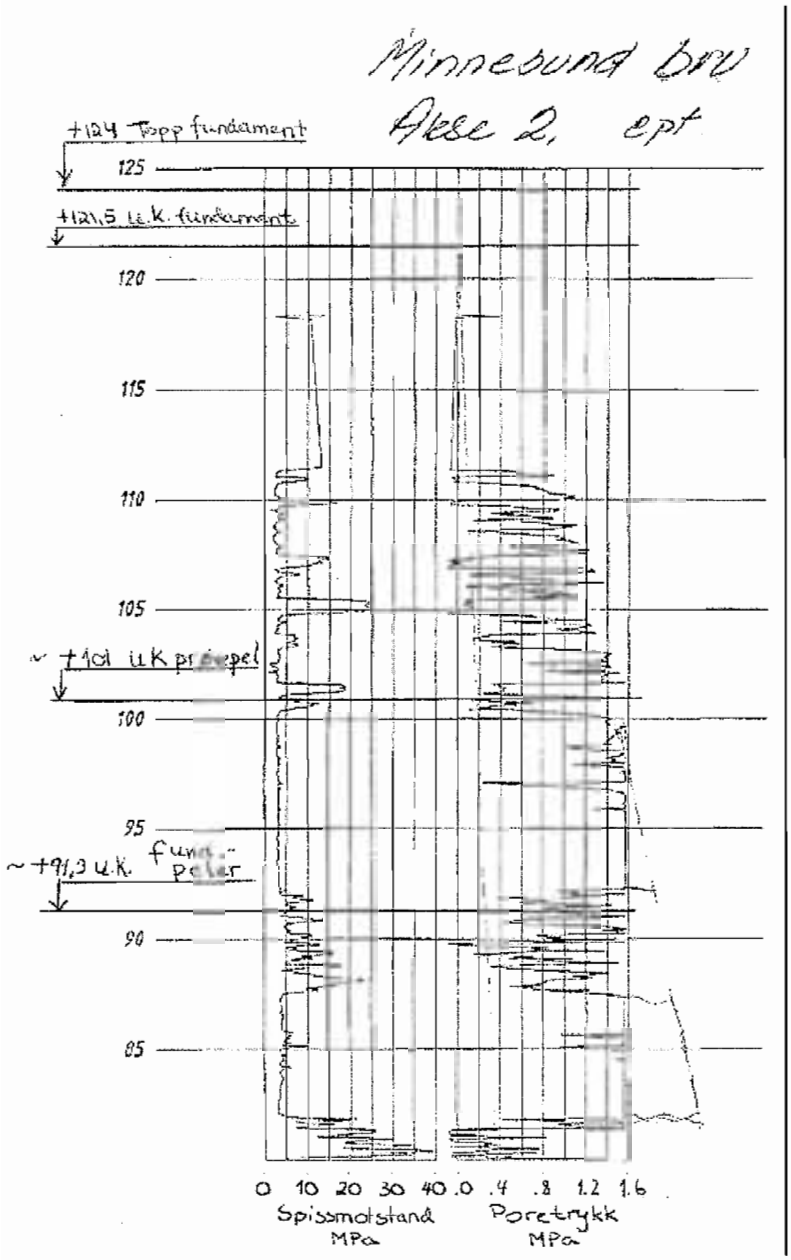
Prøvepelen ble installert i 1992, midt i akse 2 på sørsiden av brua. Høsten 1991 ble det lagt ut store, permanente fyllinger på begge sider av Mjøsa. I akse 2 ble terrenget fylt opp nesten fem meter, fra ca. kote 120,3 til kote 125. For å lette pelerammingen i aksen ble deretter steinfyllingen i fundamentområdet gravd opp og erstattet med sand.

Prøvepelen ble rammet 14. februar 1992, som nr. 5 av 9 peler i aksen. Pelen er en åpen stålrørspel, med diameter 916 mm og godstykkelse 16 mm. Pelen ble rammet vertikalt, med en installert lengde på ca. 23 meter. Etter ramming ble pelen støpt ut til ca. 20 meters dybde, noe som etterlot en ca. 3 meter lang "jordpropp" nederst i pelen. Før utstøping ble pelen instrumentert med strekklapper i 1, 5, 10 og 15 meters dybde fra topp pel. Strekklappene i 10 meters dybde ble ødelagt før prøvebelastningen og ga derfor ingen resultater.

Prøvepelen inngår ikke i fundamenteringen, og den ble etter prøvebelastningen kappet omtrent i nivå med underkant fundament.

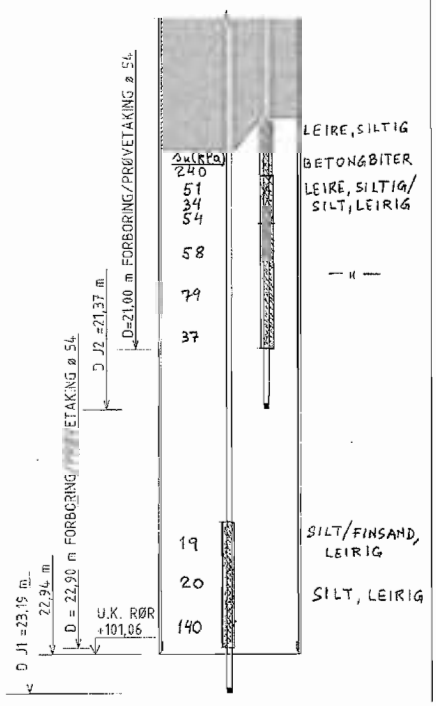
2.2 Grunnforhold

Rapporten over grunnforholdene fra 1991 (ref. 1) viser at grunnen består av en morene som er avsatt i sjø, og som er betegnet sandmorene. Det antas at sandterrassene er lagt opp til havnivå, og at de senere er blitt erodert ned. Det er grunn til å tro at grunnen har en forbelastning på minst 300 kPa.



Figur 1: CPTU utført i akse 2

Figur 1 viser en CPTU utført i 1992. Denne er ikke med i referanse 1. CPTUen er utført i akse 2, og viser svært lagdelte masser. Figur 1 viser at det ikke er gjort noen registreringer over ca. kote 112. Det antas at det har blitt forboret gjennom grove masser. Basert på referanse 1 er det antatt at opprinnelig grunn i akse 2 består hovedsakelig av friksjonsmasser de øverste 10 meterne. Lenger ned viser Figur 1 at grunnen er mer lagdelt, med lag av leire og silt.



Ved forberedelse til prøvebelastningen i 2005 ble det boret ned gjennom pelen for installasjon av ekstensometre og jordtrykksmålere. I den forbindelse ble det tatt opp prøver med 54 mm diameter fra jordproppen i bunnen av pelen. Prøvene viste at massene består av leire og silt, med noe finsand. Målt udrenert skjærstyrke fra prøvene varierer betydelig. I prøven tatt fra toppen av jordproppen ble det målt en skjærstyrke på 240 kPa, mens det lenger ned ble målt skjærstyrke helt ned i 19 kPa. Det antas at massene øverst i proppen er påvirket av betongen over, og at resultatene fra den øverste prøven derfor ikke er pålitelige.

Prøvetakingen og laboratorieundersøkelsene ble utført av Norges Geotekniske Institutt (NGI). Figur 2 viser et utdrag av resultatene fra disse undersøkelsene.

Figur 2: Prøvetaking i nedre del av pel

3 PRØVEBELASTNING 1992

Prøvebelastningen ble i 1996 beskrevet av Vegdirektoratet som innlegg til et pelekurs (ref. 2).

Opplegget for prøvebelastningen ble gitt av Veglaboratoriet. Lasten ble påført med to hydrauliske jekker, leid inn av Det Norske Veritas (DNV). Det ble brukt to Hottinger lastceller for å ha kontroll med påført last. Vertikalbevegelsen av prøvepelen ble målt med to måleur, med avlesningsnøyaktighet 0,1 mm. Vertikalbevegelsen av prøvepelen ble i tillegg kontrollert ved nivellement. Også evt. heving av forankringspelene ble kontrollert ved nivellement.

Av hensyn til fremdriften for bruarbeidene var det et ønske fra Statens vegvesen, Akershus at prøvebelastningen skulle utføres 10. mars 1992. Dette var bare 25 dager etter ramming av pelen. I forkant av prøvebelastningen var karakteristisk bæreevne for prøvepelen (Q_k) beregnet til 4300 kN, basert på Peleveiledningen. Beregningsmessig friksjon etter Peleveiledningen var $Q_f = 2050$ kN. Maksimal last som ble oppnådd under prøvebelastningen var 2260 kN, ved en deformasjon på 42 mm. Karakteristisk bæreevne ble vurdert til $Q_k = 1700$ kN.

4 PRØVEBELASTNING 2005

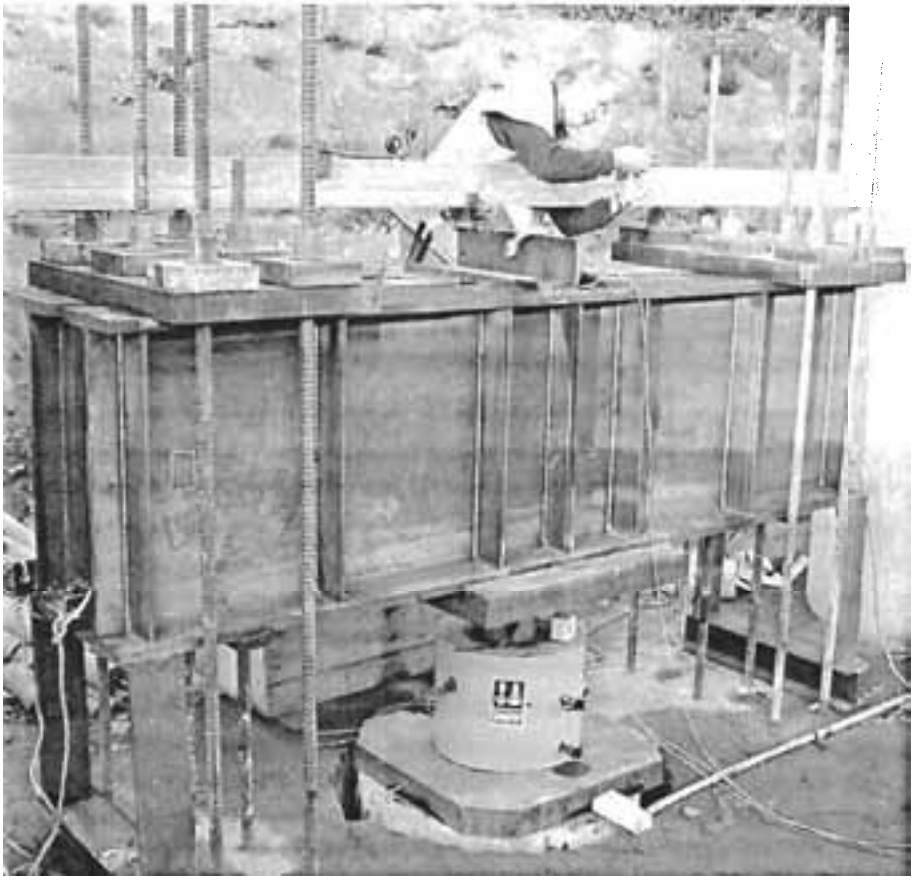
4.1 Løsgjøring av pelen

Etter prøvebelastningen i 1992 ble prøvepelen kappet omtrent i nivå med underkant fundament. For å løsgjøre prøvepelen ble pelens senter fastlagt ut fra koordinater, og det ble deretter boret en krans med hull rundt pelen gjennom fundamentet. Boringen ble gjort med kjerneboringsutstyr. Det ble boret til ca. 20 cm under underkant fundament. Figur 3 viser fundamentet i akse 2 etter løsgjøring av prøvepelen.

Figur 3: Fundamentet i akse 2 med løsgjort pel

Det ble brukt slamsugerutstyr til å ta opp borkaks og andre masser fra hullkransen og området ved underkant fundament. Dette ble gjort for at den delen av fundamentet som stikker ut over pelen ikke skulle være i kontakt med grunnen, og dermed gi motstand under nedpressingen.

4.2 Forankring av prøverigg



Figur 4: Prøverigg

Figur 4 viser prøveriggen. Målebjelken av tre er festet til bruas søyler. Over pelen er det sveist et system av stålbjelker for overføring av kraft mellom jekken og forankringen. Forankring ble etablert ved hjelp av 12 stålstag som ble gyst fast i borede hull i fundamentet.

4.3 Instrumentering og lastpåføring

Pelen ble intrumentert med fire ekstensometre, E1 - E4, og to jordtrykksmålere, J1 og J2. Både ekstensometrene og jordtrykksmålerne ble montert av NGI. Det ble brukt kjerneboringsutstyr for å bore gjennom betongen i pelen, og instrumentene ble installert i disse hullene.

Ekstensometrene ble installert i følgende dybder under topp fundament: 3,08 m, 6,38 m, 8,88 m og 13,88 m. Fundamentet er 2,5 meter tykt, og overkant fundament ligger på kote + 124,0.

Jordtrykksmålerne ble ført ned gjennom hullene boret i betongen, og ble ved hjelp av en grunnboringsrigg presset ned i jordproppen i bunnen av pelen. Måler J2 ble montert ca. midt

mellom underkant betong og underkant pelerør. Måler J1 skulle vært montert i nivå med underkant pelerør, men ble satt noe dypere enn planlagt og endte opp ca. 25 cm under underkant pelerør.

Til påføring av last ble det benyttet en hydraulisk jekk fra DNV med kapasitet ca. 7000-8000 kN. Jekkens sylinder hadde en slaglengde på 100 mm. Over jekken var det en lastcelle for registrering av last, og over denne et sfærisk lager som sørget for at lasten ble overført sentrisk til pelen.

Deformasjonen til pelen ble målt ved hjelp av to måleur med avlesningsnøyaktighet 1/100 mm. Det var ett måleur på hver side av pelen for å få to uavhengige målinger.

Høyden på fundamentet ble kontrollert ved nivellement. Høyden på målebjelken ble også nivellert. I tillegg ble vannstanden i Mjøsa, samt vannstanden i spalten mellom frigjort pel og fundament, nivellert.

4.4 Utførelse

Prøvebelastningen ble utført 19. september 2005.

Forsøket ble delt opp i fem faser; fase A - E. Avlastning til null last markerer avslutningen av hver fase. For fase A ble det valgt å avlaste etter 3600 kN, mens avlastningen for de øvrige fasene ble bestemt av maksimal slaglengde for jekkens stempel.

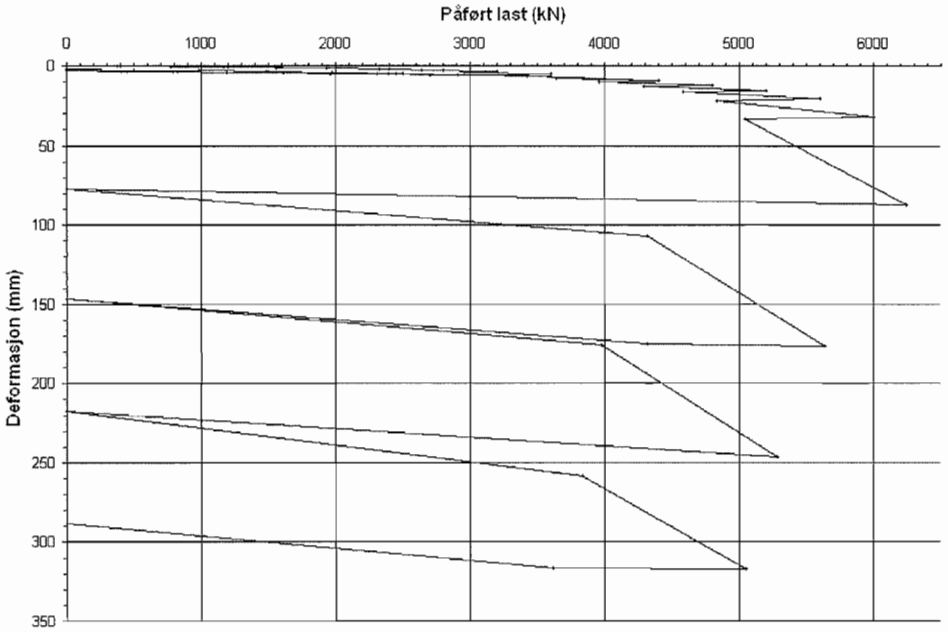
Ved hvert lasttrinn ble måleurene avlest umiddelbart, mens jordtrykksmålerne og ekstensometrene ble avlest etter ulike tidsintervaller (generelt etter 1, 3, 5, 10 og 15 minutter for pålastningen og 1, 3 og 5 minutter for avlastningen).

Full last ble ikke opprettholdt på de ulike lasttrinnene, så under avlesning av måleinstrumentene vil lasten ha sunket noe.

Maksimal last som ble oppnådd under forsøket var 6240 kN.

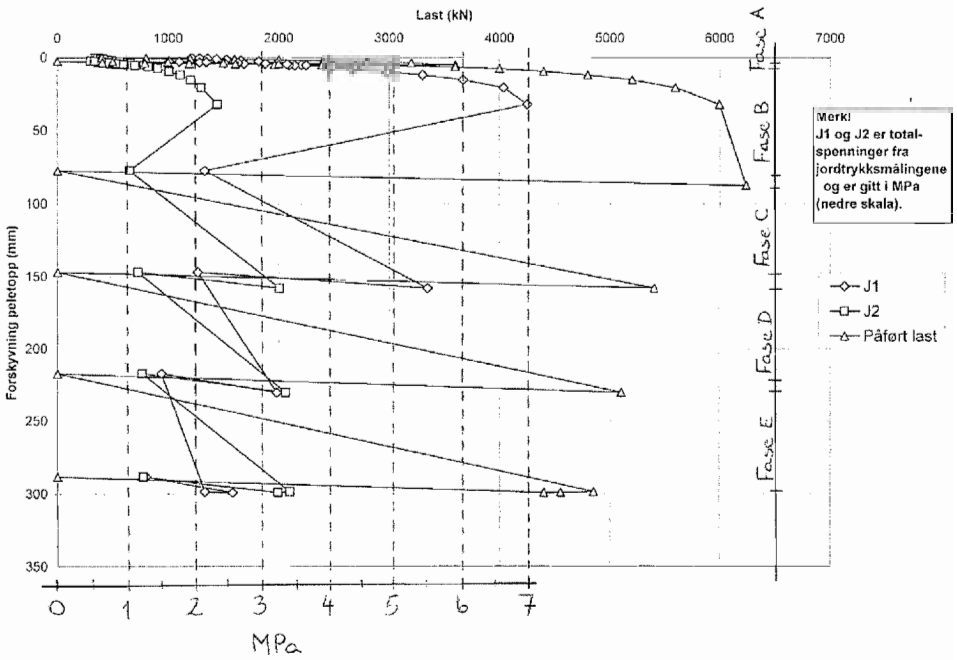
5 RESULTATER OG KONKLUSJON

Figur 5 viser last og deformasjon fra prøvebelastningen i 2005. Maksimal last ble oppnådd ved ca. 87 mm deformasjon av peletopp. Ved å bruke 90 % - regelen fra Peleveiledningen (ref. 3), gir forsøket en karakteristisk bæreevne på 6000 kN. Dette er ca. 2000 kN mer enn beregnet bæreevne iht. Peleveiledningen, og basert på jordtrykksmålerne menes det at det meste av denne "for høye" kapasiteten skyldes en svært høy spissmotstand i starten av forsøket.



Figur 5: Last-deformasjon fra prøvebelastning 2005

Det var ment å bruke resultatene fra ekstensometrene og jordtrykksmålerne til å finne spenningsfordelingen langs pelen ved maksimal last, for dermed å kunne finne hvor stor del av den påførte lasten som er spissmotstand. Spenningsfordelingen langs pelen basert på ekstensometermålingene er imidlertid så usannsynlig at det ikke festes lit til målingene, og disse er sett bort fra i tolkningen av forsøket. For å skille mellom antatt spissmotstand og friksjon er det derfor, i tillegg til jordtrykksmålerne, lagt stor vekt på bæreevne beregnet etter Peleveiledningen.



Figur 6: Påført last plottet sammen med resultater fra jordtrykksmålerne

Figur 6 viser resultatet fra jordtrykksmålerne plottet sammen med den påførte lasten gjennom forsøket. Den nederste jordtrykksmåleren, J1, viste før installasjon, og i starten av forsøket, et svært høyt trykk sammenlignet med jordtrykksmåler J2. Etter oppnådd maksimal last på peletopp sank trykket i J1 og nærmet seg J2. Dette forklares ved at grunnen rundt pelespiss er svært lagdelt, og at J1 sannsynligvis er påvirket av et svært fast lag. Videre menes det at J1 presses gjennom dette faste laget omtrent ved oppnådd maksimallast, og at målingene fra J1 derfor synker mot en mer "normal" verdi.

Beregnet karakteristisk bæreevne etter Peleveiledningen er Q_k = 4100 kN. Det er da tatt hensyn til at det er gått 13 år siden installasjon av pelen. Det er i tillegg tatt hensyn til last fra brua, noe som gir økt sidefriksjon i friksjonsmassene.

Det ble til slutt konkludert med at et tynt, svært fast lag under pelespiss har gitt prøvepelen en svært høy spissmotstand, noe som igjen førte til den uventede høye bæreevnen til pelen. Det må antas at minst 3000 kN, eller halvparten av registrert karakteristisk bæreevne, er spissmotstand.

6 NYTTEVERDI AV FORSØKET OG EVENTUELLE VIDERE ARBEIDER

I arbeidet med tolkning av belastningsforsøket dukket det opp flere momenter som gjør at prøveresultatene ikke er direkte overførbare til fundamenteringspelene. Dette kan oppsummeres i tre punkter:

1. Mye oppfylling i akse 2 gir høyere spenninger i denne aksen enn i de øvrige aksene. Høyere spenninger i bakken vil gi høyere bæreevne i friksjonsmassene.
2. Det er svært varierende grunnforhold i området, noe som kompliserer tolkningen.
3. Fundamenteringspelene er ca. 10 meter lengre enn prøvepelen. Ekstensometermålingene skulle gi grunnlag for beregning av friksjonsfordeling langs pelen, for overføring til de lengre pelene. Da ekstensometrene viser uforholdsmessig stor friksjon langs toppen av pelen er disse målingene valgt å ses bort fra.

Videre arbeider består av å kontrollere/beregne bæreevnen av fundamentene og fundamenteringspelene. Utgangspunktet er den lastberegningen som er gjort for den utvidete brua, resultatene fra prøvebelastningen, samt kjennskap til grunnforholdene. Siktemålet er at pelene bare skal utnyttes i den grad det er nødvendig som et supplement til fundamentets bæreevne.

7 REFERANSER

1. Statens vegvesen, Akershus. E6 Minnesund - Ørbekk Minnesund bru: Geotekniske undersøkelser, fundamentering. Rapport datert 1991-09-01
2. Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Prøvebelastning av stålrørspel ved Minnesund. Innlegg på kurs i Utførelse og kontroll av pelearbeider, oktober 1996.
3. Norsk Geoteknisk Forening - Den Norske Pelekomité: Peleveiledningen 2005

E18 PÅHUGG KLEIVENE – OVERRASKELSER I ANLEGGSFASEN

E18 excavation for Kleivene tunnel – surprises during execution of works

Siv.ing. Guro Brendbekken, Optimal Geoteknikk AS

Sammendrag
Statens vegvesen bygger ny tunnel for sørgående trafikk på E18 i forlengelsen av den nye Drammensbrua.

Entreprisen for E18 Frydenhaug – Eik, Byggeplan Nord består av Ny Frydenhaug bru, Ny Kleivene tunnel samt nytt sørgående løp for E18 fram til Kobbervikdalen. Arbeidet ble startet opp i mars 2006. Byggeplan Nord skal stå ferdig ila 2008.

Under ramming av spunt i en dyprenne med bløt kvikkleire ble det registrert høyt poreovertrykk i grunnen.

Summary
Statens vegvesen is building a new tunnel for southgoing road E18 south of the new Drammen-bridge.

The project E18, Frydenhaug – Eik, Byggeplan Nord, involves the new Frydenhaug bridge, the new Kleivene tunnel and the new part of the south-going roadsystem up to Kobbervikdalen. Execution of the works started in march 2006, and is to be finished in 2008.

During driving to establish a sheet-pile-wall in a deep quick-clay trench, there was measured a high build-up of excess porepressure in the ground.

1. Kort orientering om prosjektet

Statens vegvesen bygger ny tunnel for sørgående trafikk på E18 i forlengelsen av den nye Drammensbrua. Entreprisen for E18 Frydenhaug – Eik, Byggeplan Nord, består av Ny Frydenhaug bru, Ny Kleivene tunnel samt nytt sørgående løp for E18 fram til Kobbervikdalen.

Arbeidet ble startet opp i mars 2006. Byggeplan Nord skal stå ferdig ila 2008. Hele prosjektet har en kostnadsramme på 660 millioner kroner.

Figur 33.1 Oversikt over området for E18 Frydenhaug – Eik, Byggeplan Nord

Planlegging og prosjektering av byggeplan med anbudsutarbeidelse, er utført av Multiconsult AS med Statens Vegvesen region Sør som ansvarlig for de geotekniske arbeidene.

Optimal Geoteknikk AS har vært innleid som underkonsulent til vegvesenet og har hatt ansvaret for prosjektering av den permanente spunten samt oppfølging av geotekniske arbeider i forskjæringen på Frydenhaug.

MESTA AS er hovedentreprenør med Fundamentering AS som underentreprenør for grunnarbeidene.

Foredraget omhandler i hovedsak hendelser under anleggsoppfølgingen.

Figur 33.2 Oversikt over planlagt ferdig bru, tunnel og kryssområde

2. Presentasjon av utgravingen mot påhugget

Fjellnivåene varierer sterkt langs traseen slik at traubunn stedvis ligger på utsprengt fjell og stedvis på løsmasser selv ved en utgraving på opptil 12 m.

Den delen av byggegropa vi skal omtale, har en lengde på 30 m og ligger inn mot påhugget for fjelltunnelen vest i området. Det er en lokal dyprenne med 15 m løsmasse-dybde med bløt kvikkleire i bunnen.

2.1. Beskrivelse av geometri for forskjæringen

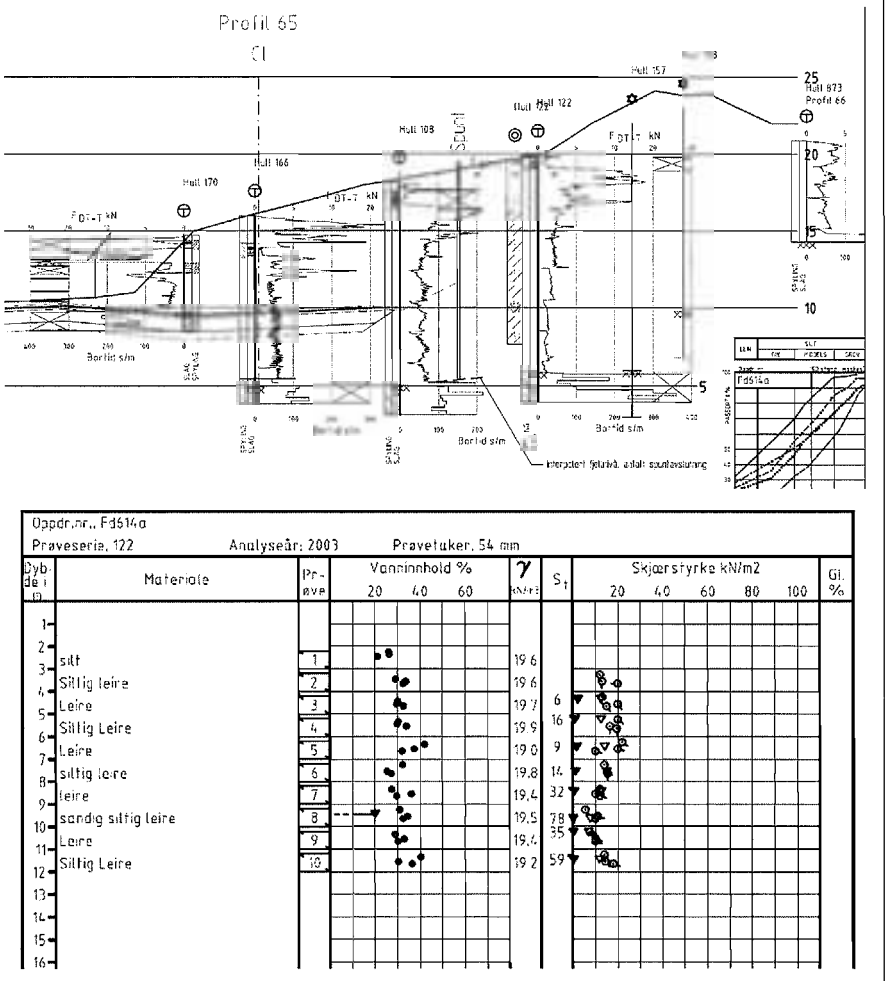
Området er sterkt hellende. Vestfoldbanen går øverst i terrenget på en steinfylling som ligger på om lag kote 24. Nedenfor skråner terrenget ned til en eksisterende permanent spunt med 3 stagrader som er forblendet med betong. Nedenfor spuntveggen ligger E18 på om lag kote 10. Toppen av spunten ligger på om lag kote 15.

Fra jernbanefyllingen og ned til E18 er det en høydeforskjell på 14 m og en horisontal avstand på om lag 30 m.

Spunt-traséen ligger parallelt med Vestfoldbanen inntil den nærmer seg påhugget hvoretter den går parallelt med ny E18 Sør og nærmer seg Vestfoldbanen fram til påhugget.

2.2. Grunnforhold

Løsmassene over fjell består av jernbanefylling (grov sprengstein) i varierende tykkelse over en tørrskorpe på 1 – 2 m. Under tørrskorpa ligger en leire / siltig leire. Leira beskrives som normalkonsolidert og den er bløt, sensitiv (kvikk) over de nederste 5 – 10 m.. Skjærstyrken ligger i området 10 – 20 kPa i de bløteste lagene.



Figur 33.3 Grunnundersøkelsesresultater i profil 65 i dyprenna

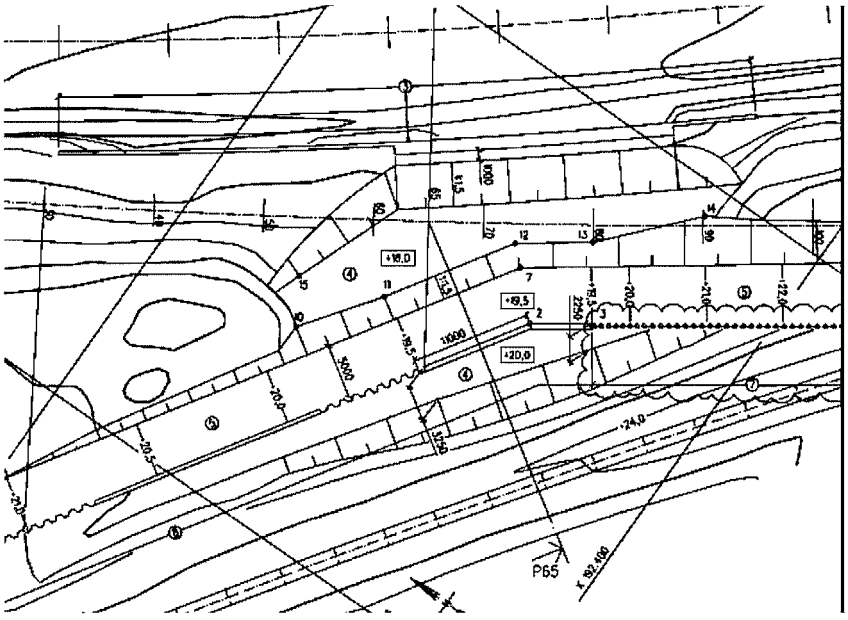
Poretrykket er synkende ned mot fjell, noe som sannsynligvis har årsak i den tidligere utbyggingen av E18 (omtrent 1975) med sprengning av fjellskjæringer og utgraving ned til kote 8 med påfølgende drenering av løsmassene i dette nivået.

2.3. Utførelse av utgraving

Utgravingen skal utføres med permanent spunt til fjell bakforankret med permanente stag til fjell i opptil 5 nivåer.

Fra toppen av jernbanefyllingen og ned til toppen av spunten mot E18 er det en høydeforskjell på 9 m og en horisontal avstand på om lag 30 m midt i dyprenna. Dette tilsvarer en terrenghelning på om lag 1:3.

Det skulle ikke vært mulig å oppnå stabilitet med de løsmassene som foreligger i dyprenna med en slik helning. Årsaken må skyldes innspenninger og spesielle 3-dimensjonale forhold for jernbanefyllingen over dyprenna.



Figur 33.4 Plan over trasè for spunt med motfylling mot eksisterende E18.

Den mest kritiske fasen slik vi vurderte det, ville bli under forgraving for spunten Forgravingen ville bli mellom 3 – 5 m under eksisterende terreng. Avstanden opp til banen varierer mellom 13 – 10 m, og høydeforskjellen fra topp jernbanefylling til bunn grøft ville bli opp mot 10 m.

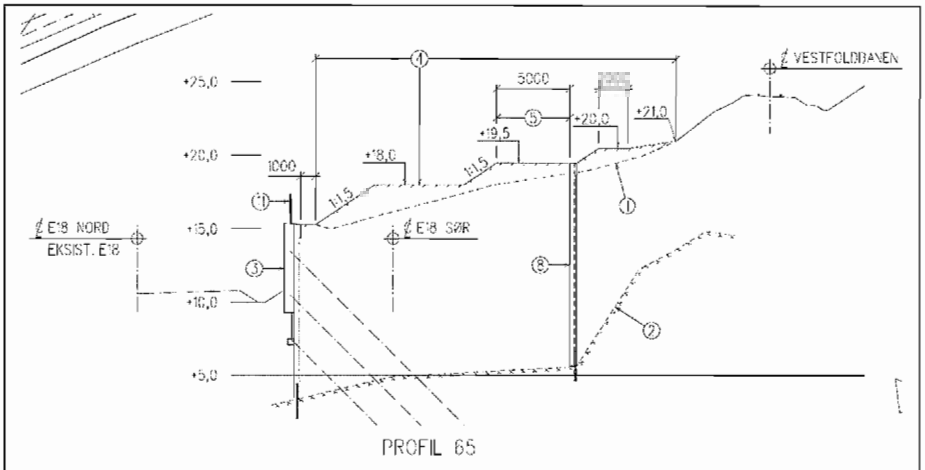
Behovet for forgraving skyldes at jernbanefyllingen strekker seg inn over spunttraséen, spesielt der traséen nærmer seg Vestfoldbanen. Forgravingen måtte utføres uten togtrafikk, i svært korte seksjoner og med umiddelbar tilbakefylling med sandmasser. Dette var av sikkerhetshensyn pga dårlig stabilitet i denne situasjonen.

Under beregningene av spunten, fikk vi ikke jordmodellen til å være stabil med tilstrekkelig sikkerhet ved utgraving for 1.stagrad selv ved så lite som 0,5 m utgraving. Vi benyttet spuntA3 til spuntberegningene.

Stabilitetsberegninger av den eksisterende skråningen viste også for liten sikkerhet. Ved et dypdykk i Vegdirektoratets hovedarkiv kom det fram at det opprinnelig var planlagt

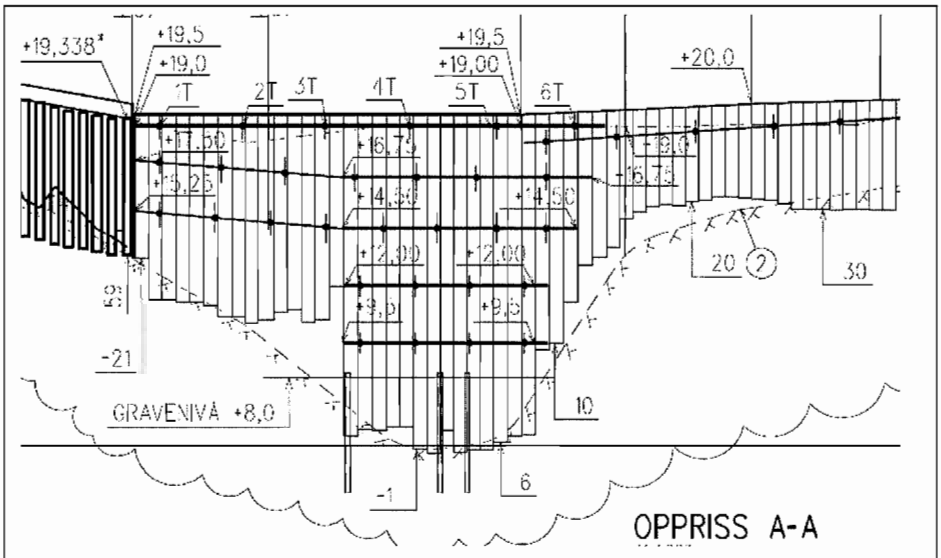
en motfylling for å stabilisere terrenget i dyprenna opp mot jernbanen. Denne kom aldri til utførelse.

Dette medførte at vi måtte legge opp motfylling ned mot den permanente spunten mot E18 for å få tilstrekkelig stabilitet. I tillegg måtte vi fylle opp en stabiliserende arbeidsplattform langs spunten.



Figur 33.5 Motfylling ned mot E18 mellom ny og gammel permanent spunt.

Øverste stagnivå ble dermed i prinsipp montert i eksisterende terreng med denne løsningen.



Figur 33.6 Oppriss av spunt i dyprenna

Fjellnivåene varierer sterkt langs traseen slik at traubunn stedvis ligger på utsprengt fjell og stedvis på løsmasser. Variasjonene i fjellnivået vises i lengdeprofilet for spuntveggen over. Her vises også gravenivået i dyprenna på kote 8.

2.4. Kontrollomfang under anleggsarbeidene

For å kontrollere stabiliteten i området under etablering av motfyllingene, ble det etablert poretrykksmålere på 2 plasser og i 2 nivåer for begge plasseringer.

PZ1167A og B ble plassert omtrent i senter av ny E18 i det området som ville få størst høyde av motfylling. PZ1122A og B ble plassert om lag 5 m bak spuntveggen.

Figur 33.7 Rensking av anleggsområde med poretrykksmålere under fremtidig motfylling ned mot E18

I forbindelse med kontroll av deformasjoner for jernbanen under utgraving for spunten er det også satt krav til deformasjonsmålinger på skinnegangen samt inklinometer-kanaler på spuntveggen. Topp spunt måles i tillegg på flere punkter.

Det måles også på den permanente muren ned mot E18 for å kontrollere at det ikke blir uventede deformasjoner under etablering av motfyllingen.

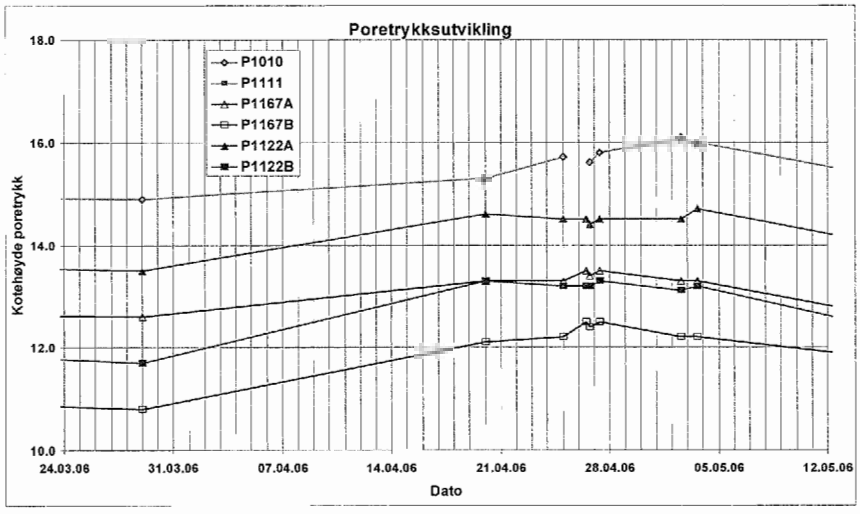
2.5. Utførelse av arbeidene

Poretrykkmålingene ble satt i gang ca. 1.mars 2006. Mellom 1.mars og 20.april gikk snøen, og dette medførte en økning i poretrykket på om lag 1 m for alle målerne.

Rensk av terreng ble utført i begynnelsen av april. Motfyllingen ble opparbeidet mellom 25.april og 12.mai.

Figur 33.8 Oppbygging av motfylling og arbeidsplattform

Oppfyllingen ga ingen uventede resultater for poretrykksoppbygging. Poretrykket steg med maksimalt 40 cm, noe som kanskje var en del mindre enn forventet.



Figur 33.9 Poretrykksmålinger under oppbygging av motfylling

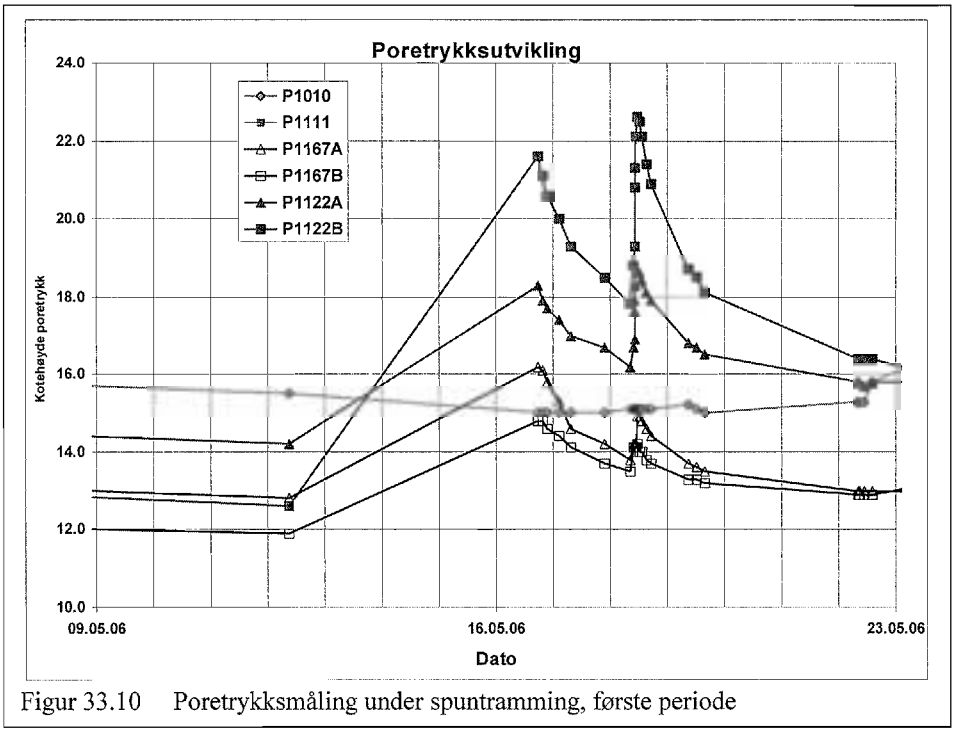
Det ble heller ingen uventede deformasjoner på den eksisterende permanente spunten ned mot E18.

2.6. Presentasjon av overraskelsen

Så begynte vi å spunte 16.mai. Det ble rammet spunt av type AZ48. I løpet av den første dagen ble det rammet ned 10 enkle spuntnåler fra om lag midt i dyprenne i profil 65 og mot påhugget.

Etter alle solemerker skulle dette medføre minimal massefortrengning og dermed heller ikke noe videre poretrykkoppbygging. Imidlertid hadde vi en viss faglig interesse av å måle poretrykket uansett, så for nysgjerrighetens skyld ble det utført en måling kl.18.00 ca. en time før rammingen skulle avsluttes før 17.mai feiringen.

Målingene viste en poretrykksøkning på 4 m for PZ1167A og 3 m for PZ1167B ned mot E18 og en økning på 4 m for PZ1122A og 9 m for PZ1122B opp mot jernbanen. Dvs at hele dyprenna var sterkt påvirket av spuntrammingen. Vi var lettere sjokkert.



Figur 33.10 Poretrykksmåling under spuntramming, første periode

De praktiske konsekvensene kan oppsummeres som følger:

- Rammingen ble stoppet umiddelbart.
- Maskinene ble kjørt ut til hver side av dyprenna.
- Vi fant fram telefon-nummeret til togsentralen og fortsatte å måle poretrykk utover kvelden.

Heldigvis sank poretrykket umiddelbart om enn ikke veldig raskt. I løpet av 17.mai var trykket redusert med 2,5 til 4 m. På 18.mai var vi derfor klare til å gjøre et nytt forsøk. Vi ville måle før, etter og under ramming av hver enkelt nål for å sjekke hvor sensitivt

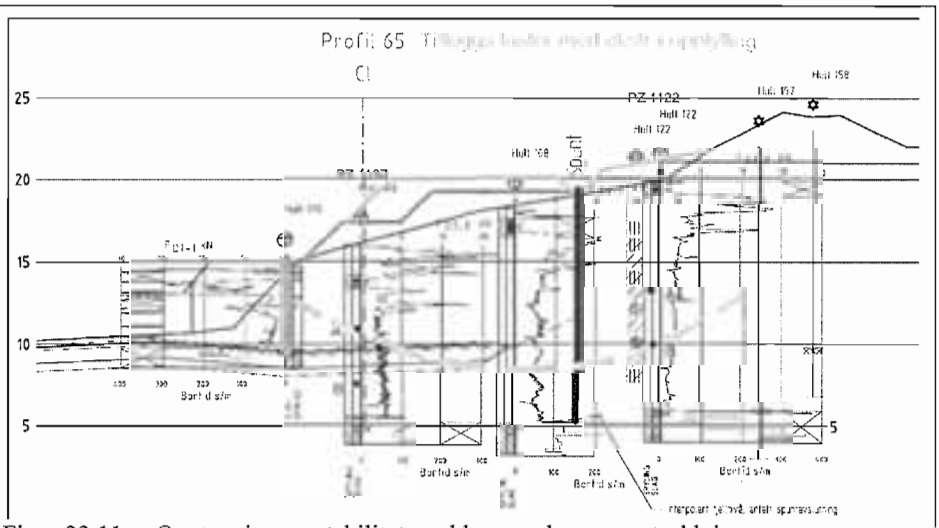
området var for rammearbeidet. Det viste seg at mrådet var ekstremt sensitivt. Under følger utskrift av måleresultatene ved ramming av 2 enkeltnåler.

Dato / klokkeslett	*pz1167A*	*pz1167B*	*pz1122A*	*pz1122B*	
18.05.06 8:30	13.8	13.5	16.2	17.8	før ramming -- regnvær hele dagen
18.05.06 10:00	14.2	14.1	16.7	18.8	etter første nål fra 65 -> 50
18.05.06 10:05	14.2	14.1	16.9	19.3	etter andre nål, ramming stoppet
18.05.06 10:13	14.2	14.1	17.6	20.8	10 min etter 2.nål
18.05.06 10:25	14.2	14.1	17.9	21.3	20 min etter 2.nål
18.05.06 10:45	14.2	14.1	18.3	22.1	40 min etter 2.nål, Båsum boring stoppet arbeid
18.05.06 11:25	14.9	14.2	18.6	22.6	1 time og 20 min etter 2.nål
18.05.06 12:20	14.9	14.0	18.6	22.5	2 timer og 15 min etter 2.nål, første resultat uten stigning
18.05.06 13:25	14.8	14.0	18.4	22.1	3 timer og 15 min etter 2.nål, første resultat nedover
18.05.06 15:20	14.6	13.8	18.1	21.4	kl.15.20
18.05.06 17:05	14.4	13.7	17.9	20.9	kl.17.05 siste i dag
19.05.06 8:45	13.7	13.3	16.8	18.7	kl.08.45 første i dag
19.05.06 12:00	13.6	13.3	16.7	18.5	kl.12.00
19.05.06 15:30	13.5	13.2	16.5	18.1	kl.15.30 siste i dag
22.05.06 8:15	13.0	12.9	15.8	16.4	kl. 08.15 boret en mofix

Poretrykket i hele dyprenna reagerte mer eller mindre umiddelbart og med enda høyere poreovertrykk enn i de forrige målingene. Konsekvensen var at vi måtte stoppe opp alt arbeid med spuntramming i dyprenna og revurdere hele situasjonen.

2.7. Hva gjør vi nå?

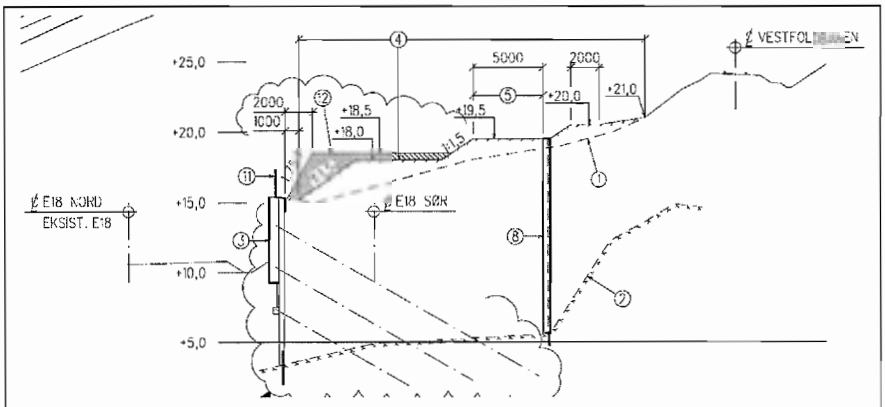
Det ble utført omfattende stabilitetsberegninger både med PLAXIS og med konvensjonelle regnemetoder. Det ble vurdert varierende grad av poretrykksøkning basert på resultatene av målinger, grunnundersøkelsene, effekt av innspenning samt effekt av tiltak vi kunne benytte.



Figur 33.11 Opptegning av stabilitetsproblem med poreovertrykk i grunnen

Målingene viste at det var de dype glidesirklene som var mest kritiske. Her visste vi at vi ville ha effekt av 3-dimensjonale forhold, men det var usikkert hvor mye vi turte å regne med av slike effekter i kvikk leire.

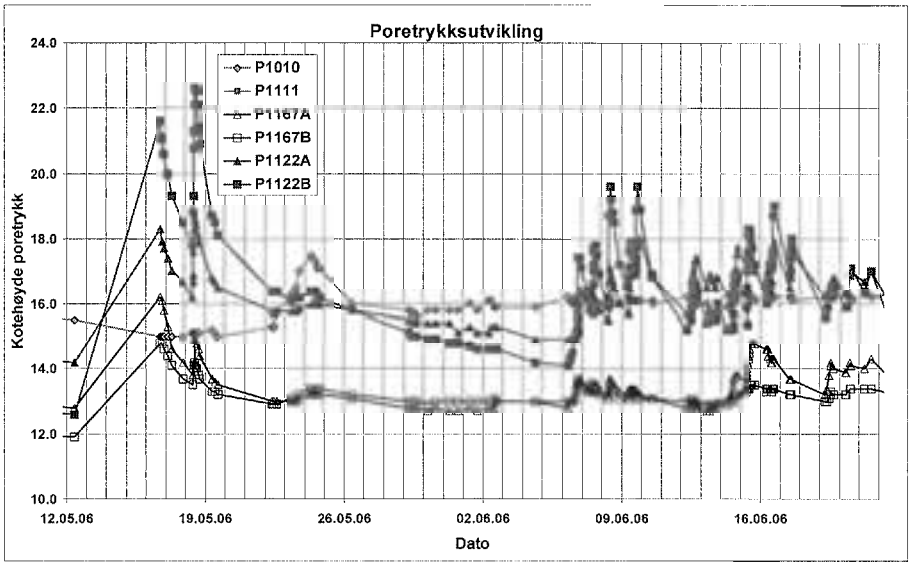
Vi hadde ikke så mange mulige tiltak, men vi kunne øke motfyllingen i den nedre delen mot E18. Videre måtte vi vurdere om vi kunne fortsette ramming med intensiv kontroll av poretrykket mot grenseverdier og bruk av tid for å holde sikkerheten oppe og poretrykket nede.



Figur 33.12 Utførelse av øket motfylling ned mot E18

Konsekvensene var store. Vi snakket om at Vestfoldbanen kunne få en tur ned på E18.

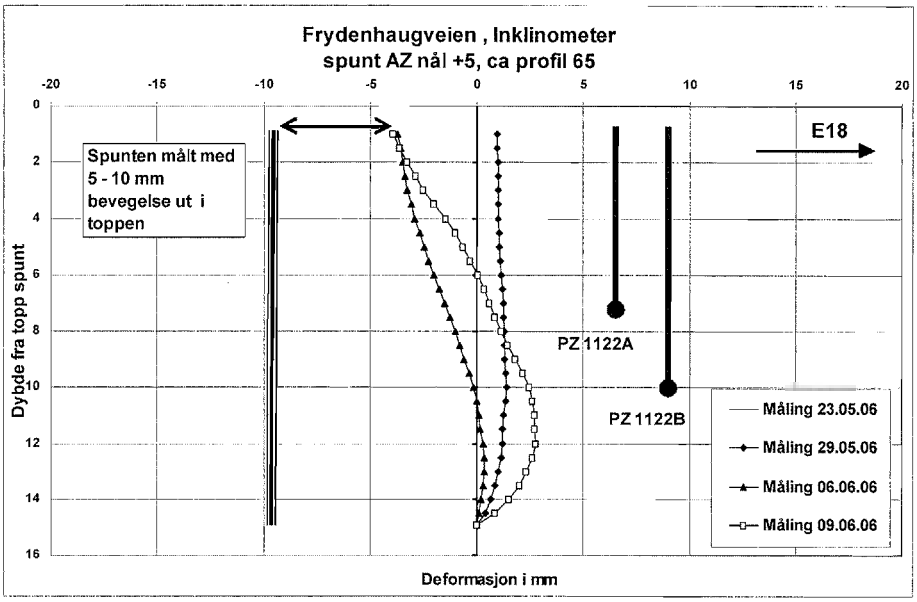
Byggherren bestemte at han var villig til å ta ansvaret ved denne fremgangsmåten, og den 6.juni, etter at ekstra motfylling var etablert, ble rammingen startet opp igjen. Deretter hadde vi det veldig travelt med måling i en par-tre uker.



Figur 33.13 Poretrykksregistrering under ramming av spunt, andre periode

En av nålene som ble rammet 18.mai hadde vi montert inklinometer på. Vi utførte inklinometermålinger på denne nåla før den var festet i foten med fotbolt for å sjekke hvilke deformasjoner vi fikk på spuntveggen helt ned mot fjell under rammingen og under det varierende poretrykket.

Spuntnåla ble i tillegg målt inn i toppen for å kontrollere om foten flyttet seg utover. Resultatet av målingene vises i figuren under.



Figur 33.14 Inklinometermålinger før spuntfoten ble fordyblet

Målingene viste at før spunten ble fordyblet i foten hadde den flyttet seg 5 – 15 mm mot E18 og mest i 11 m dybde under spunt-toppen. Spunt-toppen hadde beveget seg minst.

Målingene viste at de største deformasjonene kom 1 -2 m dypere enn det vi hadde regnet med. Det er derfor sannsynlig at poretrykksøkningen kan ha vært enda større dypere ned enn det vi har registrert.

Måleresultatene tyder på at det har vært en pågående skjærdeformasjon i massene under hele prosessen med ramming av spunten etter den 18 ,mai.

I hele denne perioden har det vært kontrollert deformasjoner på skinnegangen ukentlig. Det har ikke vært mulig å registrere deformasjoner på banen som kan henvises til spuntrammingen.

Spunten er nå etablert med en stagrad i toppen, og det skal graves ut for stagrad 2 mens foredraget blir skrevet. Stabiliteten av Vestfoldbanen ansees for å være ivaretatt.

3. Konklusjon

Årsaken til løsmassenes oppførsel er noe uklar, men følgende forklaringer kan være del av bildet til sammen eller hver for seg:

> Jernbanefyllingen (bygget fra 1872 – 1930) hadde aldri belastet undergrunnen med sin fulle vekt grunnet hvelv-virkning med det resultat at spenningene

fordelte seg til sidene av dyprenna og ikke vertikalt ned. Vi fikk "underkonsolidert leire" i dyprenna.

- Det sto skjærspenninger i løsmassene som ble utløst av rystelsene/vibrasjonene under rammingen. Dette medførte flere" mini brudd-situasjoner" i massene med påfølgende oppbygging av poreovertrykk under mange minimale deformasjoner uten at kornskjelettet ble brutt ned.
- Forgravingen brøt hvelv-virkningen for deler av jernbanefyllingen som dermed belastet undergrunnen med påfølgende oppbygging av poreovertrykk i grunnen.

Den klareste konklusjonen er at det har vært en svært intens sommer for byggeledelsen og entreprenøren og at Vestfoldbanen går i 90 km i timen.

Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

DESIGN AV BERGOM MED EKSTREME SPENNINGER – VERDENS LENGSTE TO-LØPSTUNNEL, SHAANXI, KINA

Cavern design in extreme rock stresses –The world's longest two-tube tunnel, Shaanxi, China

Siv. Ing. Halgeir Dahle, SINTEF Byggforsk AS
Sjefsforsker Ming Lu, SINTEF Byggforsk AS
Forskningsleder Eivind Grøv, SINTEF Byggforsk AS

SAMMENDRAG

The Qinling Zhongnanshan Tunnel i Kina er verdens lengste to-løps vegtunnel. For å bedre trafikksikkerheten i tunnelen er den prosjektert med seks lyssatte bergrom. SINTEF har bistått byggherren både med utformingen av disse spesielle bergrommene med hensyn på lyssettingen og den trafikale sikkerheten og likeledes den ingeniørgeologiske prosjekteringen av disse. Tunnelen går gjennom fjellkjeden Qinling i Shaanxi-provinsen, Kina. Største bergoverdekning over tunnelen er 1800 m. In-situ bergspenninger ble målt ved overboringsteknikk i to borehull i nærheten av to bergromlokaliteter hvor overdekningen er henholdsvis 400 og 1600 m. Måleresultatene viser til dels ekstreme bergspenninger.

Bergrommene i tunnelen er dimensjonert med en lengde på 200 m og de er gitt en maksimal bredde på 22m. På grunn av at de to parallelle tunnelene ligger relativt nært inntil hverandre er minste pilarbredde mellom bergrommene bare 8 m. De viktigste momentene i utformingen av bergrommene og sikring er (1) høye in-situ bergspenninger, (2) god bergmassekvalitet og (3) smal pilar mellom bergrommene tatt bergrommenes bredde i betraktning. Utformingen av bergsikringen er basert på empirisk tilnærming fra bergmasseklassifisering. Bergsikringen er verifisert ved numerisk modellering. FLAC3D og Phase2 er benyttet i henholdsvis 3D og 2D analyser. Det ble også utarbeidet forslag til prosedyrer for utdrivningen av bergrommene og stabilitets- og deformasjonsmålinger av disse. Som grunnlag gjorde SINTEF Berg og geoteknikk først bergspenningsmålinger fra tunnelen.
Nøkkelord: Vegtunnel; bergsikring; in-situ bergspenning; numerisk modellering; bergrom

SUMMARY

Six caverns are designed in the world's longest two tube road tunnel, The Qinling Zhongnanshan Tunnel, for special lighting and driving safety purpose. The tunnel is excavated through the Qinling Mountain Range of Shaanxi province, China, where the maximum rock overburden is about 1800 m. In-situ rock stress was measured by overcoring in two boreholes close to the cavern sites, where overburden is 400 and 1600 m, respectively. The measurement result reveals very high rock stresses. The caverns are designed to have a length of 200 m and a maximum span of 22 m. However, restricted by the distance between the two existing tunnels the minimum width of the pillar between the caverns is only 8 m. The main features of the caverns include (1) high in-situ rock stress, (2) generally good rock and (3) small pillar in comparison to the cavern size. The rock support design is based on empirical approach from rock mass classification and then verified by the numerical analysis. FLAC3D and Phase2 are used in 3D and 2D analysis, respectively. Special procedures for excavation, support installation and monitoring are also proposed.
Keywords: Road tunnel; Rock support; In-situ stress; Numerical analysis; Rock cavern.

1 INNLEDNING

Prosjektet Qinling Zhongnanshan Tunnel, i Shaanxi provinsen, består totalt av fire separate tunnelløp. Av disse er to for jernbane og to for vei. Lengden på veitunnelene er 18,02 km og er i dag verdens lengste toløps veitunnel. Brutto tverrsnitt før man installerer full utstøpning av tunnelene er 12,8 x 10,5 m og hvert løp skal ha 2 kjørefelt. Selve drivingen av tunnelene ble ferdig i løpet 2004. Det ene tunnelløpet vil åpne for trafikk i slutten av 2006.

Til sammen skal seks bergrom drives ut i tunnelene og lyssettes. Lyssettingen gjøres av trafikksikkerhetsmessige årsaker og hensikten er å søke å redusere kjøremonotonien, og dermed øke konsentrasjonen under kjøring i tunnelene. Byggherren har tro på at lyssettingen også vil være et positivt tiltak for komforten for trafikkantene som benytter tunnelen. Tilsvarende lyssetting er tidligere med stort hell utført i tre bergrom i Lærdalstunnelen, som i dag er verdens lengste veitunnel. Lyssettingen og utformingen av bergrommene ble utformet av SINTEF Transportsikkerhet og -informatikk.

Tunnelene går gjennom fjellkjeden Qinling. Fjellkjeden består hovedsakelig av granittisk gneis av relativt god kvalitet for tunnelbygging, og største overdekning er ca 1800 m. Denne overdekningen fører til at man måtte forvente høye og til dels ekstremt høye bergspenninger, noe som vil påvirke driving og stabilitet av tunnelene og ikke minst bergrommene. På bakgrunn av forventningen om høye spenninger ble bergspenningsmålinger utført. Vi utførte målingene fra dels ferdig drevet tunnel og typiske bergspenningsytringer ble observert flere steder i tunnelen. Målingene ble utført av SINTEF Berg og geoteknikk med overboringsteknikk i nærheten av området der to av de planlagte bergrommene var plassert, med henholdsvis 400 og 1600 m overdekning. Målingene med minst overdekning ble utført som planlagt, mens omfattende core-disking ble observert i hullet med stor overdekning, noe som umuliggjorde 3D-målinger. 3D målingene ble i dette hullet erstattet med 2D doorstoppermålinger. Målingene i dette hullet viser at største spenning er i størrelsesorden 45 MPa.

Utformingen av de seks bergrommene er gjort ut fra krav både til lyssettingen, trafikale forhold og stabilitetsmessige betingelser. Bergrommene er 200 m lange med et tverrsnitt på som på det største er 22m bredt og 13m høyt, og som gradvis reduseres til vanlig tunneltverrsnitt.

Senteravstanden mellom de to tunnelene er nominelt 30 m med minimum pilarbredde mellom bergrommene på kun 8 m. En pilarbredde på 8m er etter vår oppfatning ansett for å være meget lite tatt i betraktning at det er et bergrom på begge sider av pilaren med en spennvidde hver på 22 m. Opprettholdelse av pilarstabilitet mellom bergrommene ble derfor den største utfordringen i prosjektet.

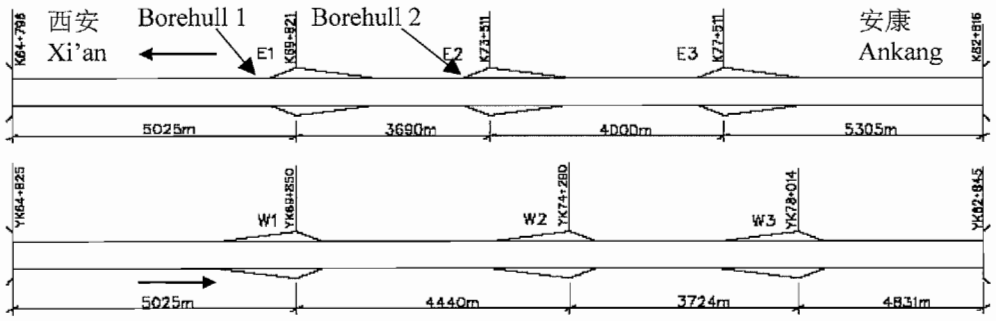
Bestemmelsen av bergsikringen i bergrommene er i utgangspunktet basert på en empirisk tilnærming fra Q-systemet, som så er verifisert ved anvendelse av numeriske stabilitetsanalyser. Det tredimensjonale analyseprogrammet FLAC3D er benyttet i den generelle analysen i prosjektet med fokus på 3D-effekter langs tunnelaksen, mens 2D analyser er utført med programmet Phase^2 for en mer detaljert analyse og studie av utdrivningssekvenser samt en evaluering av virkningen av hvert enkelt sikringselement.

To ulike sikringsomfang er forelagt for henholdsvis lav og høy overdekning. Anbefalingene innebærer i hovedsak retningslinjer for konvensjonell bolting og sprøytebetong. Prosedyrer for utdrivingen av bergrommene, installering av sikring og monitorering av deformasjoner inngår også i prosjektet.

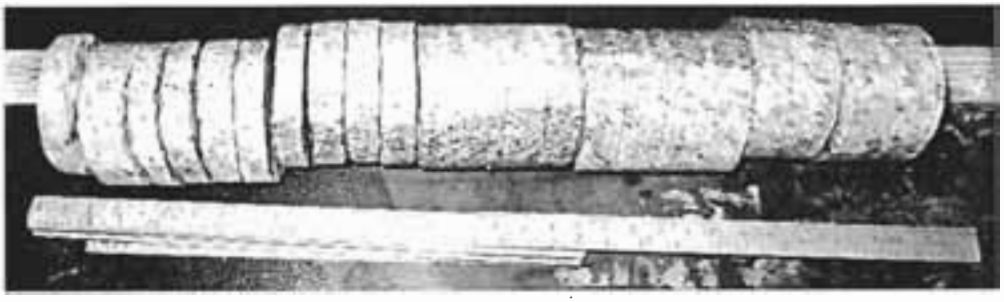
2 BERGSPENNIGNSMÅLING

2.1 Måleprogram

Det var opprinnelig planlagt at SINTEF skulle utføre 3D-målinger i horisontale hull i nærheten av begge bergromslokalitetene (Dahle et al., 2006), som vist i figur 1. Overdekningen ved de to lokalitetene for borehull 1 og borehull 2 er henholdsvis 400 og 1600m. I borehull 1 ble målingene utført som planlagt. I borehull 2 erfarte man imidlertid utstrakt core-disking under boring av hullet, noe som faktisk umuliggjorde 3D målinger. Figur 2 viser deler av kjerneopptaket fra borehull 2. Som det fremgår fikk man har hele 23 lameller over en lengde på 27cm noe som indikerer meget høye spenninger på tvers av hullaksen. 2D doorstopper-målinger ble utført uten større problemer i det samme hullet. 2D målinger gir spenninger i planet normalt på boreretningen.



Figur 1. Skjematisk plan av tunnelene, bergromlokalitetene og bergspenningsmålingenes lokalitet (ikke i målestokk)



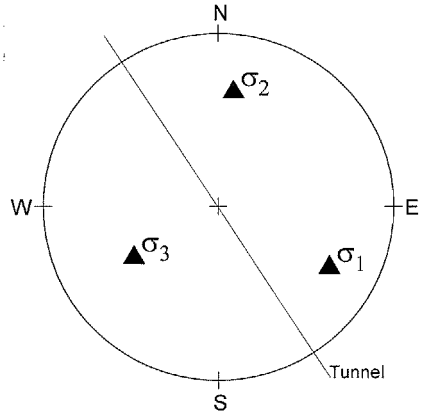
Figur 2. Utstrakt core-disking i borehull 2

2.2 Måleresultater

Bergspenningsmålingene viser at horisontalspenningene ved lokalitet 1 er vesentlig høyere enn det som kan forventes ut fra teoretiske betraktinger. Ved lokalitet 2 er kun 2D spenningsmåling utført, noe som fører til at man ikke fanger opp alle spenningskomponentene i horisontalplanet. De høye horisontalspenningene må antas å være av tektonisk opprinnelse (Dahle et al,. 2006).

Borehull 1

Måleresultatene er analysert i det SINTEF-utviklede programmet DISO (Determination of In-situ Stress by Overcoring) og gir en statistisk vurdering av verdiene (Lu, 2006). Resultatplott av hovedspenningene er vist i figur 3 med tilhørende spenninger. Figuren viser at største og mellomste hovedspenning, σ_1 og σ_2, er relativt flattliggende. Minste hovedspenning, σ_3, er den steileste hovedspenningen. Den dekomponerte vertikalspenningen fra målingene stemmer godt overens med den teoretisk gravitative spenningen.



σ_1 = 19.6 ± 4.6 MPa

σ_2 = 14.0 ± 3.5 MPa

σ_3 = 9.4 ± 2.0 MPa

Figur 3. Grafisk presentasjon (nedre halvkule projeksjon) av spenningsmålingen i borehull 1.

Borehull 2

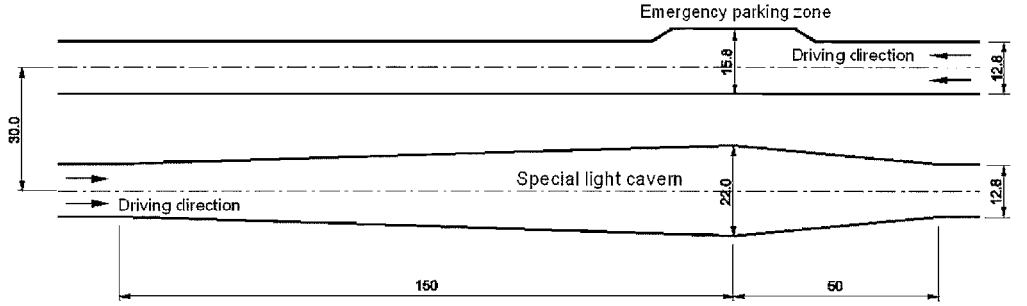
De todimensjonale målingene i borehull 2 viser gjennomsnittlig vertikal- og horisontalspenning, henholdsvis 42 og 11 MPa. Vertikalspenningen stemmer godt overens med teoretisk gravitativ spenning. Horisontalspenningen angir spenning langs tunnelaksen. 2D-målinger fanger ikke opp alle spenninger i horisontalplanet, noe som fører til at horisontalspenningene ved denne lokaliteten sannsynligvis er høyere enn den målte.

3 UTFORMING AV BERGROMMENE OG BERGSIKRINGEN

3.1 Bergromdesign

Utformingen av lyssettingen medførte at bergrommene måtte være 22 m brede og 13 m høye. Det var endog ønskelig med ytterligere bredde, men modelleringene viste at dette ville gi en situasjon der stabiliteten var truet og kunne ikke tillates. Over en lengde på 150m i kjøreretningen økes tverrsnittet gradvis fra ordinært tunneltverrsnitt til det fulle tverrsnittet i bergrommet, for så reduseres igjen gradvis tilbake til ordinært tverrsnitt på de neste 50m, som

vist i figur 4. Bergrommene E1 og W1 har maksimal spennvidde ved det samme profilnummeret i tunnelen og disse ligger dermed vis a vis hverandre som vist i figur 1. Bergrommene E2 og W2 er derimot plassert noe forskjøvet slik at man har det største bredden i et bergrom vis a vis havarinisjen i nabotunnelen, se figur 4.



Figur 4. Planskisse av tunnelenes og bergrommenes utforming, metriske enheter.

3.2 Bergmekaniske data

Bergmasseklassifisering og korresponderende bergmekaniske parametere er estimert ut fra Kinesiske standarder og tilgjengelig informasjon fra de ingeniørgeologiske undersøkelsene. Visuell befaring i felt førte kun til begrenset økning av informasjon på grunn av at nesten hele tunnelen allerede var sprøytet med betong. Tabell 1 viser de estimerte bergmekaniske parametrene som er blitt benyttet i modelleringen. Bergrommene E2 og W2 er lokalisert i et område med ekstremt høye bergspenninger og bergmassen her var antatt å være av god kvalitet. De laveste bergspenningene ble målt i området der bergrommene E1 og W1 er lokalisert samtidig som det er her vi antok at vi hadde den svakeste/dårligste bergmassekvaliteten. Bergrommene E3 og W3 bygges i et område man antok at bergmassestyrken og bergspenningene skulle ligge kvantitativt og kvalitativt mellom de ovenfor beskrevne ytterpunktene.

Tabell 1 Bergmassens bergmekaniske parametere ved de tre ulike lokalitetene av bergrommene

Parameter	Bergrom →	E1/W1	E2/W2	E3/W3
E-modul [GPa]		20	29	20
Poissons forhold, ν		0,25	0,215	0,25
Peak friksjonsvinkel, ϕ_p [°]		50	57	50
Residual friksjonsvinkel, ϕ_r [°]		40	47	40
Peak kohesjon, c_p [MPa]		1,5	1,9	1,5
Residual kohesjon, c_r [MPa]		0,5	0,6	0,5
Dilatasjon, ψ [°]		10	10	10
Peak strekkstyrke, σ_{tp} [MPa]		1,09	1,13	1,09
Residual strekkstyrke σ_{tr} [MPa]		0,47	0,47	0,47
Vertikalspenning, σ_v [MPa]		10	40-45	15
Horisontalspenning normalt tunnelakse, σ_h [MPa]		15	25-30	15-20
Horisontalspenning parallel tunnelakse, σ_a [MPa]		15	25-30	15-20

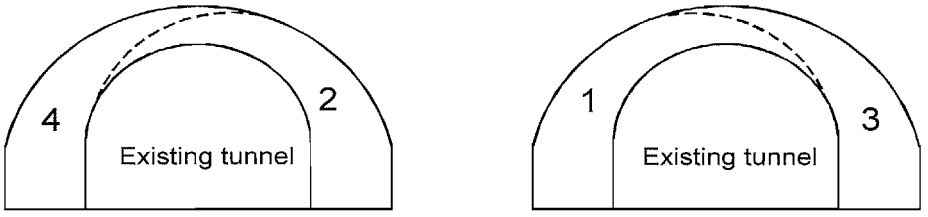
3.3 Bersikring og prosedyrer

Enkle numeriske beregninger ved bruk av modelleringsverktøyet Phase2 i oppstarten av prosjektet avslørte store bergsikringsutfordringer ved bygging av så vidt store bergrom som her i kombinasjon med slanke pilarer og høye in-situ spenninger. Som en konsekvens av det ble det besluttet at spesielle prosedyrer for utdrivingen av bergrommene måtte etableres og disse bestod derfor av: (1) trinnvis utdriving av bergrommene, (2) bruk av sikringselementer som er egnet for å tåle store deformasjoner (stor seighet) etter hvert utdrivningstrinn og (3) måling og oppfølging av deformasjoner med ekstensometer og konvergens.

Bergrom E1/W1 og E3/W3

Figur 5 viser rekkefølgen av den trinnvise utdrivingen av bergrommene. Utdrivingen og bergsikringen ble anbefalt slik:

1) Utdrivingen av venstre del av høyre bergrom, installasjon av permanent sikring.
2) Utdriving av høyre del av venstre bergrom, installasjon av permanent sikring.
3) Utvide høyre bergrom til full størrelse og installere permanent sikring.
4) Fullføre venstre bergrom og installasjon av permanent sikring.



Figur 5. Vertikalsnitt av bergrom ved samme tunneltverrsnitt. Utdrivningsrekkefølge for bergrom E1/W1 og E3/W3

Borehullene for sprengning ble anbefalt boret parallell den endelige bergoverflaten for å oppnå en glattest mulig overflate. Bergsikringen er beregnet ut fra Q-systemet og ble som følger:

- 150 mm tykk stålfiberarmert sprøytbetong
- Fullt inngyste boltet i mønster 2x2 m, med følgende krav: elastisk forlengelse på minimum 3 %, flyte- og bruddlast på henholdsvis 120 og 150 kN.
- Boltelengen i tak og vegger må være henholdsvis 7 og 4 m.

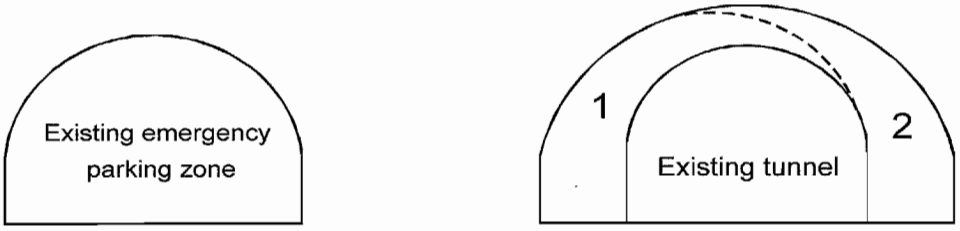
Bergrom E2 og W2

For bergrommene E2 og W2 er største bredde lokalisert ved samme tunneltverrsnitt som havarinisjen, se figur 4. In-situ vertikalspenning ved disse bergrommene er ca 45 MPa, noe som fører til dels store deformasjoner og høye spenninger i pilaren. Følgende anbefalinger om trinnvise utførelse av etablering av bergrommene og installasjon av bergsikring ble gitt for å sikre at bergrommene ble drevet på en trygg måte og at ønsket stabilitet ble ivaretatt:

I. Utdriving av venstre del av bergrommet, trinn 1 i figur 6.
II. Boring av 3 m lange hull for bolter i 2x2 m mønster i de endelige bergromsoverflaten. Borehullene må midlertidig tettes for å unngå at sprøytbetong ikke tetter hullene.

III. Manuell rensk av bergoverflaten før påføring av 60 mm stålfiberarmert sprøytbetong.
IV. Installasjon av 3 m lange polyester endeforankrede bolter. Bolteplatene skal monteres utenpå den nylig påførte sprøytbetongen. Boltene skal ikke forstrammes for å kunne motstå relativt store deformasjoner.
V. Utdrivingen av høyre del av bergrommet må gjøres ved at ladehullene bores parallelt tunnelaksen
VI. Installasjon av permanent bergsikring i høyre del av bergrommet med prosedyrer som i trinn II, III og IV.
VII. Etter 3-4 dagers herding av sprøytbetongen, kan installeringen av permanent sikring starte. 10 m lange polyester endeforankrede bolter skal installeres i mønster 2x2 m mellom de allerede installerte 3 m lange boltene.
VIII. Påføring av stålfiberarmert sprøytbetong slik at endelig tykkelse blir 300 mm. Boltene benyttet må ha en elastisk forlengelse på 3 % og en flyte og bruddlast på henholdsvis 120 og 150 kN.

Montering av deformasjonsmålere er ikke beskrevet i denne artikkelen



Figur 6. Vertikalsnitt av bergrom E2 og W2. Utdrivingsrekkefølge er vist i bergrommet til høyre.

4 NUMERISK MODELLERING

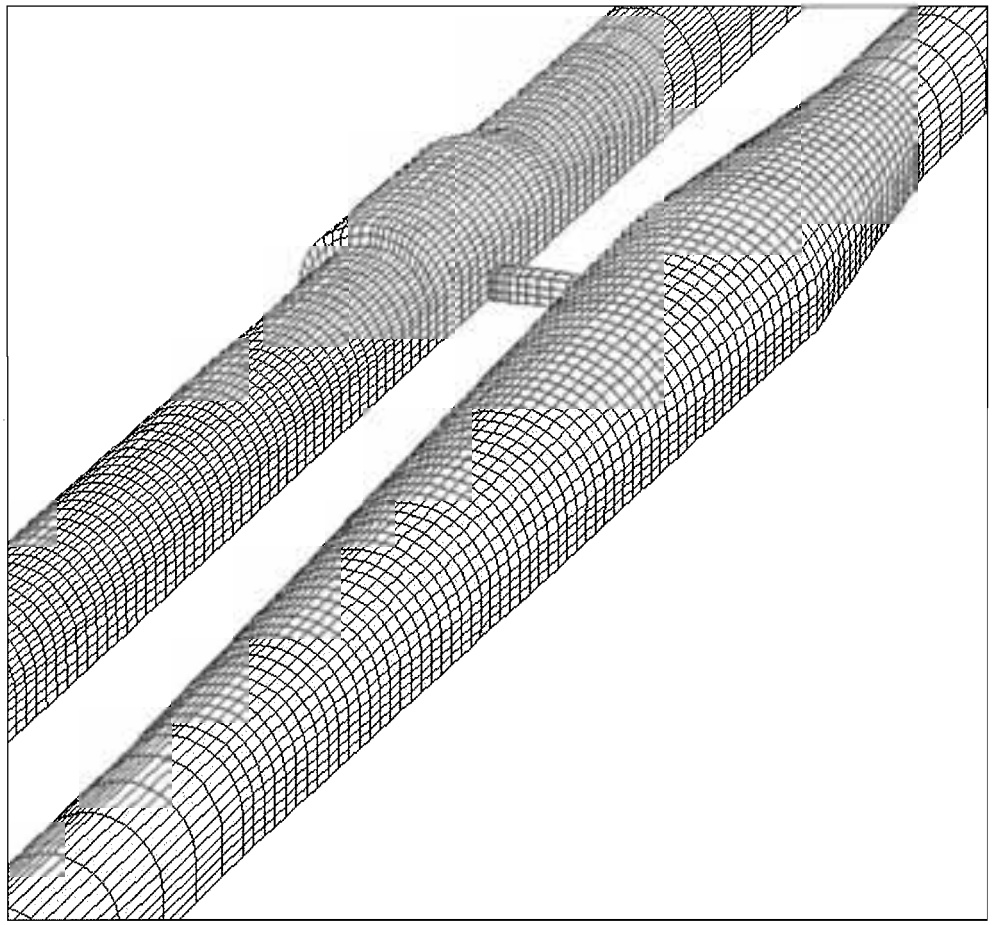
Både 2D og 3D numeriske analyser er utført for å studere bergromstabiliteten og for å verifisere sikringsomfanget beskrevet i kapittel 3. 3D analysene i programmet FLAC3D fokuserer i hovedsak på den tredimensjonale innspenningseffekten langs tunnelaksen, mens analysene i programmet Phase^2 er utført for å studere utdrivingssekvenser og virkningen av hvert enkelt sikringselement (Lu et al., 2005).

4.1 Tredimensjonal analyse

I Flac3D ble det etablert en modell for bergrommene E2 og W2 som er 400x200x160 m (lengde x bredde x høyde). Figur 7 viser bergrommet i sin fulle lengde, med havarinisje i motsatt løp og evakueringstunnel som forbinder de to parallelle løpene. Modellen består totalt av 27.264 bergmasseelementer, 7.869 bergbolter og 10.992 sprøytebetongelementer.

Den tredimensjonale analysen viser tydelig at 3D-effekten har positiv innvirkning på stabiliteten i bergrommene spesielt med hensyn på av omlagringen av spenningene og reduserte deformasjoner langs tunnelaksen. De mest kritiske bruddområdene er som forventet

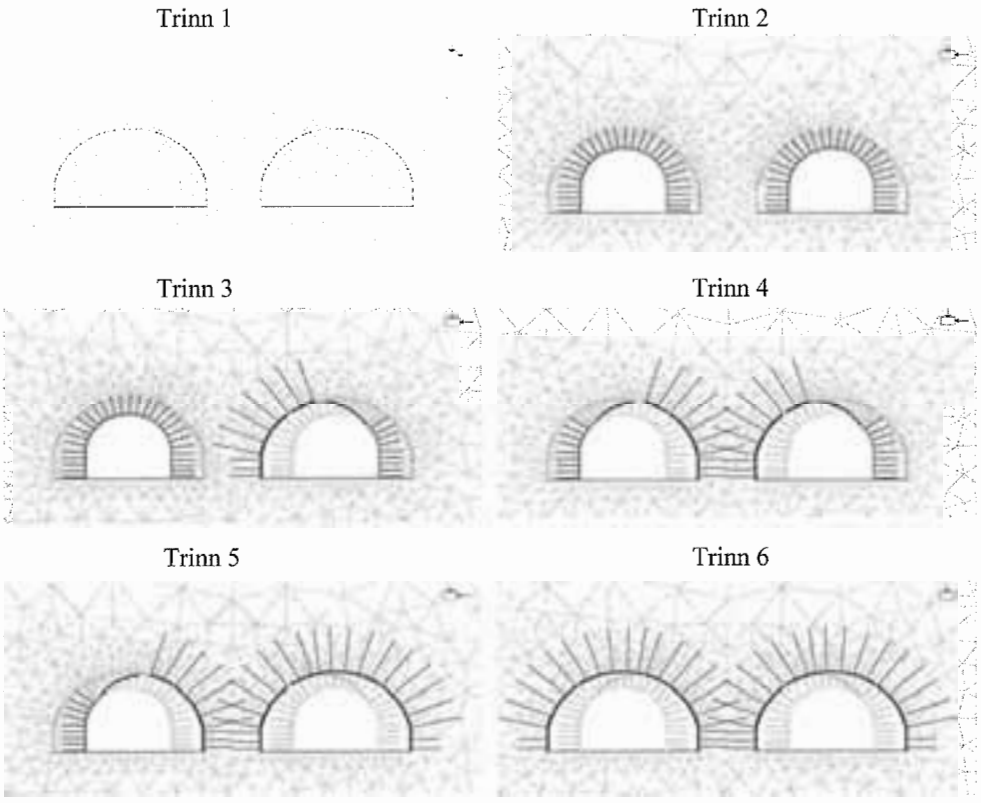
i nærheten av maksimal bergromsbredde. Dette skyldes naturlig nok at pilaren her har minst tykkelse og at det i tillegg er drevet en evakueringstunnel gjennom pilaren. Den store bredden av bergrommet medfører også betydelig belastning av omkringliggende bergmasse i dette området. Bruddområdene avtar gradvis i retning mot normalt tunneltverrsnitt. 3D-analysene verifiserer den generelle stabiliteten av bergrommene med den dimensjonert sikring som beskrevet i kapittel 3.



Figur 7. Flac3D-modell av bergrommene E2 og W2. Havarinisjen er her vist i venstre løp og en evakueringstunnel forbinder denne tunnelen med bergrommet i høyre løp. Rutene i figuren angir elementinndelingen i FLAC3D.

4.2 Todimensjonal analyse

I den todimensjonale analysen er tverrsnittet lagt der bredden av bergrommene er på det største. Den trinnvise utdrivingen med bolter og sprøytbetong etter hvert trinn, samt tidsforsinkelse av installering av bergsikring er vist i figur 8. Analysen gir svar på nytten og responsen av hvert enkelt sikringselement i hvert trinn inkludert spenninger, deformasjoner og eventuelle brudd som oppstår i bergmassen.



Figur 8. Utdriving for de 6 trinnene i den todimensjonale analysen i Phase2.

5 KONKLUSJONER

Artikkelen beskriver bergspenningsmålinger, bergsikring og numeriske analyser utført for stabilitetsvurderinger av bergrom spesielt bygget for lyssetting i Qinling Zhongnanshan Highway Tunnel. De viktigste faktorene i prosjektet er som følger: (1) til dels ekstremt høye bergspenninger, (2) bergmasse av generelt god kvalitet og (3) slank pilar mellom bergrommene i forhold til bergrommenes bredde. Bergsikringssystemet og arbeidsprosedyrene består av utstrakt bruk av bolting, sprøytebetong, trinnvis utdriving og måling og oppfølging av stabilitet og deformasjoner. Utformingen og prosjektering av disse bergrommene er utført ved hjelp av empiriske metoder og siden verifisert ved utstrakt bruk av numeriske analyser.

Ved bergrom E2 og W2 er det målt ekstreme bergspenninger. Her er det anvendt sikringsmetoder for arbeids- og permanentsikring som har nødvendig tøyelighet til å kunne effektivt virke i et regime med høye bergspenninger, store deformasjoner og konvergens i bergrommet. Hensikten med slike sikringsmetoder er å tillate bergmassen en delvis deformasjon før full effekt av bergsikringen oppnås. Stive sikringsmetoder har erfaringsmessig vist seg å ha dårlig anvendbarhet i tunneler med høye bergspenninger. Ved å følge en slik prosedyre unngår man at bergsikringens styrke overgås på et for tidlig tidspunkt i forhold til dens fulle deformasjonen.

De to- og tredimensjonale analysene viser endringen av spenninger og deformasjoner langs tunnelaksen og responsen og virkningen av hvert enkelt sikringselement i hvert enkelt utdrivingstrinn. De numeriske analysene viser at det valgte bergsikringssystemet er tilstrekkelig for å oppnå ønsket stabilitet i bergrommene.

6 TAKK

Prosjektet kom i stand ved at eieren av tunnelen ønsket å benytte seg av tiltak for å bedre trafikksikkerheten i tunnelen basert på erfaringer man har med slike tiltak utført i Lærdaltunnelen med lyssatte bergrom. Gjennom SINTEF Transportsikkerhet og –informatikk og seniorforsker Gunnar D. Jenssen ble SINTEF Berg og geoteknikk koblet inn i prosjektet. Forfatterne ønsker å rette en stor takk til SINTEF Transportsikkerhet og –informatikk for et godt og interessant samarbeid.

REFERANSER

Dahle, H., T. Larsen, M. Lu, A. Myrvang & A. Beitnes (2006) "Extensive core disking during overcoring rock stress measurements in the worlds longest double tube road tunnel", Proceedings of the international Symposium on In-situ Rock Stress, June 19-21, 2006.

Lu, M. (2006). "Interpretation of in-situ rock stress measurements by overcoring". Proceedings of the international Symposium on In-situ Rock Stress, June 19-21, 2006.

Lu, M., Grøv, E. & Dahle, H. (2005) "Rock Mechanics Study of the QZM Highway Tunnel Light Rock Cavern", SINTEF report, STF50 FF05193.

OPS E39 LYNGDAL – FLEKKEFJORD.
STABILITET AV ØSTRE PÅHUGG PÅ FEDAHEITUNNELEN.

Sivilingeniør Stein Heggstad, Rambøll Norge AS.

INNLEDNING:

I september 2006 ble den 17 km lange vegstrekningen på E39 mellom Lyngdal og Flekkefjord åpnet. På strekningen er det 7 tunnelen på til sammen 7,5 km. Vegstrekningen har kostet 1,2 mrd.kr. Utbyggingskontrakten ble utført av VKR-gruppen – (Veidekke entreprenør AS, Kruse Smith AS og Br. Reme AS).
Utbyggings og driftsselskapet heter Allfarveg og detaljer om vegstrekningen finnes på nettet.
Rambøll Norge AS var rådgiver for VKR-gruppen.
Ingeniørgeolog Per Arne Moen var engasjert av VKR-gruppen til å ha den daglige oppfølging av tunneler og forskjæringer og har utarbeidet ingeniørgeologisk rapport. Figurer i dette foredrag er hentet fra denne rapporten, ref 1. Bilder er tilsendt fra Allfarveg AS v.Svein Caspersen, Geir Netland, Veidekke AS og Kurt Arne Watne, Kruse-Smith AS.

7 tunneller skulle tilsi 14 påhugg, men siden Fedaheitunnelen har en oppkjøringsrampe og forbindelse ned gamle E39 ved Fedafjorden er det 15 påhugg. De fleste av disse påhuggene har hatt normale forhold ved oppstart og driving, med variasjoner av forbolting kombinert med sprøytebetong, forsiktig sprengning og oppdelte salver.

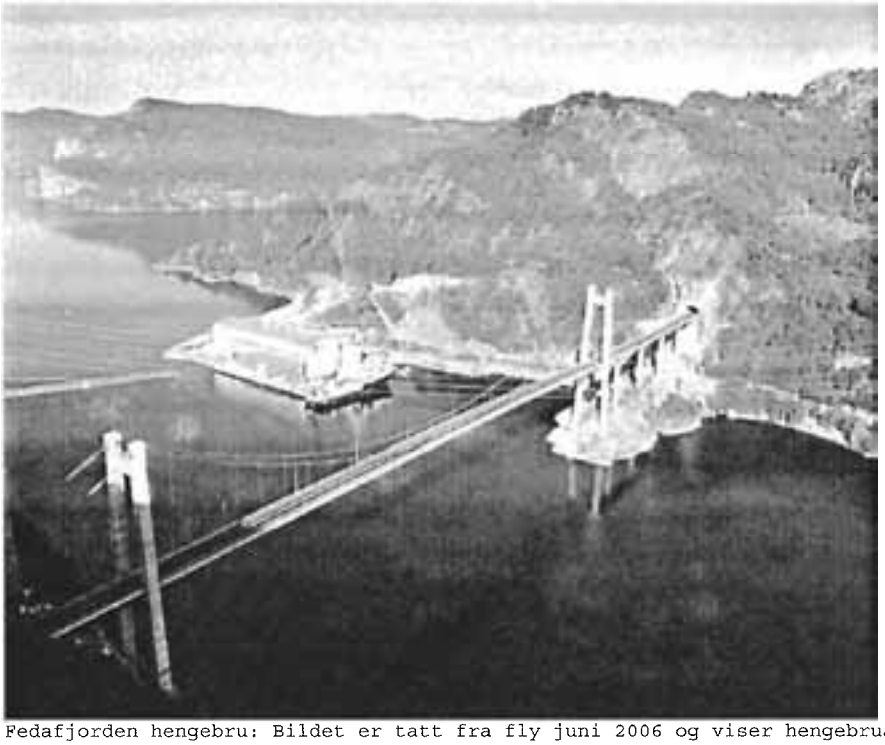
Påhugget på Fedaheitunnelen bød imidlertid på spesielle problemstillinger som krevde omfattende sikring på forhånd, samt supplerende sikring i etterkant som permanent sikring.

Det må understrekes at omtalen under er slik det ble prosjektet. Vi har ikke vært på stedet under arbeidenes utførelse eller etterpå. Tilpasninger er gjort, men hovedtrekkene er som prosjektert.

OPPSUMMERING:

Den nye vegstrekningen på E39 mellom Lyngdal og Flekkefjord ble åpnet i september 2006. Det var spesielle ingeniørgeologiske problemstillinger på begge sider av Fedafjorden. Her omtales problemstillinger i tilknytning til Fedaheitunnelens østre påhugg mot Fedafjorden. Brua kommer rett inn mot påhugget på ca kt 50. En stor bergblokk på flere tusen m^3 på høyre side av påhugget hviler på en skrå sleppe og er avløst i bakkant. Ingen del av den nye konstruksjon skal være i kontakt med dette massivet. Målebolter er montert for å kunne fange opp deformasjon langs sleppeplanet. I tillegg er berghammeren med påhugget underkuttet av den samme skrå sleppa, samt at berget rundt påhugget er gjennomsatt av sprekker som gir store blokker rett over påhugget. Det er utført omfattende sikring i forkant av tunnelsprengning med lange innstøpte 32mm fjellbolter og sprøytebetong. Tunnelen ble drevet gjennom fra innsiden. Det ble sprengt med oppdelte salver og sikret under fremdrift med omfattende bruk av bolter og sprøytebetong. Som permanent sikring ble det i tillegg boltet med lange radielle bolter rett innenfor påhugget, samt at det ble sikret med en 9 meter lang dobbeltarmert sprøytebetongbue som støtter opp både for bergblokker over påhugget og deformasjon langs den skrå 50^0 sleppa. Problemstillingene er så komplekse at de ikke lar seg beregne med noen stor sikkerhet. Samlet sikringskonstruksjon gir tilfredstillende sikkerhet som permanent sikring.

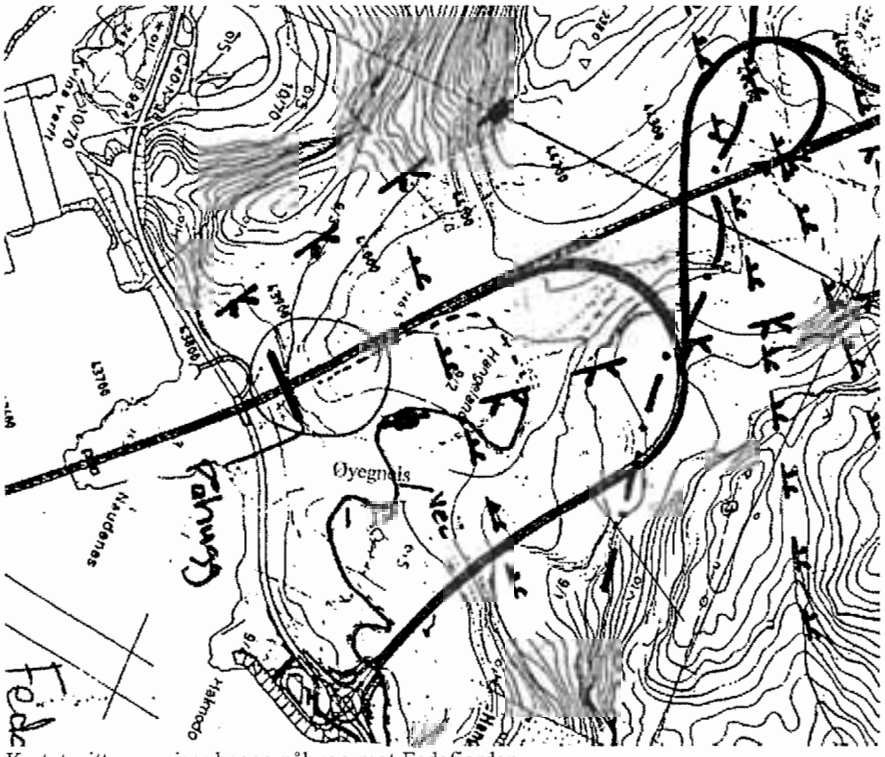
SUMMARY.
The new road E39 between Lyngdal and Flekkefjord was opened in September 2006. This lecture refer to the stability conditions near the eastern tunnel opening on the Fedaheia tunnel towards the Feda Fjord. The tunnel opening is situated in a steep rock slope 50 meters above the sea level where the new road is going directly from the bridge into the tunnel. The problems are located to large rock blocks over the opening, a large joint undercutting the rock mass of several thousands m^3 on the right side of the tunnel and the same joint that further up in the slope is undercutting the rock mass surrounding the tunnel opening.
No part of the construction should have contact with the rock mass on the right side of the opening. Before blasting, the stability conditions near the tunnel were increased by use of 32mm reinforced rock bolts and shotcrete beside and over the tunnel opening. The support of the large rock blocks over the opening were executed by use of 32mm rock bolts with length of 6 and 8 meter and a 9 meter long reinforced shotcrete construction that also cover the undercutting joint in the tunnel.



Fedafjorden hengebru: Bildet er tatt fra fly juni 2006 og viser hengebrua og påhugg mot Fedaheitunnelen. Bilde: Allfarveg AS

1.FEDAHEITUNNELEN

Tunnelen er 1450 meter lang med en avkjøring i sidetunnel ned mot gamle E39. Tunnelen ble drevet fra dette påhugget. Figuren viser begge påhugg ved Fedafjorden, samt av/påkjøringsramper.



Kartutsnitt som viser begge påhugg mot Fedafjorden.

Parsellens mest spektakulære del er brua over Fedafjorden med påhugg mot fjelltunneler høyt oppe i fjellsidene på begge sider av fjorden. I forbindelse med bru og påhugg har to ingeniørgeologiske problemstillinger gitt spesielle problemer:

- Under fundamentet for brutårnet på Fedafjordens østside ble det registrert steile sprekker med mulig utgående lenger ned i fjorden under fundamentet. Her ble NGI engasjert for å utføre beregninger. De anbefalte 11 stk lissestag gjennom en betongdrager under brutårnet med samlet forspenningskraft på 20 MN.
- Ulike problemstillinger knyttet til stabilitet ved østre påhugg som skal omtales nærmere her.
-

2. ØSTRE PÅHUGG

Østre påhugg er plassert på ca kt 50 ovenfor den gamle E39. I utgangspunktet har gunstigst mulig plassering av brua vært retningsgivende for plassering av påhugget. Det har medført at påhugget har fått en noe spesiell plassering. Bilde under viser påhuggsstedet før det ble sprengt.. Stiplet linje antyder plassering av kontur.

Østre påhugg Fedaheitunnelen. (Vatne)
Forklaring:

:Antydet kontur tunnel
:Utgående av 50^0 sleppe.
:Avskjærende sprekk

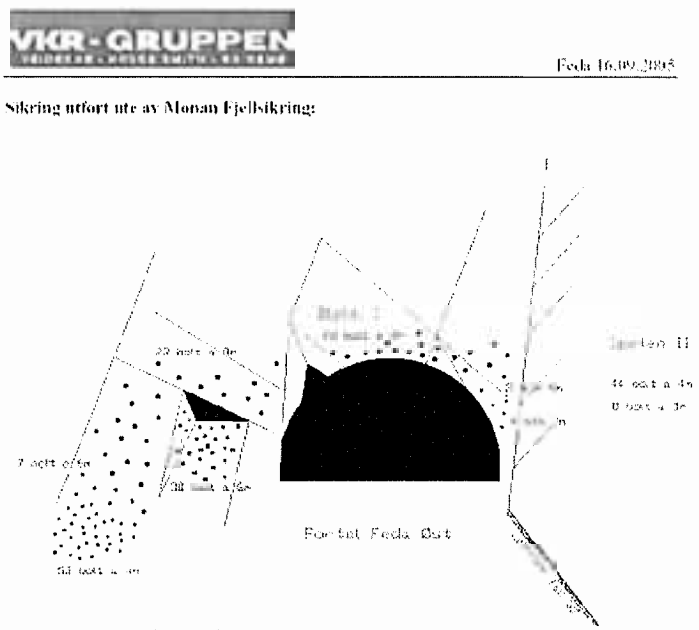
Spesielt tre problemstillinger var sentrale ved påhugget: (Bilde gir bare delvis inntrykk av forholdene).

- I fremkant av påhugget kommer det opp en glatt sprekkeflate som representerer en leirsleppe med ca 50° fall ned mot gamle E39.(fra sålen i påhugget og ned mot høyre på bilde). Denne leirfylte sleppa underkutter hele berghammeren til høyre for- og nedenfor påhugget, med et volum på flere tusen m^3. Påhuggsflaten definerer utgående av en steil åpen sprekk som avkuttet denne berghammeren i bakkant. Det har vært et krav at ingen del av den nye konstruksjonen skulle være i kontakt med dette området til høyre på bilde. Det meste av de utoverhengende blokkene i bergveggen på høyre side av påhugget er derfor, og av hensyn til stabilitet, sprengt. vekk.

- Leirsleppa fortsetter oppover som et sprekkeplan som skjærer av ytre del av berghammeren og tunnelen ut mot påhugget. For å få bedret stabilitet til venstre for- og over påhugget ble det i forkant boltet med ca 120stk 32mm innstøpte kamstålbolter med lengde 4, 6 og 8 meter. I hakket til venstre for påhugget ble det boret inn fjellbolter som forankring for sprøytebetong. Arbeidene ble utført av Monan Fjellsikring.

- Over påhugget ser man konturene av store bergblokker som kunne bli ustabile inn mot tunnelen. Sikring av disse måtte i første rekke tas med radielle bolter inne fra tunnelen, men forbolting som ble utført fra påhuggssiden før sprengning var også innrettet mot denne problemstilingen.

Figuren under viser utført bolting før sprengning og er sakset fra VKR-gruppens rapport., (ref 1). Tunnelen tegnet inn.



Figur viser forbolting (før gjennomslag).

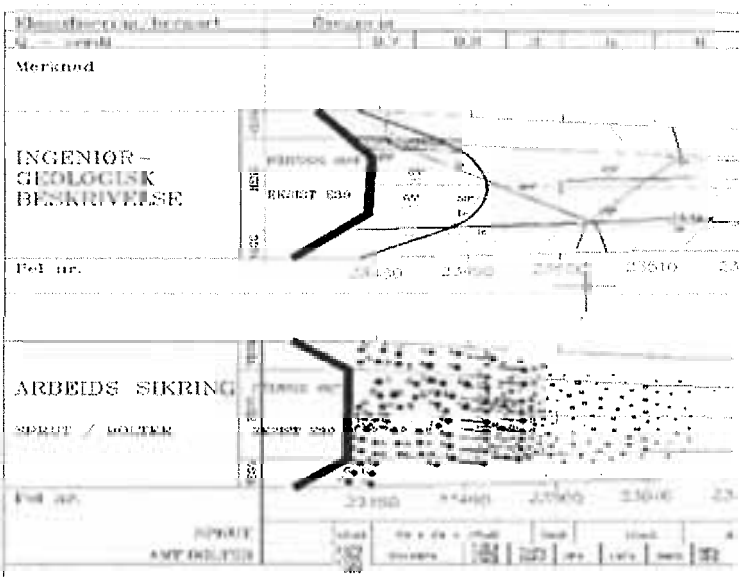
Første pilot drevet gjennom fra innsiden og ut er vist nedenfor.

Gjennomslag med pilot.

Her vises sprøytebetong i hakket nede til høyre for påhugget. Bilde viser også ganske klart de store bergblokkene over påhugget. Sprekkene som avgrenser disse blokkene er svært overeksponert i dagen. Fjellkvaliteten bedrer seg betraktelig 3- 5 meter innenfor påhugget. Tunnelbredden avtar fra ca 13 meter til 8,5 meter (T8,5) ca 30 meter inn fra påhugget. Bilde under viser tunnelen strosset ut til fullt tverrsnitt i påhugget. Sprengning ble utført med oppdelte salver og fortløpende sikring med bolter og sprøytebetong.

Utstrosset til fullt tverrsnitt.

Fortløpende registrering av fjellkvalitet ble utført av VKR-gruppens ingeniørgeolog Per Arne Moen. Figurene viser registreringer etter Q-metoden og utført sikring på stuff på de siste metrene ut mot påhugget.



Figur 9. Portal Fedalhei øst. Viser leirsonen som skar inn fra utslaget ved fall 50 grader, sikringen av denne. De ytterste 15 meterne med sikring er tatt med i tabellen under ikke inkludert sikring gjort utenfra av Moen.

Bolter	P3	P4	K5	K6	K8	Sum
Antall	19	53	19	16	19	116
Sprut (m3)	100					

Tabell: Sikringsmengde i ytterste 15 meter av tunnel eks utesikring.

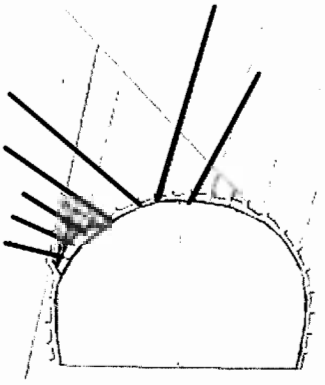
Figurer og tabeller hentet fra VKR-gruppens rapport, ref1

3. PERMANENT SIKRING:

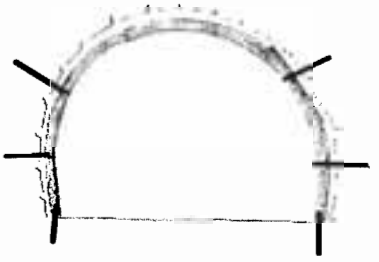
Problemstillingene rundt påhugget er komplekse og gjør at det ikke er enkelt å velge hvilke parametre som kan være kritisk for stabilitet. Som grunnlag for permanent sikring ble det lagt til grunn at blokka over påhugget skulle boltes for å ta vekten som ble anslått til rundt 800 tonn eller 80 - 90 tonn pr. lm langs tunnelaksen. Beregninger av stabilitet for utglidning langs skråsleppa viste rimelig god sikkerhet, men er sterkt avhengig av friksjonsforholdene langs sleppa. Enkle beregninger viste sikkerhet fra 1,5 – 2 med sannsynlige anslag for kohesjon og friksjonsvinkel, men der avvikende verdier innvirker sterkt på resultatet.

For å diskutere permanent sikring av påhugget ble det avholdt møte med Vegdirektoratet 30.11.05. Der ble problemstillingene gjennomgått og det ble enighet om å utføre permanent sikring i form av en kraftig armert bue over området rett innenfor portalen for å sikre blokka over påhugget, i tillegg til bolting med lange bolter, samt en bue lenger inn for å dekke den skrå sleppa. Avstanden mellom buene ville imidlertid bli så liten at vi i praksis prosjekterte en kraftig bue som dekker hele området. Anslått utstrekning mellom pr 23481 og 23490. Denne

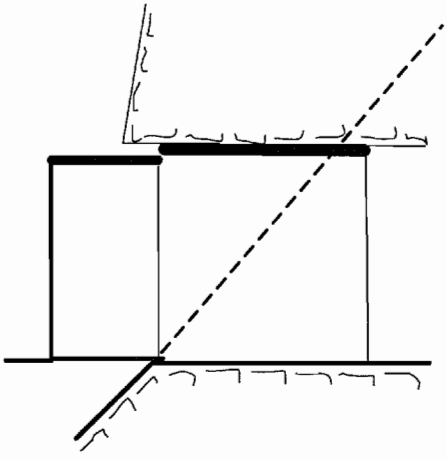
buen ble prosjektert som dobbelt armert og boltforankret med korte bolter i vegger og såle som vist på skisser under.
Buen er ikke beregnet med tanke på kapasitet.



Sikring av blokk over påhugg med 4 stk Ø32mm innstøpte bolter pr lm med lengde 6 og 8 meter. 3 meter lange Ø32mm bolter som forankring av kile av sprøytebetong i utfall i venstre side..



Bolterader i vegger og såle for forankring i sprøytebetong. Sprøytebetongbue: dobbeltarmert med Ø20mm kamstål c/c 300mm. 30 – 40 cm tykkelse på sprøytet bue.



Prinsipp for utstrekning på armert sprøytebetongbue, pr 2381 – pr 2390 over skrå sleppe. Portalstøp i påhugg ut mot bru.

Figurene viser armering av bue (oppe på bilde) og bolter i vegg. (Allfarveg AS)

3.1. Mengder anslått:

Sprøytebetong i kile i påhugget, uarmert:			12 – 15m^3
Bolter i kile:	Ø32mm	L= 3m	10 stk
Sprøytebetong i bue, fiberarmert:			125m^3
Armering i bue:	Ø20mm	L=1400m	=3360kg
Horisontal:	Ø12mm	L=733m	= 660kg
Bolter i fundament	Ø32mm	L=1,5	ca 20 stk
Bolter i heng:	Ø32	L=6 - 8m	30 stk

I tillegg kommer bolter og nett for å sikre påhuggsflata ovenfor portalen fra kran.

3.2 Målebolter

For å kunne måle bevegelser i "Speilen 2" berghammeren til høyre for påhugget, er det satt inn målebolter. Disse vil kunne avsløre om det er bevegelser i dette store massivet og må følges opp i årene fremover.

Ferdig bru, påhugg og tunnel! (Netland)

Påhugg, portal og brudekke. (Netland)

REFERANSER OG BENYTTET MATERIELL:

- Ref 1: Tunnel portaler OPS E39 Lyngdal Flekkefjord: VKR-gruppens rapport utarbeidet av ingeniørgeolog Per Arne Moen
- Bilder er oversendt fra Allfarveg AS v. Svein Caspersen, Geir Netland, Veidekke AS og Kurt Arne Watne, Kruse-Smith AS

Numerisk modellering av rundkjøring i Steinbergtunnelen

Numerical modelling of subsurface roundabout in Steinberget tunnel

Siv.ing. Are Håvard Høien, Statens Vegvesen

Sammendrag

Steinbergtunnelen er en del av Nordre avlastningsveg i Trondheim. Rundkjøringen i tunnelen har tre armer og en gjenstående stabbe i midten. På grunn av krav til sikt er det i øst et stort spenn på 25 meter.

Resultater fra den numeriske modelleringen viser at det kan bli strekkspenninger i hengen i rundkjøringen. Ved å sprenge forsiktig inn mot stabben og vegger kan en sørge for at spenningskonsentrasjonen holder seg ut mot periferien slik tilstanden i hengen ikke blir verre enn nødvendig.

Den numeriske modelleringen er gjort i et program som vanligvis brukes til design og beregninger av metall- og plastprodukter. Dette programmet har stort potensial for bruk også på bergmekaniske beregninger og er spesielt god på selve modelleringsprosessen der konvensjonelle programmer har mange begrensninger. For analyse av deformasjoner bør muligheten i en annen modul fra samme produsent undersøkes.

Summary

The Steinberget tunnel is a part of Nordre avlastningsveg in Trondheim. The roundabout has three arms and a rockpillar holding up the roof in the middle. Because of the sight recuirements of roundabouts it is a large span of 25 meters in the east.

Results from the numerical modelling shows tension stresses in the hanging wall in the roundabout. With careful blasting against the walls and the pillar you can see to that the stress concentration will stay near the outline and not make the stress situation in the hanging wall worse than necessary.

The numerical modelling is executed in a program witch usually is used to design and calculate on metal and plastic products. The program has a big potensial for use in rock mechanical calculations and is especially good on the modelling part where conventional programs has large limitations. For the deformation analysis should the possibilities in another module from the same manufacturer be examined.

37.1 Innledning

Steinbergtunnelen er en del av Nordre avlastningsveg i Trondheim. Første salve ble sprengt 27. mars 2006 og den skal ferdigstilles høsten 2007. Tunnelen drives i grønnstein med innslag av en granodiorittisk bergart.

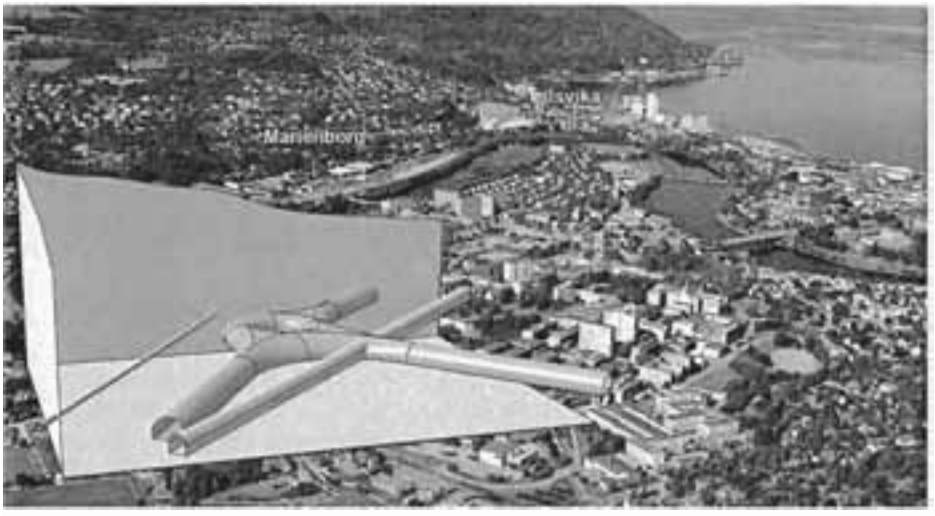
Rundkjøringen ligger ca 100 meter inne i fjellet under Steinberget og har ca 40 meter overdekning. Den har tre armer som kommer ut i Ilsvika, Steinberget/Ilakrysset og Marienborg. I midten er det en stabbe med en diameter på 19 meter og på østsiden er det et stort spenn på 25 meter for å ivareta kravene til sikt.

3D-modellering og analyser er utført i Catia V5R16 som er utviklet av Dassault Systèmes. Dette er et FEM-program som i hovedsak brukes til modellering og produktutvikling av metallkomponenter. Det er derfor gjort supplerende modelleringer i 2D i Phase2, utviklet av Rocscience, for å verifisere resultatene fra modelleringen i Catia. Dassalt Systèmes har også rettighetene til Abaqus som er vanligere å bruke til slike formål. Det er mulig å legge dette programmet inn som en modul i Catia og med det ha flere muligheter i analysefasen. Spesielt for deformasjonsanalysene sin del ville det vært interessant å undersøke denne muligheten.

37.2 Modelleringsprosessen i Catia

Utføringen av modelleringen kan i hovedtrekk deles i tre:
1. Modellering av geometri
2. Meshing
3. Analyser

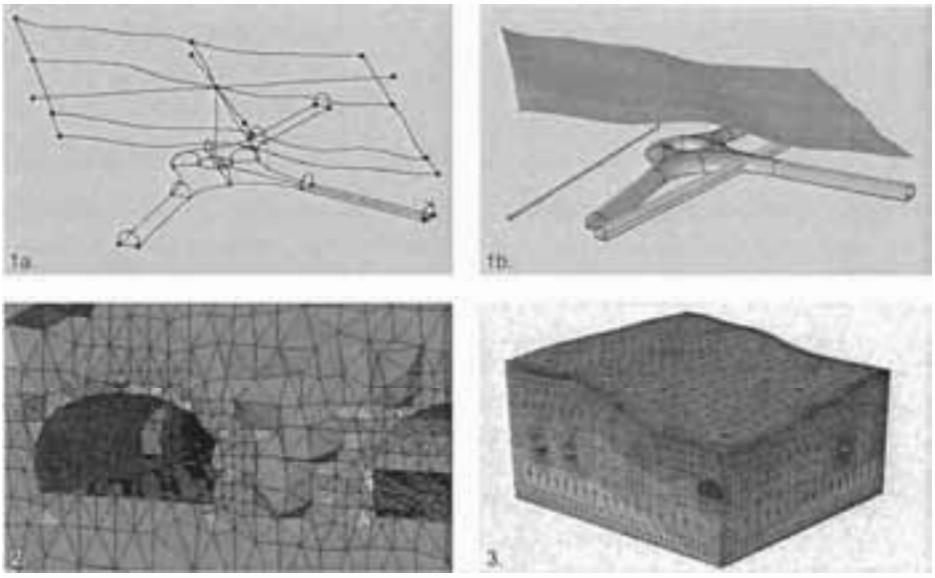
1. For å beskrive selve geometrien tar man utgangspunkt i tegninger og kart for det som skal modelleres. Ut fra dette lager man en rekke tverrsnitt og guidelinjer i 3D som senere blir forbundet med flater for å beskrive geometrien fullstendig.



Figur 1 - Plassering: Rundkjøringen ligger under Steinberget med en overdekning på 40 meter rett over midten av rundkjøringen. Toppen på de vertikale flatene representerer terrengnivået. Tunnelen som krysser løpet ut mot Ila er en nedlagt togtunnel. Til venstre sees kloakktunnelen som går til Høvringen. (Bakgrunnsfoto: www.ntnu.no)

2. For at programmet skal kunne regne på modellen lages det et mesh. Dette er nett av elementer som er knyttet sammen i noder (knutepunkt) som blir beregnet ut fra modellen som er laget. Nøyaktigheten av dette er avhengig av datakapasiteten du har til rådighet

3. Her blir innspenning, krefter som påvirker modellen og materialparametere lagt til. Etter utregningen kan man få fram visninger av deformasjon og spenninger samt retninger på disse.



Figur 2 - Modellerings-prosess: (1a.) Trådmodell, (1b.) Flater (2.) Mesh, (3.) Hele modellen etter beregninger.

37.3 Inngangsparametere

Geometri

Rundkjøring, eksisterende tunneler og topografi er tatt fra tegninger og kart laget av Rambøll og Multiconsult.

Mesh

Mesh størrelsen er fra 1,2 til 3 meter, med de minste verdiene der det er mest detaljer. "Sag" beskriver avviket der rette linjer skal beskrive kurver og er satt til å være maks 0,2 meter i de mest detaljrike områdene og 0,5 meter på resten. Det kunne vært ønskelig å ha mindre verdier slik at man fikk en bedre oppløsningen på meshet dermed kunne se detaljene litt bedre. Dette var ikke mulig på grunn av begrensninger i datakraft. Men meshet er likevel tilfredsstillende.

Spenninger

I resultatene som er presentert er det bare brukt spenninger generert fra gravitasjonen. Det er også gjort analyser med større overdekning for verifisering av riktigheten av modellen. I tillegg er det også lagt til horisontalspenninger for å se hvordan modellen reagerte, men disse er ikke presentert her.

Innspenning

I bunnen er modellen innspent med en "clamp", det vil si bunnflaten ikke kan bevege seg i noen retninger. De vertikale sidene er innspent med "sliding surface", det vil si at de kan bevege seg parallelt med sin egen overflate.

Materialparametere

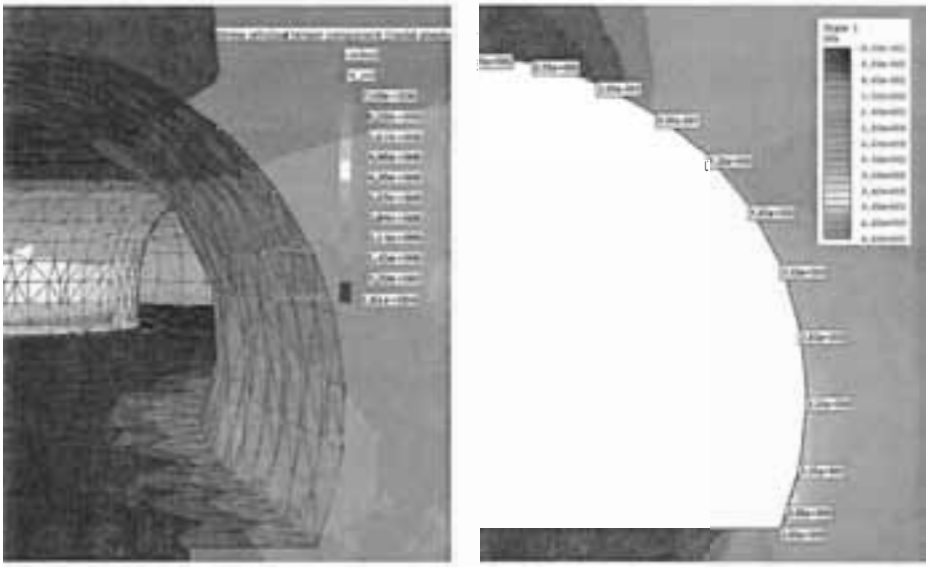
Programmet går ut i fra at materialet oppfører seg lineært elastisk. Parametrene som er lagt inn er E-modul på 23,0 GPa, Poissons forhold på 0,208 og densitet på 2960 kg/m^2. Disse verdiene er fra labforsøk og E-modulen er ikke justert for oppsprekking i berget. Phase2 har også muligheten til å legge inn plastiske egenskaper.

37.4 Verifisering av resultater

Som nevnt før er Catia ikke vanlig å bruke til dette formålet. Det er derfor utført modellering i Phase2 for å verifisere resultatene. Begge programmene er basert på endelig element metoden (FEM) og betrakter materialet som lineært elastisk.

I 3D-modellen er tunnelløpet som går mot Ilsvika nokså langt og dermed upåvirket av rundkjøringen og de andre tunnelene i området. Det er her laget et tverrsnitt i Phase2 som er sammenlignet med tilsvarende tverrsnitt i Catia. Det er sammenlignet verdier for største hovedspenning og deformasjon i z-retning (deformasjoner er ikke vist her).

Deformasjonen er svært lik i plotene fra de to programmene. For største hovedspenning sin del er toppverdien noe mindre i plotet fra Catia enn fra Phase2. Dette kan forklares med at oppløsningen på meshet er bedre i Phase2. Hvis man ser på den grafiske fremstillingen i Catia-plotet ser man også at toppverdien ikke ligger på en av nodene og dermed kan man ikke lese av et eksakt tall. Maksverdiene er 3,80 MPa i Phase2-plotet og 3,44 MPa i Catia-plotet, så verdiene er uansett ikke mye forskjellige.



Figur 3 - Verifikasjon ved spenninger: Plot fra Catia (t.v) og Phase2 (t.h.). Plot fra Catia (t.v) og Phase2 (t.h.). Fargeskalaene er forskjellige på de to plotene.

I tillegg er det gjort forsøk med å lage en terning med et sirkulært hull igjennom i Catia, med tilsvarende modellering i 2D i Phase2. Også disse modellene stemmer overens.

Det er også laget tverrsnitt i Phase2 gjennom stabben i midten av rundkjøringen. Spenningene ble her naturlig nok mindre enn i 3D-modellen. Det er også laget modeller med 10 meter ekstra overdekning. Også her ble resultatene like.

Standard utregninger for hånd støtter disse resultatene. Ved en overdekning på 39 meter og romvekt på $\rho = 2960$ kg/m^3 blir $\sigma_v = 1{,}132$ MPa og $\sigma_h = 0{,}297$ MPa. I 3D-modellen er hovedspenningene $\sigma_1 = 1{,}14$ MPa, $\sigma_2 = 0{,}406$ MPa og $\sigma_3 = 0{,}316$ MPa, der σ_1 er vertikal under samme overdekning. Se fig 4.

Figur 4 - Hovedspenninger: Plot fra Catia med hovedspenninger i et område mer eller mindre upåvirket av bergrommene. Overdekning ca 39 meter.

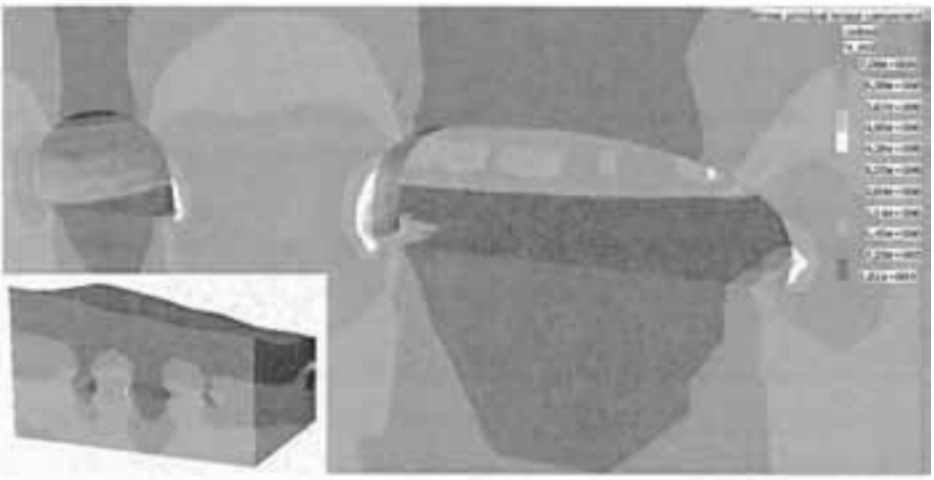
Beregninger av spenninger rundt sirkulært hull med Kirsch-ligningene stemmer også bra.

37.5 Resultater

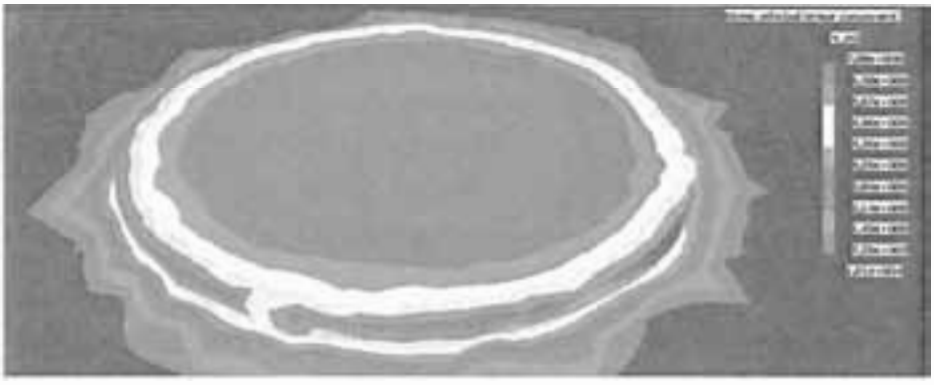
Det blir her presentert hovedspenninger og deformasjon. For hovedspenningene blir største og minste hovedspenning presentert samt retningen på disse. Det blir presentert en del viktige verdier, men den beste forståelsen vil man få ved å sette seg godt inn i figurene. (At de her blir presentert i svart/hvitt er ikke ideelt.)

Det som må sies er at den beste måten å se disse på er å selv sitte å dreie på modellen og velge forskjellige måter å visualisere resultatene på. Dette gjelder spesielt retningen på deformasjoner og retninger på hovedspenninger da disse kan virke uoversiktlige når man selv ikke har muligheten til å orientere seg i modellen.

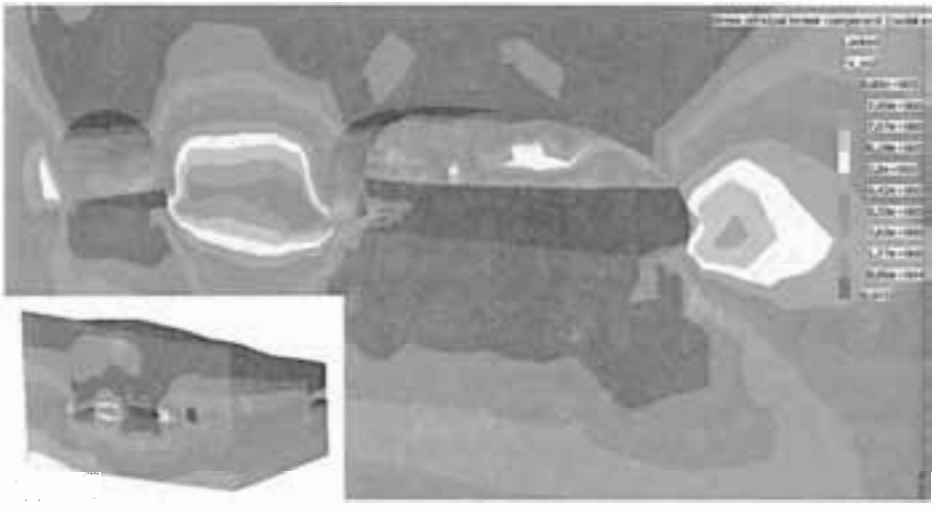
Figur 5 - Største hovedspenning: Horisontalt tverrsnitt 2 meter over ligg, sett fra øst.



Figur 6 - Største hovedspenning: Vest-øst tverrsnitt. Sett fra sørøst.



Figur 7 - Største hovedspenning: Horisontalt tverrsnitt av stabben 0,5 meter over liggen.



Figur 8 - Minste hovedspenning: Vest-øst tverrsnitt. Sett fra sørøst.

Hovedspenninger

Største hovedspenning

Høyest verdi på største hovedspenning finner man i den gjenstående fjellpilaren i midten av rundkjøringen, kalt "stabben". I denne, ca 0,5 meter over liggen, er spenningene fra 5,5 MPa mot vest og opp til 7,1 MPa mot det store spennet i øst.

En annen plass med spenningskonsentrasjoner er der den gamle jerbanetunnelen krysser løpet som går ut mot Ilakrysset. I hjørnene ut mot rundkjøringen kommer spenningene opp mot henholdsvis 6,8 MPa på sørsiden og 5,5 MPa på nordsiden.

De minste verdiene er strekkspenninger på 0,15 MPa i hengen på vestsiden av stabben og 0,50 MPa i det store spennet på østsiden. I hengen på tunnelløpene ligger verdiene på ca 0,20 MPa (trykksp.).

Verdiene på figurene er absoluttverdier.

Minste hovedspenning

Høyeste verdi på disse finner man rett innenfor periferien til tunnelveggen ved det store spennet og inne i stabben. Verdiene ligger på 0,8-0,9 MPa.

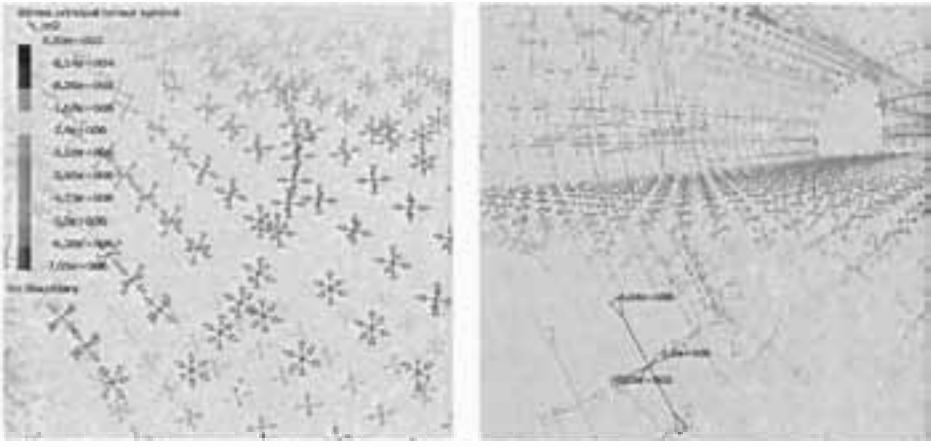
De minste verdiene på disse har kPa-nivå og er i taket på tunnelen og da spesielt i det store spennet i øst.

Retninger

I tunnelveggene tangerer største hovedspenning periferien og ligger i et plan parallelt z-aksen. Der liggen møter tunnelveggen har den en vinkel som tipper inn mot veggen.

I hengen i den gamle jernbanetunnelen og tunnelløpene indikerer modellen at det bare er trykkspenninger.

I hengen i det store spennet øst i rundkjøringen, samt de relativt store spennene der tunnelene kommer inn til rundkjøringen er største hovedspenning en strekkspenning. I enkelte områder er både største og minste hovedspenning strekkspenninger. De største verdiene ligger på 0,40 Mpa.



Figur 9 - Retninger: *Venstre:* Utsnittet viser spenningsretninger i det store spennet på østsiden. *Høyre:* Til venstre er sørøstveggen på stabben. Rett fram er tunneliøpet mot Ilakrysset.

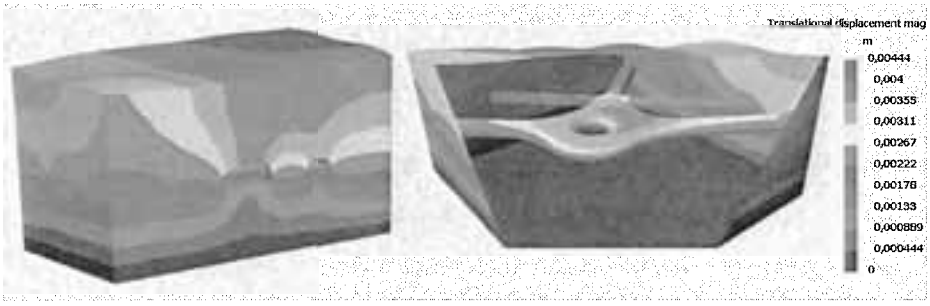
37.5.2 Deformasjon

En svakhet med deformasjonsberegningene i Catia er at hele modellen "setter seg" når den gravitative lasten blir satt på. I Phase2 kan man ta høyde for dette ved å sette det opp slik at det regnes ut som om spenningene var der før rommet blir tatt ut. Det er ikke gjort i verifiseringen vist i kapittel 37.3. Spenningsbildet har ikke nevneverdig endringer på grunn av dette.

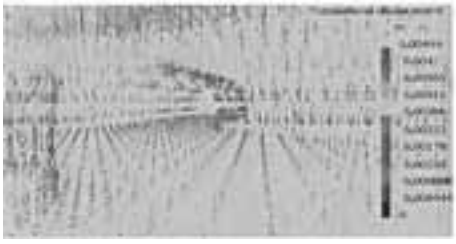
Modellen har som nevnt før bare spenninger generert av gravitative krefter. Dette gjør at deformasjonen i all hovedsak er langs z-aksen. I det største spennet i rundkjøringen ligger deformasjonen opp mot 4 mm. I området der jernbanetunnelen krysser løpet ut mot Ilakrysset er det en deformasjon opp mot 3 mm. Det man må merke seg er at liggen i tunnelen også forskyver seg noe nedover slik at den relative forskyvningen ikke er så stor.

Analysedelen av Catia regner kun på den elastiske delen av deformasjonen. Det vil si at bare den momentane deformasjonen blir beregnet. Man kan derfor forvente at de blir betraktelig større enn beregnet under driving og i perioden etter. Det er utført målinger med ekstensometer i taket på rundkjøringen. Disse ble satt inn en uke etter hele rundkjøringen var drevet og viser deformasjoner på 3, 5 og 8 mm i forhold til det innerste ankeret i løpet av 3-4 uker før det flater ut (Lillevik, 2006). Disse målingene har altså ikke fått med seg den momentane deformasjonen og den første delen av den tidsavhengige.

Topografi og geometri gjør at det også er små forskyvninger i horisontalretningen. Disse er under en millimeter og har en nordøstlig retning. Størst er de i veggen mot jernbanetunnelen der den krysser løpet mot ila. Verdiene er opp i 0,04-0,05 mm.



Figur 510 - Deformasjon: T.v. ses et snitt i øst-vest-retning fra nordvest. Forflytningen er størst i det store spennet. Det er også verdt å merke seg området der den gamle jernbanetunnelen krysser løpet mot ila.



Figur 11 - Deformasjon i z-retning: .Viser forflytning i stabben (t.v.) og stort spenn (topp).

Figur 12 - Deformasjon: Utsnittet sees fra retning Ilakrysset.Til venstre sees løpet fra den gamle jernbanetunnelen.

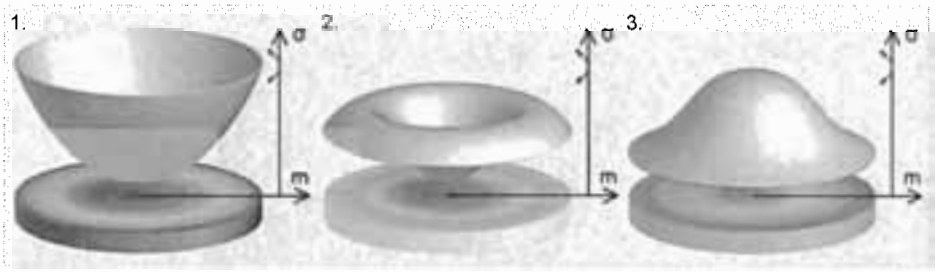
37.6 Vurdering av resultater

Bergarten i området har i utgangspunktet en del sprekker samt at det vil dannes sprekker under sprengning. I disse områdene får fjellet en lavere stivhet (E-modul) og er dermed i mindre stand enn de indre massene til å ta opp spenninger. Dette vil føre til at spenningskonsentrasjonen vil bevege seg fra periferien og innover i bergmassen (Myrvang, 2001). I hvilken grad dette skjer er avhengig mengde og orientering av sprekkene. I området for Steinbergtunnelen der man regner med at største hovedspenning er vertikal og derfor har oppkonsentrasjon av spenninger i veggene, kan man derfor anta at spenningene i periferien i veggen generelt er lavere enn det som er i modellen.

For stabben sin del vil spenningskonsentrasjonene bevege seg inn mot midten med økende oppsprekkingsgrad (Myrvang, 2001), se figur 13. Dette kan føre til dårligere innspenning i hengen.

Der den gamle jerbanetunnelen krysser løpet ut mot Ilakrysset blir det spenningskonsentrasjoner i hjørnene ut mot rundkjøringen. Strekkspenningene i det store spennet og der tilløpstunnelene møter rundkjøringen indikerer at man kan få problemer med innspenningen. Det ble ikke målt strekkstyrke av bergarten under laboratorieforsøkene, men erfaringstall (Myrvang, 2001) viser at grønnstein ligger godt over de verdiene modellen gir. Selv om bergarten har tilfredsstillende strekkstyrke er bergmassen i området oppsprukket og har på enkelte steder putestruktur slik at mangel på innspenning kan få konsekvenser.

Det er som nevnt før bare spenninger generert av gravitasjon i modellen. Forholdene på stedet er vurdert til at det er det mest riktige å anta. Man kan likevel ikke være sikker på dette uten å utføre spenningsmålinger. Hvis man har slike målinger har Catia muligheter til å legge inn flere typer spenninger i modellen. Man kan også gå inn i enkeltpunkter i modellen (som i figur 4) og se på spenningsvektorer og på den måten kalibrere modellen opp mot spenningsmålingene både i størrelse og retning. Hvis man har spenningsmålinger fra flere plasser i modellen kan man ut fra spenningsforholdene også gjøre vurderinger på om riktigheten valgte E-modul.



Figur 13 - Spenningsfordeling i stabben ved oppsprekking: (1.) viser spenningsfordelig under ideelle forhold slik som i modellen. (2.) og (3.) viser spenningsforhold ved økende oppsprekkingsgrad fra periferien og inn. (Etter Myrvang, 2001)

Referanser

Lillevik, S., 2006, Excelark med deformasjoner i Steinbergtunnelen, E-mail
Myrvang, A., 2001, *Bergmekanikk,* Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

PROJEKTERING AV ETT DJUPLAGER FÖR LAGRING AV UTBRÄNT KÄRNBRÄNSLE – LAXEMAR, SVERIGE

Design of a deep repository for storage of spent nuclear waste – Laxemar, Sverige

Tekn. Dr. Thomas Jansson, Tyréns AB, Sverige
Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI
Civilingenjör Rolf Christiansson, SKB AB, Sverige

SAMMENDRAG

Denna artikel beskriver den inledande projektering, D1, som gjorts för ett slutförvar för använt kärnbränsle vid Laxemar i Oskarshamns kommun, Sverige. Projekteringen är baserat på SKB:s inledande platsundersökningar, som utfördes mellan 2002 och 2005. Projekteringsuppdraget har utförts av Tyréns AB (Göteborg) och NGI (Oslo) med SKB:s projekteringsanvisningar som projekteringsförutsättning.

Enligt gällande planer för det svenska kärnkraftprogrammet skall minst 4 500 stycken kapselpositioner placeras i ett slutförvar för utbränt kärnbränsle. Med hänsyn till rådande osäkerheter kring kärnkraftsverkens driftsperiod, har SKB beslutat att projektera för 6 000 kapslar slutförvaret. SKB har utarbetat en handledning för projektering av slutförvaret. Enligt handledningen skall ett antal specifika frågeställningar analyseras, vilket är utfört inom projekteringsuppdrag. Vidare är huvudmålet med projekteringen att bedöma om Laxemarsområdet är lämplig för slutförvaring och om tillräcklig stor plats finns för att rymma förvaret.

Bergmassa inom området består av finkornig kristallint urberg. De varierande bergarterna inom området har efter undersökningsresultat indelats av SKB i bergdomäner med varierande egenskaper inom de olika ämnesområdena (geologi, hydrogeologi, bergmekanik, termiska med mera). Bergdomänernas omfattning och utbredning varierar med djupet. Djupen som har studerats är mellan 400 och 700m. Inom och runt området finns ett antal deformationszoner som begränsar deponeringsområdet. Identifiering och analyser av dessa zoner har gjorts under projekteringen, bland annat skall avståndet mellan varje specifik zon och deponeringsområdena bestämmas.

Utformningen av deponeringsområdena omfattar analyser av layoutegenskaper för alla tunnlar, deponeringshål, tunnlarnas orientering, analys av uppskattat bortfall av deponeringshål på grund av använda designförutsättningar, samt en rekommendation av lämpligt förvarsdjup. I artikel beskrivs bestämningen av avståndet mellan deponeringshålen samt analyserna för att bedöma bortfallet av deponeringshål.

Den föreslagna baslayouten på djupet 500 m baseras på analyser och resultat från designförutsättningarna och kravet på en kapacitet för 6 000 kapslar. Vidare är hänsyn tagen

till ovanjordsanläggningen mest fördelaktiga placering på markytan vid placering av baslayouten på djupet. Den totala volymen bergschakt, inklusive deponeringsområden, central området, ramp och vertikalschakt, för baslayouten uppskattas till ca 2,5 miljoner kubik (exkluderat deponeringshålen) vilket inkluderar 72 km tunnlar och 7 500 deponeringspositioner, varav ca 25 % bedöms förkastas.

En teknisk riskbedömning är gjord och med fokus på frågan "Kan slutförvaret rymmas inom anvisat område?". En modell som beaktar variationer för ett antal förutsättningar, vilka påverkar det tillängliga området för slutförvaret, har utvecklats. Analysen utfördes med hjälp av Monte Carlo simulering.

Resultaten från projekteringen visar på en genomförbarhet av slutförvars anläggning på djupet ca 500m. Ett antal frågeställningar har urkristalliserats under projekteringen. Dessa frågeställningar har förts tillbaks till platsundersökningarna, och fördjupat underlag för ytterligare projekteringsinsatser förväntas till nästa projekteringsomgång 2007. De resultaten kommer att utgöra underlag till SKB:s val av plats för slutförvaret, och lokaliseringsansökan till svenska regeringen.

SUMMARY

This article describes the initial design, D1, which was done for a final repository for spent nuclear waste at Laxemar in Oskarshamn municipally, Sweden. The design is based on SKB:s initial site investigations, that were performed between 2002 and 2005. The initial design has been performed by Tyréns AB (Göteborg) and NGI (Oslo) based on SKB:s guidelines for repository design.

According to the existing plans for the Swedish Nuclear Power Program, at least 4 500 canister positions will be placed in a final repository for spent nuclear fuel. With respect to the current uncertainty around the nuclear power stations' operation period, SKB has decided to design for a 6 000 canister repository. SKB has prepared a guideline for design of the repository. The final design shall be decided after a careful review of all the questions to be answered from various project contracts. The main goal with the design work is to estimate if the Laxemar area is suitable for siting the final repository and if there is enough space for the repository.

The rockmass in the area consists of fine-grained crystalline pre-cambium rocks. Based on the investigations performed, SKB has classified the various rock types in different domains, with varying properties according to different subject fields (geology, hydrogeology, rock mechanics, thermal etc.). The rock domains extent and spread vary with the depth. The depths that have been studied are between 400 m and 700 m below the ground surface. There are several deformation zones within and around the area that restrict the repository area. Identification and analysis of these zones have been done during the design. Among other aspects, the distance between every specific zone and the repository areas shall be determined.

The design of the repository areas include analysis of layout properties for all of the tunnels, deposition holes, directions of tunnels, analysis of estimated loss of deposition holes due to used design premises and a recommendation of appropriate repository depth. This article describes how the distance between the deposition holes is determined and shows the analysis to estimate loss of deposition holes.

The suggested base-layout at 500 m depth is based on analysis and results from the design criteria and the demand of a capacity of 6 000 canisters. Furthermore, considerations are taken to select the most favourable location for the surface constructions during location of the base layout at depth. The total rockmass volume, including deposition areas, the central area, ramp and vertical shafts, is estimated to 2, 5 million cubic meters for the base-layout (excluding the deposition holes) which includes 72 km tunnels.

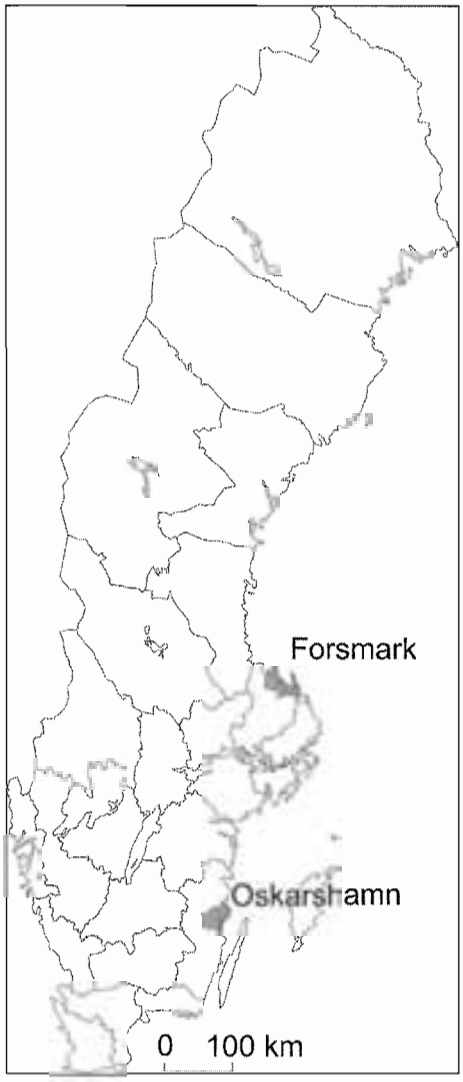
A technical risk assessment is performed to answer the question: "can the final repository be accommodated in the assigned area?". A model which takes into consideration the assumptions, which have an impact on the siting of the area for final design, has been developed. Monte Carlo simulations have been performed for carrying out the analysis.

The results from initial design indicate that the repository can be constructed at around 500 m depth. A number of questions have arisen during the initial design. These questions are related to the site investigations, and further knowledge from the on-going project activities in 2007 will help answer the questions. The results from these project activities will form the base for SKB:s choice for siting the repository and for decision from the Swedish government.

1. BAKGRUND OCH SYFTE

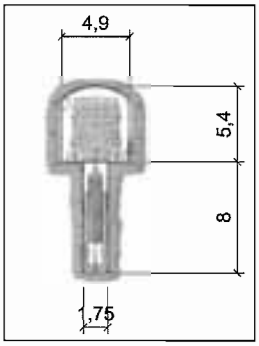
Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB) genomför sedan 2002 platsundersökningar på två orter i Sverige. Orterna är Oskarshamns kommun, med två undersökningsområden Laxemar och Simpevarp, och Forsmarks kommun [1], se Figur 1. Målet med undersökningarna för SKB är att föreslå placering av ett slutförvar för använt kärnbränsle, förutsatt att platsen bedöms vara tillräckligt säker. Förslaget och tillhörande ansökan om lokaliserings- och byggtillstånd av slutförvaret skall lämnas till svenska regeringen, som tar beslut om tillstånd eller inte.

Det använda bränslet från de svenska kärnkraftverken avses deponeras enligt den s.k. KBS-3 metoden. Detta innebär att bränsleelement placeras i ett stålhölje, som inkapslas i koppar. Kopparkapslarna placeras i vertikala borrhål (deponeringshål), ca 1,8 m i diameter och 8 m djupa, se Figur 2. Kapslarna omges av hög-kompakterad bentonit lera. Borrhålen placeras i ett tunnelsystem, på djupet 400-700m i fast berggrund, som skall återslutas efter drift.



Figur 1. Bild som visar placeringen av undersökningsområden.

Den inledande projekteringen avser att studera lämpligt placering av den anläggningen som är nödvändig för ett säkert slutförvar för kopparkapslarna. För de tre undersökningsplatserna, Laxemar, Simpevarp och Forsmark har SKB genomfört tre fristående och inledande projekteringar för ett slutförvar av använt kärnbränsle. Projekteringsarbetet för Laxemar projektet och dess djupförvarsanläggning har genomförts av Tyréns AB (Göteborg) och NGI (Oslo).



Figur 2. Tvärsektion över kopparkapsel och deponeringshål.

Syftet med denna artikel är att översiktligt beskriva vilka frågeställningar som skall lösas vid detta projekteringsarbete med djupförvarsanläggningen samt redovisa exempel på resultat från projekteringen vid Laxemar, Oskarshamn.

2. PLAUNDERSÖKNINGSPROGRAMMET - ALLMÄNT

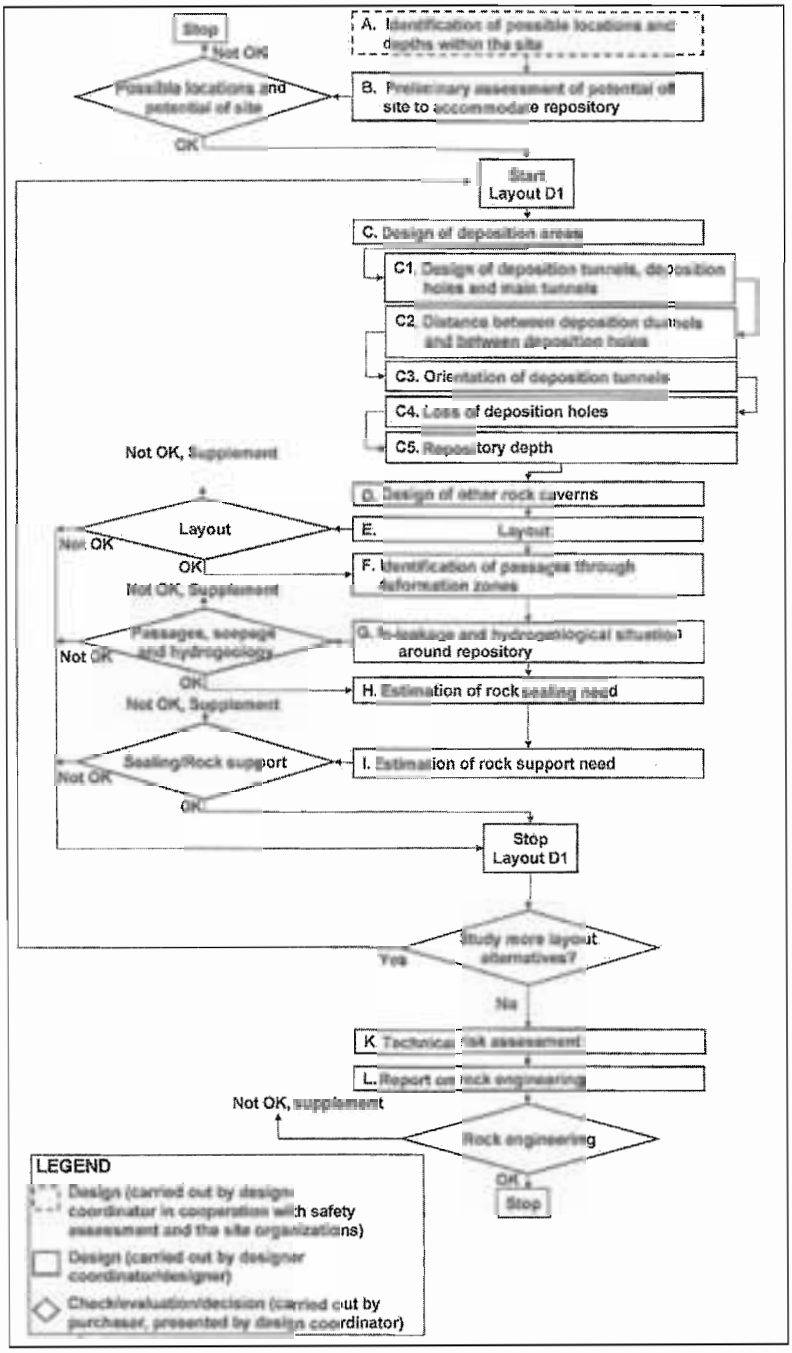
Platsundersökningarna omfattar undersökningar om platsens geologiska, geohydrologiska, bergmekaniska, termiska och grundvattenkemiska förhållanden ner till 1000 m djup. Dessutom kartläggs hydrologiska, biologiska och ekologiska situationer inom undersökningsområdena, som omfattar några 10-tal km^2 per undersökningsplats.

Undersökningsresultaten används för upprättande av modeller och definition av dess randvillkor inom de olika undersökta ämnesområdena. Modellerna summeras och sammanfattas i en platsbeskrivning som utgör förutsättningen för projekteringen.

Modellerna och platsbeskrivningen uppdateras i olika skeden vartefter undersökningarna fortskridit. Två huvudsakliga undersökningsskeden finns; inledande (IPLU) och kompletterande (KPLU). Den inledande projekteringen är baserad på inledande undersökningar som är gjorda fram till 2005. Den kompletterande undersökningen avslutas 2007.

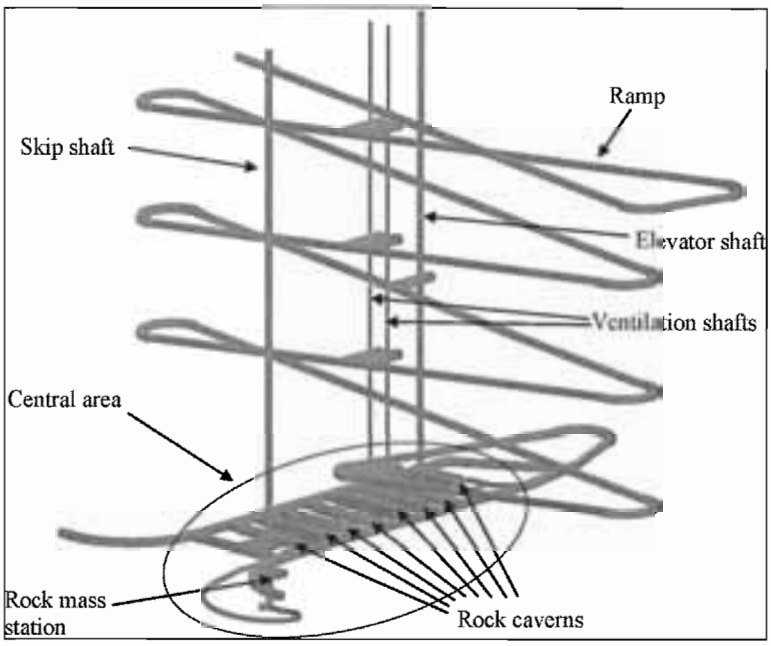
3. PROSJEKTERING - ALLMÄNT

Den inledande djupförvarsprojekteringen (D1) är en översiktlig projektering och huvudmålet är att bedöma om platsen är lämplig och om tillräcklig stor plats finns för ett slutförvar, se Figur 3. Dessutom skall den inledande projekteringen ge feedback tillbaka till det fortsatta undersökningsprogrammet (KPLU) samt ge underlag till SKB:s säkerhetsanalys, såsom utbredning och mängduppskattningar av främmande material i bergmassan.



Figur 3. Diagram som visar de olika prosjekteringsuppgifterna i D1 [2].

Anläggningens layout och geometrier med avseende på tillfarter till slutförvarsdjup, schakt för transport av bergmassor och persontransport, är givna inför projektering D1 av SKB. Detta gäller även för principlösningen av det så kallade centralområdet på förvarsdjup, där tillfarterna och schakt ansluter. I centralområdet ryms bergrum för olika servicefunktioner (el, pumpar, ventilation mm), samt för mellanlastning av schakt- och återfyllningsmassor samt kapslar, se Figur 4.

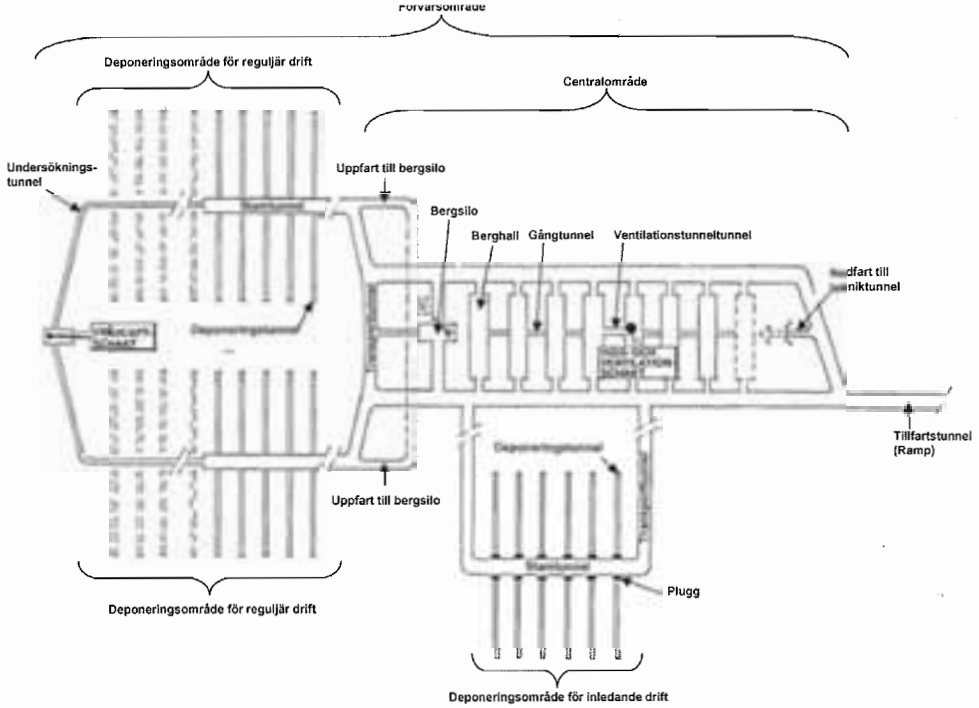


Figur 4. Vy över ramper och centralområde.

Från centralområdet nås anläggningens deponeringsområden med transport-, stam- och deponeringstunnlar. Projekteringen D1 är i huvudsak koncentrerat på deponeringsområdena.

I deponeringstunnlarna kommer kopparkapslarna att placeras i så kallade deponeringshål. I förutsättningarna för projektering D1 ingår att projektera för 6 000 kopparkapslar. Baserat på planerad drifttid för kärnkraften anses att slutförvaret kommer att behöva rymma 4 500 kopparkapslar. men med hänsyn till osäkerhet i kärnkraftprogrammets livslängd utförs projekteringen för 6 000 kapslar.

Utrymmesbehovet gör det troligt att deponeringsområden måste delas upp i flera deponeringsområden på grund av förekomst av deformationszoner. Med en stegvisa utbyggnaden får deponeringstunnlarna en livslängd på ca 5 år innan de återfylls. Återfyllning ska göras med högkompakterad tätjord med innehåll av svällande lera.



Figur 5. Principskiss över undermarksdelen i slutförvaret.

Projekteringen av D1 utförs, enligt SKB:s projekteringsanvisning [2], i ett antal steg med specifika frågeställningar. Dessa projekteringssteg och frågeställningar är:

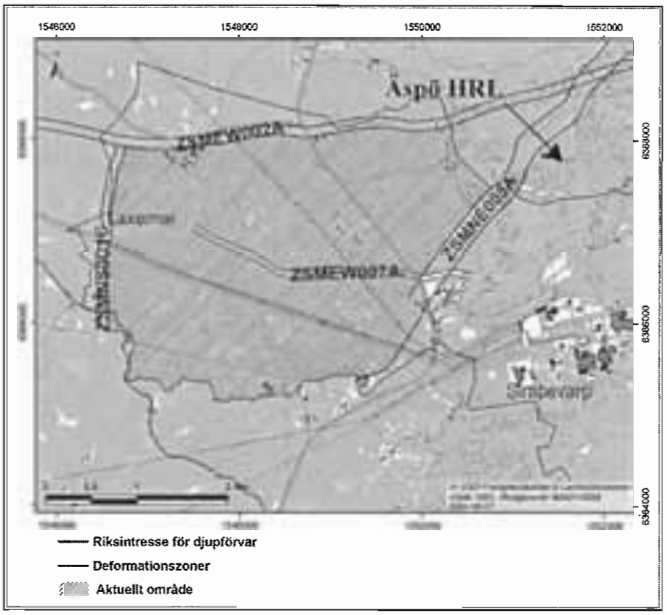
- Vilka lägen och djup är möjliga för djupförvaret inom platsområdet?
- Hur stor är den tillängliga platsen med hänsyn till deformationszoner och tillhörande bygg- eller respektavstånd?
- Analysera ett antal designförutsättningar inför layouten såsom:
  - geometriska förutsättningar
  - avstånd melllan deponeringshål beroende på bergmassans termiska egenskaper
  - optimal tunnelorientering med hänsyn till vattensituation och bergstabilitet
  - bortfall av deponeringshål på grund av genomgående sprickor, vatteninflöde samt instabilt berg
  - mest optimal djupnivån för förvaret
- Utforma djupanläggningens layout med avseende på de framtagna designförutsättningarna
- Vilka svårigheter förväntas uppkomma vid passage av deformationszoner?
- Hur ser den hydrogeologiska situationen ut runt djupanläggningen?
- Hur stor tätningsinsats kan förväntas för hela anläggningen?
- Hur stor bergförstärkningsinsats kan förväntas för hela anläggningen?
- En teknisk riskbedömning med avseende på hur djupanläggningens layout påverkas av ändringar i undersökningsdata och designförutsättningar samt tekniska projekteringsrisker.

Delresultaten från samtliga projekteringssteg redovisas både i muntliga föredrag och i separat arbetsrapporter som granskas av SKB och externa specialister. Samtliga analyser och resultat från projekteringsstegen slutredovisas i en officiell SKB rapport.

4. PROSJEKTERING D1 - LAXEMAR

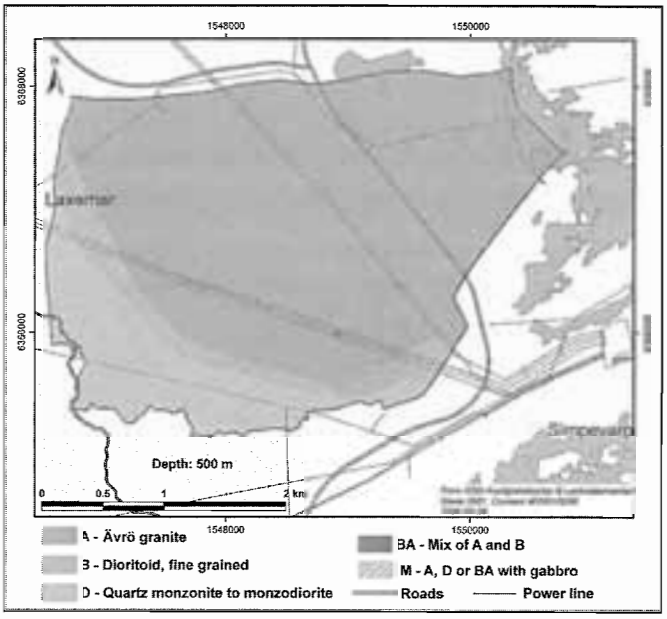
4.1 Laxemar området och platsbeskrivning

Laxemar är ett cirka tio kvadratkilometer stort område, norr om Oskarshamn, strax väster on SKB:s underjordiska berglaboratorium Äspö Hard Rock Laboratory. Området begränsas i norr av deformationszonen EW002A (Mederhultszonen), i väster av NS001C och i öster av NE005A (Äspözonen). I syd, och delvis i nordost, sammanfaller gränsen med begränsningen av riksintresset för djupförvar. Utbredningen framgår av Figur 6.



Figur 6. Intresseområde för slutförvar i Laxemar. Området som anvisats för projektering av ett slutförvar är rastrerat. Deformationszonerna är markerade i figuren.

Undersökningarna av berggrunden kom i gång under 2004, efter tecknade av avtal med cirka 80 privata markägare. Området domineras av tre så kallade bergdomäner; i norra delarna av domän A, som domineras av Ävrögranit, i de centrala delarna av domän M, som innehåller berg med en stor andel diorit/gabbro, och slutligen i syd av domän D, som domineras av kvartsmonzodiorit, se Figur 7.



Figur 7. Intresseområde för slutförvar i Laxemar. Området som anvisats för projektering av ett slutförvar är rastrerat. Deformationszonerna är markerade i figuren.

Berget har normalt någon spricka per meter. Det genomkorsas av ett antal mindre och större deformationszoner, vissa bedöms ha hög sprickfrekvens och vattenföring. Den mest styrande zonen för projektering D1 är en öst-västlig deformationszon, , *EW007A* som delar området i en sydlig respektive nordlig del. Fokuseringen på projekteringen har gjorts på den sydligare delen av området som bedöms mer flexibel och där tillänglig yta ökar med djupet eftersom , *EW007A,* lutar mot norr. I Tabell 1 redovisas en översikt av de bergmekaniska och hydrogeologiska förutsättningarna, baserad på den preliminära platsbeskrivningen [3].

Tabell 1. Sammanställning av medelvärden på bergmekanisk och hydrogeologisk data från platsbeskrivningen [3]. Overview of some key rock conditions, Laxemar [3].

Bergspänningar, medelvärde, 500 m (MPa)	Bergart	Tryckhållfasthet intakt berg (MPa)	Hydraulisk konduktivitet (m/s)	Vattenföring zoner (m^2/s)
σ_H=34 σ_h=13,5 σ_v=10	Ävrö granit	195	Ca 10^{-9} m/s	Medelvärde för zoner: ca 10^{-5} m^2/s
	Kvarts-monzsodiorit	165		
	Finkornig dioritoid	210		

4.2. Layout - Designförutsättningar

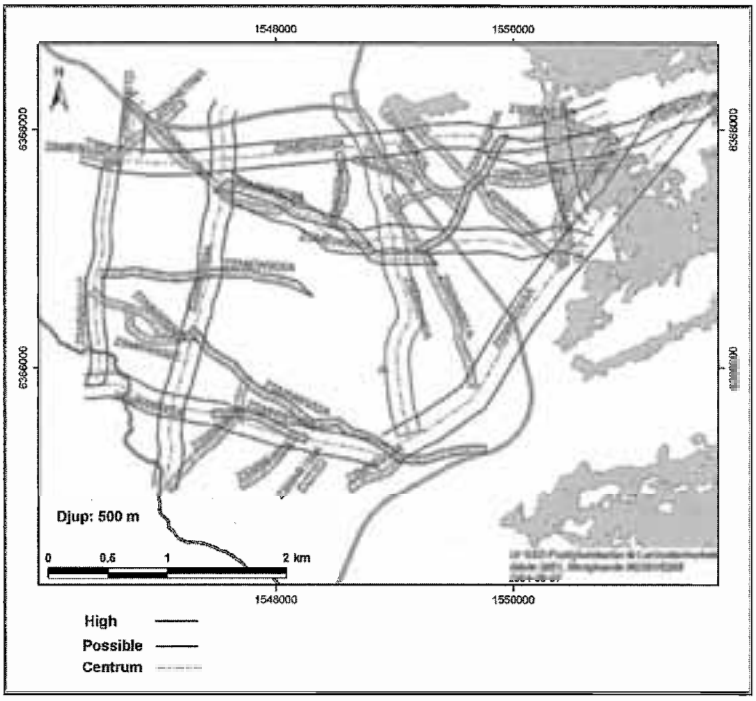
Nedan följer beskrivningar av analysarbetet och resultat från:

1. deformationszoner och tillhörande bygg- eller respektavstånd
2. avstånd melllan deponeringshål beroende på termiska egenskaper
3. bortfall av deponeringshål på grund av genomgående sprickor, vatteninflöde samt instabilt berg

4.2.1. Respekt- eller byggavstånd till deterministiskt bestämda deformationszoner:

Deponeringsområdena skall placeras på ett minsta avstånd från de bestämda deformationszonerna. Frågeställningen är att dels identifiera zonerna och därefter bestämma respektive zons minsta avstånd till områdena.

Deformationszonerna är i platsbeskrivningen uppdelade i tre klasser; de med hög konfidensgrad, de med möjlig/medel konfindensgrad och de med låg konfidensgrad. Deformationszonerna med hög grad är bekräftade genom flera undersökningsmetoder. De med medel och låg grad finns normalt antydda som lineament på markytan, med en viss längd, men i övrigt helt okända egenskaper. I baslayouten har de med hög och medel grad antagits förekomma.



Figur 8. Deformationszonerna med deras avstånd, djupnivå 500 m

4.2.2. Avstånd mellan deponeringstunnlar och mellan deponeringshål:

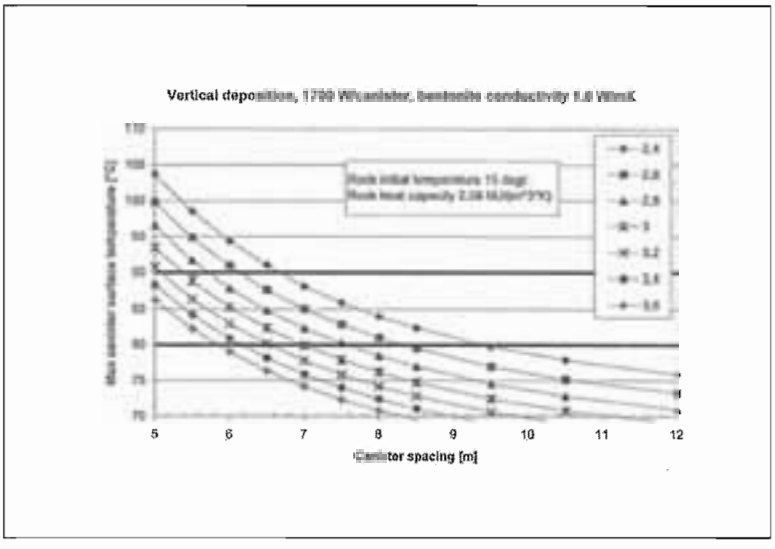
Deformationszoner med en längd > 3 km skall ha ett respektavstånd på 100 m, från zonens centrum. För övriga zoner, dvs. kortare än 3 km, har avståndet under projekteringen bestämt till 20 eller 30m beroende på zonens osäkerhets grad. Deformationszonerna, inklusive gällande avstånd, är uppritade i Figur 8 för djupnivå 500m.

Unikt för projektering av en anläggning för använt kärnbränsle är att hänsyn måste tas för resteffekten i det använda bränslet, samt för temperaturkrav på ingenjörsbarriärerna (kapsel och bentonit). Bestämningen av hålavstånden mellan deponeringshål baseras på; bergmassan och dess termiska egenskaper, initial temperatur på slutförsvarsdjupet, kapseleffekten samt bufferten och dess termiska egenskaper.

Resteffekt i kapseln och buffertens egenskaper är givna av SKB. Bergmassans termiska egenskaper varierar vanligtvis mellan bergdomän (vanligtvis kopplat till specifik bergart). Dessutom ökar den initiala temperaturen med djupet.

Som underlag till att bestämma avstånden mellan deponeringshålen har SKB tidigare tagit fram ett koncept för detta [4]. Konceptet ger ett antal diagram där avståndet kan bestämmas med hjälp av värmeledningsförmågan och bergets initiala temperatur. Grundförutsättningen är att kapseln och dess yta inte får överstiga 100° C när dessa placeras ner i deponeringshålen. Diagrammen är vidare baserat på analytiska värmeflödesberäkningar och ett antal antagande såsom luftspalters termiska egenskaper och vidd, kapseleffekt samt bufferten och dess termiska egenskaper.

I Figur 9 visas diagramet som har nyttjats för bestämning av avståndet mellan deponeringshål. Gränsvärdestemperaturen vid dimensioneringen är ansatt till 80°C på grund av luftspalt och osäkerheter i indata. Diagrammet i Figur 9 är baserat på en initial temperatur på 15 °C.



Figur 9. Maximal temperatur på kapselytan som funktion av avståndet (c/c) mellan deponeringshål och olika värmeledningsförmågor (W/mK) i berget [2].

I Tabell 2 redovisas de hålavstånden (c/c) som erhålls för respektive bergdomän och djup, baserat på värmeledningsförmågans medelvärde, och med ett antaget fixt avstånd mellan deponeringstunnlar på 40 m..

Tabell 2.Bestämning av centrumavstånd mellan deponeringshål för de olika bergdomänerna

Bergdomän	A	D	M
Avstånd	7,2 m	7,6 m	7,4 m

Värmeledningsförmågan i bergdomänerna har en stor variation och därmed fås en osäkerhet i hålavstånden. I projektering D1 har en känslighetsanalys gjorts av hålavståndets variation beroende på bestämningen av värmeledningsförmågan. Känslighetsanalysen baseras dels på en avvikelse från medelvärdet med +/- 5% och dels på 2,5 % percentil värdet för värmeledningsförmågan samt att den initiala temperaturen har en variation mellan 1,0 till 1,5 grader.

4.2.3. Bortfall av deponeringshål

Bortfall av deponeringshål skall analyseras med hänsyn till:

1. förhållandet mellan deponeringshål och långa, korsande sprickor
2. mängd inläckande vatten
3. kilutfall > 150 l i deponeringshål
4. risk för spänningsindicerade spjälkbrott i deponeringshål

Analys av punkt 2 och 3 är utförd inom detta projekt. Analyserna av punkt 1 och 4 har gjorts av SKB och resultaten har beaktats vid det totala värdet på bortfallet.

4.2.3.1. Långa sprickor

Bortfall på grund av långa sprickor som skär deponeringshålet har enligt SKB bestämts till 16 %, oavsett djup.

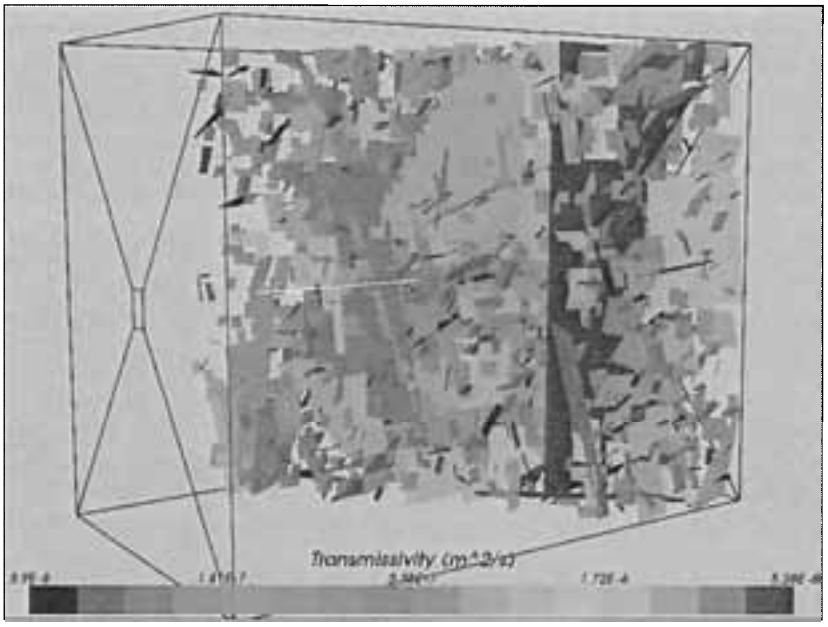
4.2.3.2. Mängd inläckande vatten i deponeringshål

Bortfall av deponeringshål med hänsyn till inläckande vatten är baserat på DFN (Discrete Fracture Network) modellering med indata från platsbeskrivningens hydro-DFN modell. Modellen består av 5 sprickgrupper som är beskrivna med hänsyn till orientering, längd, intensitet (P_{32}) och transmissivitet.

Modelleringen är utförd på bergdomän A och M och för djupet 500 m samt för tunnelorienteringarna 0°, 30°, 60°, 90°, 120° och 150° i förhållande till den störste horisontala *in-situ* huvudspänningen (N 132°).

Den numeriska analysen är utförd i NAPSAC version 9.0. Modellen i analysen är uppdelad i två regioner. En inre region (H 30 m x B 20 m x L 500 m) omkring tunneln, där sprickor

genereras med längden > 1 m. En yttre region där endast sprickor med längden > 10 m genereras. Ett exempel på generering visas i Figur 2.1.



Figur 10. Exempel på ett snitt genom en realisation från DFN modelleringen. De blå sprickorna i centrum är korta sprickor och genererade i den inre regionen.

Bortfall av deponeringshål anges som $P_2 = N_F/N_{TOT}$, där N_F är antal deponeringshål när inläckaget överstiger kriteriet och N_{TOT} är det totala antalet deponeringshål. För båda djupen 500m och 600m användes N_{TOT} lika med 38 stycken.

För bortfallskriteriet q > 10 l/min visade analyserna att bortfallet varierar mellan 4,5 – 6,1 % för bergdomän A samt 1,4-2,3 % för domän M. Resultaten visar vidare inte på någon entydig variation i bortfall beroende på tunnelriktning.

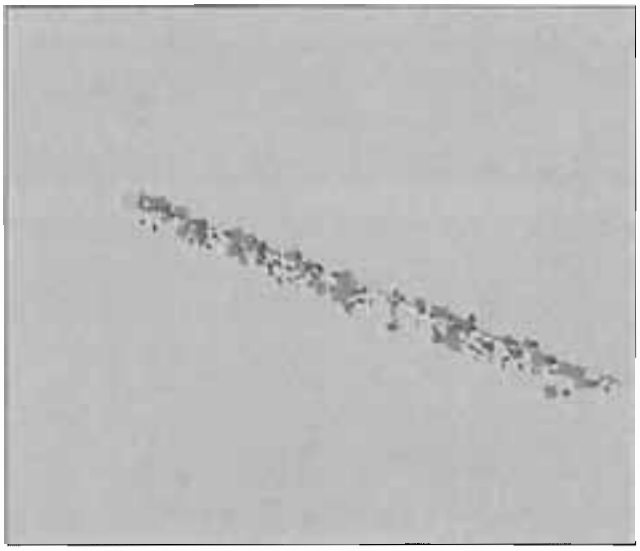
4.2.3.3. Kilutfall i deponeringshål

Platsbeskrivningens bergspänningar har använts vid analysen. Detta ger en inspänning av kilarna och ökar säkerheten mot kilbrott. Analyserna är utförda med de initiala spänningar som kan förväntas på 500 m och 600 m djup.

Analysen är utförd med programvaran Unwedge. Programmet förutsätter att det alltid finns tre distinkta sprickor/sprickplan som kan uppträda var som helst i bergmassan samt ett hålrum i bergmassan, i form av en tunnel eller liknande. Genom kända blockteorier bestämmer programmet de största kilarna som kan uppstå för de tre sprickplanen i en tunnelvägg.

I analysen antas att alla sprickplan är kontinuerliga, plana och har samma hållfasthet, dvs. något konservativa förhållanden. För analysen har Mohr-Coulombs brottkriterium använts där residual friktionsvinkeln är satt till 32° och kohesionen till noll.

I DFN modellen är en 300 m lång deponeringstunnel med 38 stycken deponeringshål, se exempel i Figur 11, simulerad.



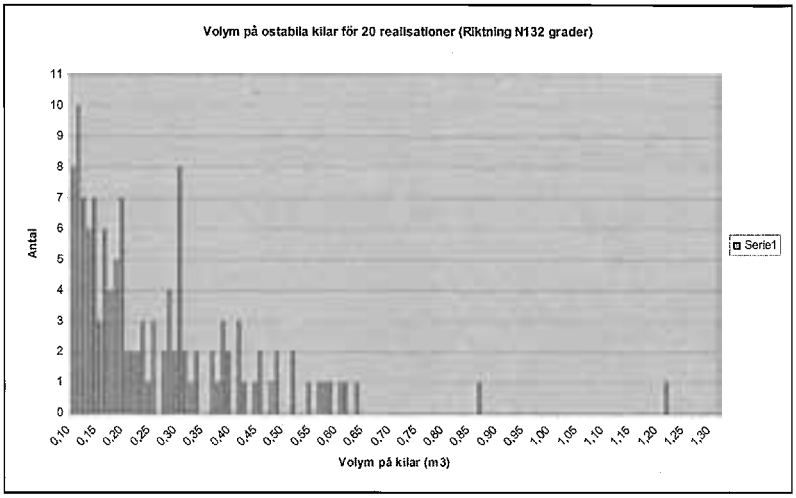
Figur 11. Ett exempel på antal sprickor som korsar de 38 deponeringshålen från en NAPSAC generering.

De stokastiskt genererade sprickorna som korsar varje deponeringshål, sammanställs för varje deponeringshål och för varje realisation. Därefter gjordes själva kilanalysen med Unwedge. Det förutsätts att sprickorna i hålen kan bilda tetraedriska kilar, över en maximal längd på 8 m.

Eftersom analysen omfattar alla kilar så har vi definierat instabila kilar som de med en säkerhetsfaktor $\leq 1{,}0$. Vid analys av kilar i deponeringshål är kilhöjden kontrollerad så att de inte överstiger 8 m. Där som höjden på en kil är mer än 8 m måste höjden begränsas manuellt i Unwedge.

Resultat som redovisas för kilanalysen är baserad på sprickdata från platsbeskrivningens hydro-DFN. Bortfallet är definierat med volymskriteriet > 0,15 m^3. Bortfall av deponeringshål är givet som $P_3 = N_B/(N_{TOT} - N_F)$ där N_B är antal deponeringshål när volymen kilar överstiger kriteriet (> 0,15 m^3), N_F är antal hål när inläckaget överstiger kriteriet (q >10 l/min) och N_{TOT} är det totala antalet hål, dvs 38 stycken.

Figur 12 visar en fördelning av storleken på alla beräknade kilar för 20 realisationer i en tunnelriktning (N132°).



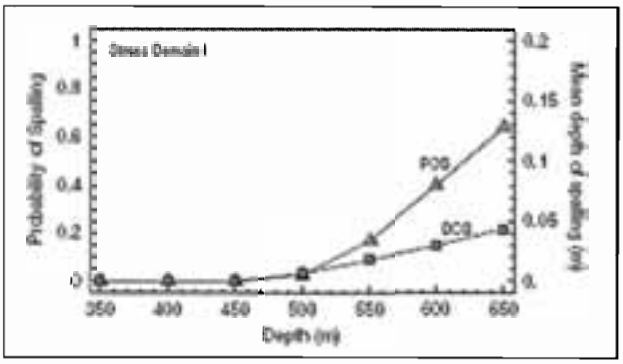
Figur 12. Diagram som visar spridningen på volymen av instabila kilar för 20 realisationer med en tunnel orienterad parallellt (N132°) största horisontala spänningen.

Resultaten från kilutfallsberäkningarna visar att bortfallet kan bli omkring 5 %, när man väljer volymskriteriet med kilar större än 0,15 m^3. Beräkningarna visar också att skillnaden i bortfallsprocenten är liten när deponeringstunnlarna är antingen parallellt eller vinkelrätt mot största horisontala huvudspänning. Det är ingen skillnad mellan djupen 500 m och 600 m. En genomgång av resultaten från de 13 borrade deponeringshålen i Äspö HRL visar på noll bortfall. Denna information har påverkat bedömningen av bortfall på grund av instabila kilar.

4.2.3.4. *Spänningsindicerade spjälkbrott i deponeringshål*

I en SKB utredning [5] har analys för spjälkningsbrott i deponeringshål gjorts. Bortfallsanalysen baserar sig på kvoten mellan största tangentialspänning på deponeringshålets periferi och enaxiella tryckhållfasthet för intakt berg. Den största tangentialspänningen beräknas som 3 gånger maximal huvudspänning minus minsta huvudspänning. Kriteriet för spjälkningsbrott är angivet till att vara triangelfördelad med ett min och max på 0,55 respektive 0,59 samt ett medel på 0,57.

Analyserna av spjälkningsbrott är utförd genom Monte-Carlo simulering, där indatan i huvudsak är ansatt som triangelfördelade. Vidare har ett empiriskt samband för spjälkningsbrottets djup utifrån hålets periferi redovisats och använts i analysen. Slutresultaten av sannolikheten och spjälkningsbrottets medeldjup redovisas i Figur 13.



Figur 13. Analyserad sannolikhet för spjälkningsbrott i deponeringshål (POS) samt dess medeldjup utifrån hålets periferi (DOS enligt [5]).

De redovisade resultaten ger vid djupet 500m en sannolikhet för spjälkningsbrott på ca 5 % och på 600m ca 40 %. Det antas här att sannolikheten syftar på andelen hela deponeringshål, som spjälkningsbrottet inträffar i.

Vid 500 m djup har ett uppskattat djup på spjälkbrottet vara ca 5 mm och vid djupet 600 m ca 3 cm. För att få en avskalning med dessa tjocklekar så måste arean vara större än 30 m^2 respektive 5 m^2. Om man skall följa resultaten i SKB:s utredning så kan man inte förvänta sig några kilar med volymen > 0,15 m^3 på grund av spjälkningsbrott. Det är dock troligt att någon typ av avskalning kommer att ske.

4.2.4. Sammanställning - bortfallsandel

Den sammanvägda bedömningen av den totala bortfallsprocenten har delats upp i två delar; ett på grund av sprickor och vatten och ett på grund av instabila kilar och bergspänningar för respektive förvarsdjup, se Tabell 3.

Tabell 3. Sammanställning av rekommenderade bortfallsprocent för fortsatt layoutarbete

Förvarsdjup	**Bortfallsprocent pga. sprickor och vatten**	**Bortfallsprocent pga kilar och spänningar**	**Totalbedömning**
500m	17,5 - 22 %	0 - 5 %	20 % (17,5 – 27 %)
600m	17,5 - 22 %	0 - 40 %	40 % (17,5 – 62 %)

4.3. Layout Laxemar

Baserat på analyserade designförutsättningarna och fastställt placering av centralområde samt vald slutförvarsnivå 500m har gett baslayouten som visas i Figur 14.

Vid en sammanvägning av samtliga designförutsättningar framgår det klart och tydligt att slutförvaret skall placeras så ytligt som möjligt, dvs på djupet 400m. Det finns emellertid betydande faktorer för långtidssäkerheten som inte beaktats i projektanvisningen för D1 och därför har referensnivån 500m behållits i det fortsatta layoutarbetet för Laxemar D1.

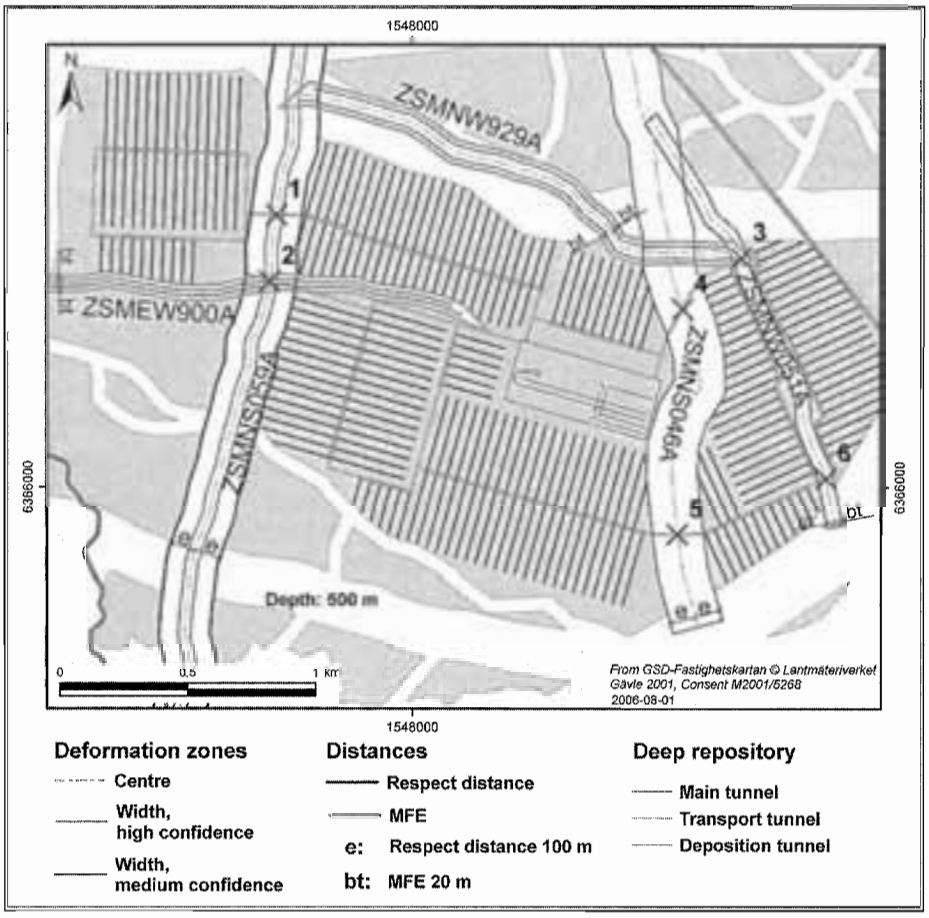


Figure 14. *Baslayouten, där 6 stycken passager genom deformationszon är markerade.*

I tabellen nedan redovisas en sammanställning av baslayoutens bergschakt mängder.

Tabell 4. *Sammanställning av baslayoutens bergschakt*

Bergschakt data	**Mängd**
Totala deponeringsområdet (m^2)	32 355 490
Huvudtunnlarnas längd (m)	6 500
Transporttunnlarnas längd inom deponeringsområdena (m)	4 600
Antal deponeringstunnlar (st)	244
Deponeringstunnlarnas längd (m)	60 620
Antal deponeringshål (st), inklusive bortfallshål	7 498
Totala volymen bergschakt, inklusive centralområde, ramper och vertikala schakt men ej deponeringshålens volym (m^3)	2 534 880

Baserat på layouten har uppskattningar gjorts på åtgång injekteringsmängd och bergförstärkning.

Uppskattning av injekteringsmängder har gjorts från de - hydrogeologiska förutsättningar (hydro-DFN modell) och analyserats från erfarenhetsuppskattningar och teoretiska beräkningar. Erfarenhetsuppskattningarna är baserade på injekteringens skärmgeometri samt andel tunnel som behövs injekteras, dvs tätningskrav mot hydro-DFN modellen, och åtgång injekteringsbruk per hål. De teoretiska beräkningarna är baserade på teoretiska samband såsom en reologisk inträngningsmodell och två porositet modeller. En sammanställning av uppskattade injekteringsmängder redovisas i tabellen nedan.

Tabell 5. *Sammanställning av injekteringsmängder*

Tätningsnivå	**Injekteringsmängd (m^3)**
1 (10^{-7} m/s)	Totalt för anläggningen : 600 – 1250
2 (10^{-9} m/s)	Totalt för anläggningen: 4200 – 8400
1 (10^{-7} m/s)	Depositionstunnlarna: 350 – 650
2 (10^{-9} m/s)	Depositionstunnlarna: 3000 – 6000

Analysen är baserad på empirisk bergmasseklassificering enligt Q-systemet. Fyra av Q-systemets parametrar, RQD, J_n, J_r och J_a har hämtats från kärnloggning av borrkärnor från borrhål i Simpevarp med några tilläggstal från Laxemar. Vattenläckagefaktorn J_w och spänningsfaktorn SRF är baserade på tolkning av data från diverse SKB- rapporter. Det är taget hänsyn till spridning i enaxiell tryckhållfasthet och största huvudspänning, som är angivna i SKB-rapporter, på så sätt att det är sannolikt att vissa delar av undergrundsanläggningen kan få en moderat avspjälkning (spänningsinducerat spjälkbrott) där en kombination av låg tryckhållfasthet och hög spänning finns.

Längder och areor som skall förstärkas i undergrundsanläggningen är indelade enligt olika kategorier, som deponeringstunnlar, stamtunnlar, ramper, transporttunnlar, bergrum och schakt, som alla har olika dimensioner (storlek). Som underlag för mängden förstärkning har listor satts upp över bultavstånd, sprutbetongtjocklek m.m för varje tunneltvärsnitt eller kategori av undergrundsanläggningen kombinerat med varje intervall i Q-systemet. I deponeringstunnlarna har sprutbetong ersatts med stålnät när Q-värdet är större än 0,4.

Tabell 6. *Sammanställning av totala bergförstärkningen*

Förstärkning	**Mängd**		
	Min	Medel	Max
Sprutbetong, oarmerad (m^3)	0	20	29
Sprutbetong, armerad (m^3)	11 690	16 820	19 420
Bultar, st	145 220	177 390	188 330
Nätförstärkning, (m^2)	219 050	281 950	293 250
Spiling bult, st	0	470	730

4.4. Känslighetsanalys

En teknisk riskbedömning av utförd projektering med fokus på frågeställningen "ryms förvaret" har utförts. Detta har gjorts genom en Monte-Carlo simulering där de olika förutsättningarnas inverkan har analyserats.

Förutsättningar som har beaktas är:

1. Deformationszoners förekomst eller längd
2. Deformationszoners stupning
3. Respekt- och byggavstånd
4. Avstånd mellan deponeringshål (termiska egenskaper)
5. Bortfallsandelen (sprick, hydrogeologisk och bergmekanisk egenskaper)

Därefter har en känslighetsanalys gjorts utifrån Monte Carlo simuleringen där frågeställningen är: "vilka förutsättning som har störst betydelse för att rymma förvaret".

4.4.1. Metodik för "ryms förvaret"

Metodiken som valts för att uppskatta sannolikheten för att förvaret ryms är att jämföra den nödvändiga deponeringsytan ($A_{deponering}$) med Laxemarsområdets totalyta (A_{total}) minus beräknade förlustytor. De ytor som har definierats som förlustytor inom området är:

- förekommande deformationszoner och dess respekt- eller byggavstånd till deponeringsområden ($A_{zonersytor}$)
- ytor mellan deformationszoner och begränsningslinjer som inte uppfyller kravet för minsta erforderliga deponeringsområde, d v s minst fem deponeringstunnlar med minsta längd på 100 m skall rymmas ($A_{småytor}$)
- yta för centralområdet ($A_{central}$)
- yta för stamtunnlar och transporttunnlar, exklusive de tunneldelar som korsar deformationszoner (A_{tunnel})
- ytor som inte kan utnyttjas på grund av deponeringsytornas geometri (A_{geo})

Beräkningarna upprepas ett stort antal gånger genom så kallad MonteCarlo simulering där beräkningsparametrarna varieras slumpmässigt utifrån ansatta fördelningar.
Det matematiska villkoret för beräkningar/simuleringarna uttrycks enligt följande:

$$0 < A_{total} - A_{zonersytor} - A_{småytor} - A_{central} - A_{tunnel} - A_{deponering} - A_{geo} \qquad \text{(Ekv 1)}$$

Så länge som Ekvation 1 uppfylls kommer förvaret att inrymmas.

4.4.2. Beskrivning av beräknade ytorna

Nödvändig deponeringsyta $A_{deponering}$:

Den yta som är nödvändig för deponeringen kan, enligt SKB (2004), beräknas som:

$$A_{Deponering} = \frac{N \cdot A_S}{(1-K)} \qquad \text{(Ekv 2)}$$

där N är antalet kaplsar som ska förvaras, A_s är erforderlig specifik yta per deponeringshål och K är bortfallsandelen.

Parametern N

N är en konstant och förutsätts vara 6 000 st.

Parametern A_S

A_s är ytan som varje enskilt deponeringshål eller kapsel behöver för att tillgodose tillräcklig stor värmegradient från kapseln och ut i bergmassan. Ytan beror således på avståndet mellan deponeringshålen (C_H) och på avståndet mellan deponeringstunnlarna (C_T), d v s produkten av dessa avstånd:

$$A_S = C_H \cdot C_T \qquad \text{(Ekv 3)}$$

Avståndet mellan deponeringstunnlarna, (C_T), är given som en konstant på 40 m.
Hålavståndet (c/c) mellan deponeringshålen (C_H) varierar beroende på värmeledningsförmågan hos berget, se designförutsättningar.

Vid Monte Carlosimuleringen beskrevs hålavstånden med en triangelfördelning där minvärdet är satt till 6,3 m, troligt värde till 7,8 m och maxvärdet till 8,6 m.

Parametern K

Parametern K är andelen deponeringshål som faller bort beroende på långa sprickor, inläckande vatten, kilutfall och spjälkbrott, se designförutsättningar.

De olika bortfallsandelarna har analyserats vid frågeställningen designförutsättningar och totala variationen bedömdes vara mellan 0,15 och 0,30. För baslayouten valdes 0,20 som den mest troliga bortfallsandelen.

4.4.3. Totalytan för Laxemar, A_{tot}

Den tillängliga totalytan, A_{total}, för förvarsdjupet begränsas av deformationszoner samt av riksintresset för djupförvaret.

Två av begränsningslinjerna sammanfaller med "riksintresset för djupförvaret" och är konstanta och har en vertikal stupning från markytan och ned till förvarsdjup. De tre övriga begränsningslinjerna utgörs av tre deformationszoner med en stupningsosäkerhet. Simuleringsområdets yta, d v s A_{total}, kan därmed förenklas till en pentagon (femhörning).

I simuleringen har begränsningslinjernas fördelning antagits vara triangelfördelade med ett minvärde, mest troliga värde och ett maxvärde. Min- och maxvärdet fås genom att alternera begränsningszonernas stupningar och det mest troliga är längden som fås från baslayouten.

4.4.4. Förekommande deformationszoner och deras ytor

Förekommande deformationszoner och deras totalytor, $A_{zonersytor}$, är definierade som de zoner som kan förekomma inom områdets begränsningslinjer.

För Monte Carlosimuleringen har det antagits att de med hög konfidensgrad har en sannolik förekomst på 95 % vid förvarsnivå 500 m. Motsvarande antagande för medel konfidensgrad är 70 % och för låg 20 %.

Deformationszonernas osäkerhet avseende dess längd har indirekt vid valet av zonens bredd. Deformationszoner med längden 3 km eller mer har ett respektavstånd, dvs 100m från zonens centrum. Kortare zoner får ett byggavstånd. Principen för bedömning av huruvida respekt- eller byggavstånd gäller har varit att sannolikheten att deformationszonen finns och påverkar layouten är proportionell mot zonens läng:

$A_{zonersytor}$ beräknades som summan av förekommande deformationszoners ytor. För att inte räkna sammanfallande zoner flera gånger reducerades respektive zons yta med ytan för korsande zoner.

Varje beräkning av $A_{zonersytor}$ i simuleringen kan sammanfattas i 4 beräkningssteg.

4.4.5. Småytor

Av rationallitetsskäl anger SKB att varje enskild deponeringsyta skall innehålla minst fem deponeringstunnlar med minsta längd av 100 m. $A_{småytor}$ är summan av de deponeringsytor som inte uppfyller detta krav. I analysen har så kallade småytor definierats till en deponeringsyta som är mindre än 0,025 km^2.

I simuleringen har totalsumman av småytorna ansatts till att vara triangelfördelade med ett minvärde, mest troliga värde och ett maxvärde. Den mest troliga totalytan av småytorna är den som fås i baslayouten.

4.4.6. Yta för centralområde, stamtunnlar och transporttunnlar

Ytan för centralområdet ($A_{central}$) och ytan för transport- och stamtunnlarna (A_{tunnel}) är konstant. Centralområdets yta är 0,228 km^2, i vilket centralområdets skyddszon är inkluderat. Ytan för stamtunnlar och transporttunnlar är baserat på baslayouten, exklusive de tunneldelar som korsar deformationszoner, och är totalt 0,0867 km^2.

4.4.7. Ytor för oregelbundna geometrier

På grund av att möjliga deponeringsytor har oregelbundna geometrier kan inte hela ytan utnyttjas för deponering. Denna yta är uppskattad genom att placera tänkbara layouter i de olika deponeringsytorna och därefter bestämma överbliven area. Den överblivna arean varierar mellan de olika deponeringsytorna men har uppskattas i medeltal till ca 25% av deponeringsytan, med en variation mellan 20 och 30%.

4.4.8. Ryms förvaret – resultat från Monte Carlo simuleringen

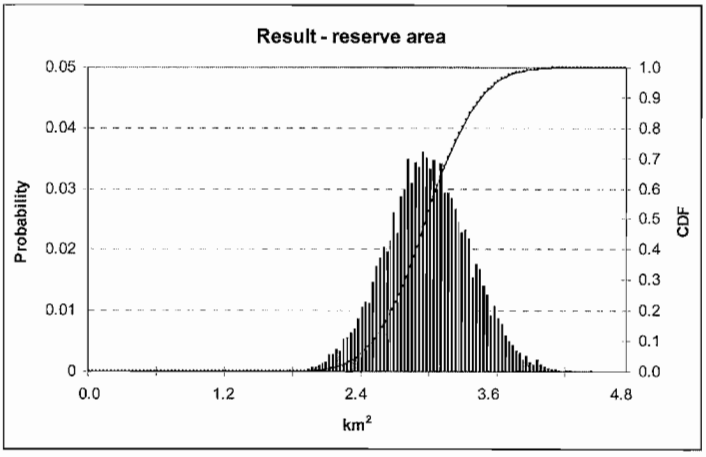
Monte Carlosimuleringen genomfördes med programvaran Crystal Ball. De huvudsakliga resultaten sammanfattas i Tabell 7.

Tabell 7. *Sammanfattning av resultaten från Monte Carlosimuleringen för olika ytor.*

Ytor	Enhet	Medel	Median	Lägsta värde	Högsta värde
Reservyta	km^2	3,03	3,03	1,58	4,52
$A_{deponering}$	km^2	2,31	2,32	1,80	2,88
A_{total}	km^2	9,34	9,34	8,39	10,4
$A_{zonersytor}$	km^2	2,57	2,58	1,01	3,94
$A_{småytor}$	km^2	0,093	0,096	0,013	0,152
$A_{central}$+ A_{tunnel}	km^2	0,315	0,315	0,315	0,315
Ageo	km^2	1,01	1,0	0,49	1,61

Tabell 7och rad "Reservyta" visar att förvaret ryms med god marginal, d v s reservytan är i medel 3,03 km^2 när samtliga tänkbara förlustytor i Laxemarområdet är inkluderade. Inget av de 10 000 simulerade fallen gav en negativ reservyta d v s förvaret inryms i 100 % av fallen.

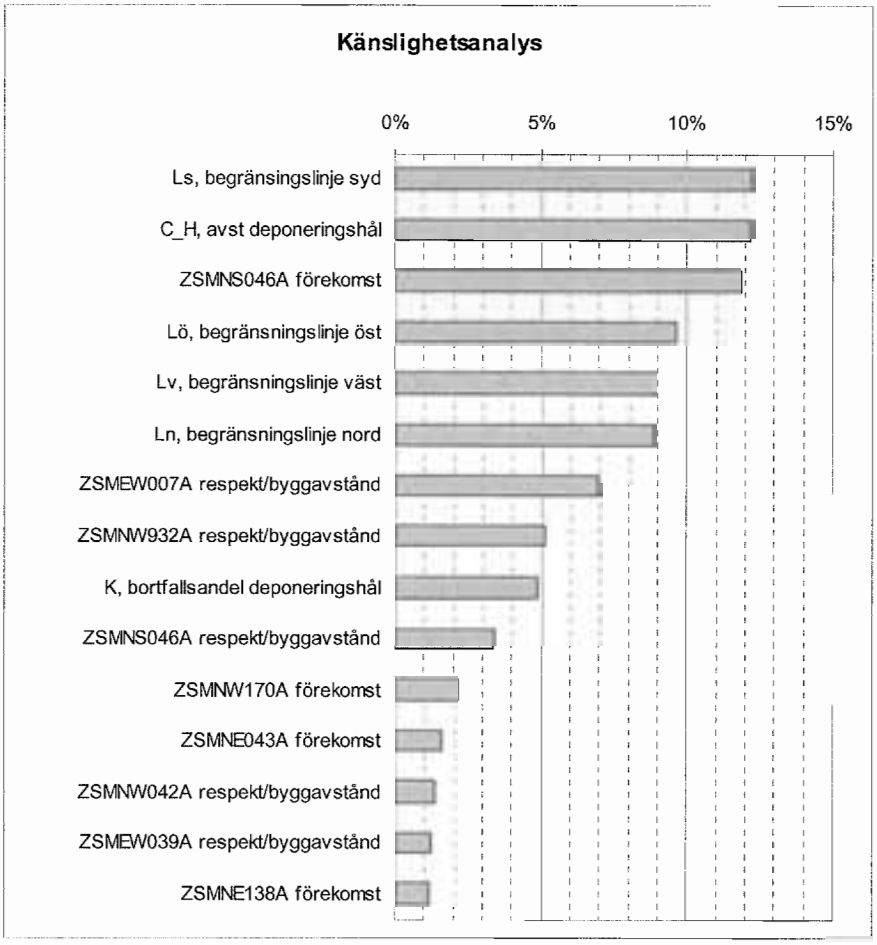
I Figur 15 visas den beräknade reservytan efter en sammanställning av samtliga simuleringar. Så länge som reservytan är positiv inryms förvaret. Ingen av beräkningarna gav negativ reservyta.



Figur 15. *Prognosticerad reservyta som resultat från Monte Carlo-simuleringen.*

4.4.8. Känslighetsanalys, baserad på Monte Carlo simulering

För att belysa de ingående förutsättningarnas betydelse för osäkerheten i slutresultatet har en känslighetsanalys genomförts.



Figur 17. *Faktorer rangordnade efter deras procentuella bidrag till osäkerheten i reservytans storlek. Endast de 15 viktigaste faktorerna finns med.*

Analysen visar att tre olika förutsättningar har ungefär lika stor betydelse för frågan " *Ryms förvaret"*. De tre förutsättningarna är begränsningszonernas stupning, avståndet mellan deponeringshål samt förekomsten av deformationszon NS046A.

Vidare kan det noteras från Monte Carlo simuleringen att de fyra depositionsytorna som utnyttjas i baslayouten är tillräckliga för att rymma förvaret även då osäkerheterna i förutsättningarna beaktas vid analys av nödvändig deponeringsarea. De förutsättningar som främst påverkar nödvändig deponeringsarea är avståndet mellan deponeringshålen och andelen bortfall av deponeringshål. Dessa två förutsättningar har, enligt känslighetsanalysen

på Monte Carlo simuleringen, även en betydande inverkan på resultat av hela riskbedömningen.

Total storleken av de fyra deponeringsytorna som utnyttjas i baslayouten påverkas enligt Monte Carlo simuleringen främst av fyra parametrar:

- Om deformationszon NS046A, med en medel konfidensgrad, förekommer på förvarsdjupet eller ej
- Två av begränsningslinjernas läge på förvarsdjupet 500 m, dvs lutningen på deformationszon NS001C och EW002A
- Om respektavstånd (100m) eller byggavstånd (20m) skall användas för deformationszon EW007A and NW932A, dvs är dessa zoners längd mer än 3 km eller inte
- Om deformationszon NW170A, NE043A och NE138A, med en låg konfidensgrad, förekommer på förvarsdjupet eller ej

5. SLUTSATSER AV PROSJEKTERING D1, LAXEMAR, OCH SKB:s FORTSATTA ARBETE

5.1. Projektering Laxemar

Den inledande projektering D1 som gjorts i Laxemar inom Oskarshamns kommun har varit ett intressant och lärorikt arbete om både generella förutsättningar av ett slutförvar och av den projekteringsmetodiken som har används, med SKB:s specifika designförutsättningar. Vidare har arbetssättet, dvs med både muntliga och skriftliga delredovisningar samt med en slutrapport och där SKB och dess granskare har deltagit aktivt, upplevt positivt.

Med stöd av den gällande platsbeskrivningen för den inledande projekteringen, D1, förefaller platser ha goda förutsättningar för att rymma ett slutförvar. Resultaten av projekteringen har delgetts undersökningsorganisationen löpande och har påverkat strategierna för fortsatta undersökningar, såsom vilka deformationszoner som skall prioriteras i det fortsatta arbetet.

5.2. SKB:s fortsatta arbete

Bergtekniska frågeställningar som har bäring på långsiktig funktion för slutförvaret, såsom fördelning av vattenförande sprickor som riskerar erosion i kapselbufferten, temperaturens betydelse för kapselns yta och framtida seismiska aktiviteter, kommer att hantera direkt av separat expertis (sidokonsult) i nästa utredningssteg. Nästa utredningssteg kommer även att koncentrera sig dels på den geometriska utformningen för att ge underlag till miljökonsekvens-bedömningar, samt för studier av anläggningens funktion och fördjupade studier av de eventuella risker som är förknippade med byggandet av en stor undermarksanläggning på ca 500 m djup. Underlaget kommer att vara de undersökningsresultat som produceras fram till början av 2007.

Den föreslagna anläggningen kommer att ge underlag för en säkerhetsanalys. Baserat på dessa resultat, och den samlade värderingen av långsiktig säkerhet, miljökonsekvens och effektivitet kommer SKB att lämna in en ansökan till svenska regeringen sent 2009 om lokalisering av

slutförvaret till någon av de studerade platserna (Forsmark, Simpevarp eller Laxemar). Ansökan kommer att behandlas enligt svenska Kärntekniklagen och Miljöbalken. Tillstånd förväntas ca 2012. SKB förväntar att inga undersökningar av berget på anläggningsdjup genomförs mellan platsval och tillstånd. Det är därför en planeringsförutsättning att resultaten fram till platsvalet 2008 drivs så långt att det är möjligt att komma igång med bygge av slutförvarets tillfarter relativt snabbt efter tillstånd.

6. REFERANSER

[1] SKB 2000. Samlad redovisning av metod, platsval och program inför platsundersökningsskedet (FUD-K).

[2] SKB 2004. Underground Design Premises./D1. Svensk Kärnbränslehantering AB, R-04-60. 2004.

[3] SKB 2006. Preliminary site description. Laxemar subarea – version 1.2. Svensk Kärnbränslehantering AB. R-rapport R-06-10.

[4] Hökmark, H. & Fälth, B. (2003). Thermal dimension of deep repository – Influence of canister spacing, canister power, rock thermal properties and near field design on the maximum canister sureface temperatur. SKB TR-03-09, Stockholm

[5] Martin, C.D. 2005. Preliminary assessment of underground stability (wedge and spalling) at Forsmark, Simpevarp and Laxemar sites, Svensk Kärnbränslehantering AB, R-rapport R-05-71.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2006

STABILITETSANALYSE AV ÅKNES SKREDOMRÅDE

Stability analysis of Åknes landslide area

Siv. Ing. Nicole Ragvin, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Artikkelen omhandler stabilitetsanalyser gjort av Åknes skredområde i Møre og Romsdal i forbindelse med hovedoppgave utført ved NTNU/ICG. Området viser tydelige tegn på ustabilitet, og det er målt bevegelser i fjellsiden. Hovedmålene med stabilitetsanalysen var å undersøke muligheten for utglidning langs et kontinuerlig skjærplan, og bruddutvikling i intakt berg mellom allerede eksisterende diskontinuiteter. Analysene ble utført med grenselikevektsberegninger og i det to-dimensjonale endelig-elementprogrammet Plaxis (versjon 8).

En stor database med Barton-Bandis parametere er antatt å være et godt grunnlag for estimering av skjærstyrke langs glideplan(a). Et kriterium som sier at bevegelse kan skje dersom sikkerhetsfaktoren SF $\leq$ 1,2 er brukt for å evaluere resultatene. Vann i kombinasjon med lav ruhet gir SF < 1,2.

Plassering og kontinuitet av glideplan(a), sammen med vanntrykk langs disse, representerer de største usikkerhetene i stabilitetsanalysen. Mer informasjon om disse faktorene bør prioriteres for å bedre analysene og minke usikkerhetene.

SUMMARY

The article focuses on stability analysis at the Åknes landslide area in western Norway, where there are visible signs of instability and movements are measured in the mountain side. The main goals of the stability analysis were investigations of possible sliding along a continuous shear plane, and fracture propagation in intact rock between already existing discontinuities. Analyses were performed using limit equilibrium hand calculations and with the two-dimensional finite element program Plaxis (version 8).

A large data basis with Barton-Bandis parameters is presumed to be a good basis for estimation of shear strength along the sliding plane(s). A criterion saying that movement may take place if the factor of safety FS $\leq$ 1,2 is used to evaluate the results. Water in combination with low roughness gives FS < 1,2.

Location and continuity of the sliding plane(s), together with water pressure along these, represent the largest uncertainties in the stability analyses. More information about these factors should be prioritized to achieve better analyses and decrease the uncertainties.

1. INNLEDNING

Det norske fjordlandskapet med bratte fjellsider som stuper ned i sjøen er imponerende, men kan også representere en stor fare. På nordvestlandet, der fjordlandskapet dominerer, viser historien at fjellskred etterfulgt av flodbølger har ført til store ulykker (Blikra et al. 2002). De mest kjente ulykkene skjedde i Loen (1905, 1936) og Tafjord (1934), hvor i alt 174 mennesker ble drept.

Åkneset er et fjellskredområde i et fjordsystem hvor steinsprang og fjellskred er vanlig. Området ligger nordvest for Synnylvsfjorden i Møre og Romsdal (Figur 1). Estimert volum av et potensielt fjellskred er 30-45 millioner m^3, og totalt areal er omlag 780 000 m^2 (Grøneng et al. 2005). Dersom fjellmassene sklir ut i fjorden, kan de skape en flodbølge som vil ramme befolkede områder langs fjorden; spesielt Hellesylt, Geiranger og Stranda er i faresonen (Eidsvik & Harbitz 2005).

a)

b)

Figur 1: a) Plassering av Møre og Romsdal fylke vest i Norge; b) Åknes og området rundt. (Kartgrunnlag fra a: Odin 2002, b: Google Earth)

Åknes-Tafjord prosjektet ble startet i 2004. Målet med prosjektet er å etablere et varslingssystem og å estimere risikoen for fjellskred og flodbølger i Storfjordenområdet.

Denne artikkelen er basert på prosjekt- og hovedoppgave utført ved NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk, i samarbeid med International Centre for Geohazards (ICG) (Ragvin 2005, Ragvin 2006). Prosjektoppgaven tok for seg ingeniørgeologiske parametere målt i felt og laboratorium. De viktigste data som ble beskrevet var geologisk kartlegging av bergarter og sprekker, felt- og laboratoriemålinger av Barton-Bandis parametere (sprekkeruhetskoeffisienten (*JRC*), Joint Compressive Strength (*JCS*), basis friksjonsvinkel (φ_b)) og kjernelogging. I hovedoppgaven ble disse dataene, samt resultater fra andre undersøkelser, brukt i stabilitetsanalyser av Åknes skredområde, og et utvalg av disse blir presentert her.

Hovedverktøy for analysene var den to-dimensjonale endelig-elementkoden Plaxis (versjon 8). I tillegg ble grenselikevektsberegninger utført for å øke forståelsen av situasjonen og for å

sammenlikne med de numeriske analysene. Tilnærmingen var å starte enkelt, for så å gjøre mer avansert numerisk modellering med Plaxis.

Stabilitetsanalysen hadde to hovedmål: Undersøkelse av muligheter for glidning langs et kontinuerlig skjærplan og bruddutvikling i intakt berg mellom allerede eksisterende diskontinuiteter.

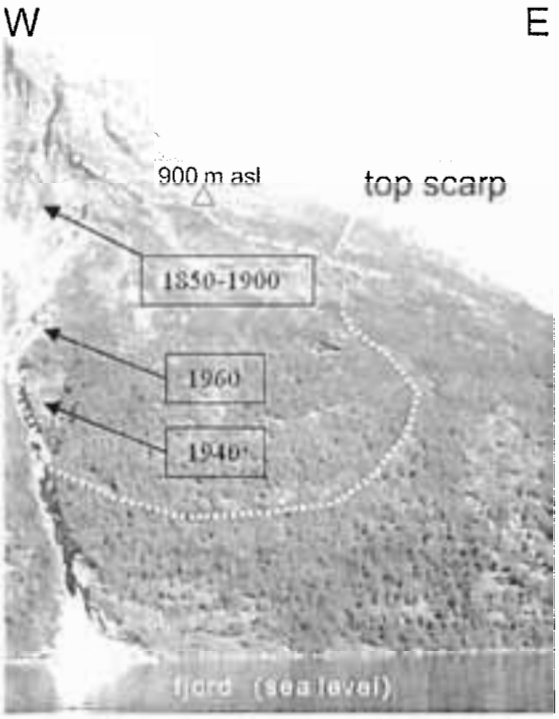
2. BESKRIVELSE AV ÅKNESET

Fjellet på Åkneset består av ulike typer gneis med en tydelig foliasjon. Foliasjonen har stort sett fall parallelt skråningen. Bergmassen varierer mellom tett foliasjonsparallell oppsprekning og mer massivt berg (Figur 2). Svake lag i gneisen består gjerne av oppsamlinger med biotitt, og det er også funnet leire og oppknust materiale. Deformasjoner antas å skje langs slike svake lag i bergmassen. Gradienten i fjellsiden er hovedsakelig mellom 30 og 40 grader.

Figur 2: Massivt berg over tett foliasjonsparallell oppsprekning (Foto: Kveldsvik 2005).

En tensjonssprekk som strekker seg 500 m i retning øst-vest 700-900 m.o.h. er det mest tydelige tegnet til bevegelse i fjellsiden (Figur 3 og Figur 4). Sprekken antas å være øvre grense av det ustabile området. Skredområdets øvre vestre flanke har sklidd om lag 20 m ut fra bakveggen. Øst for dette området er minimum horisontalbredde av baksprekken er typisk om lag 1 m (Kveldsvik et al. 2006). Flere andre tegn på ustabilitet, blant annet åpne sprekker, hull og urformasjoner, finnes i området. Trolig er mange tegn på ustabilitet også gjemt under store urmasser, jord og vegetasjon.

Målinger med ekstensometere i baksprekken viser bevegelse på 2 cm/år. Tegn på større bevegelser er tydelige i området rundt, som trolig er delt inn i blokker med noe ulikt bevegelsesmønster. GPS-målinger på øvre vestre flanke viser bevegelse på 10-15 cm fra 2004-2005 (Kveldsvik et al. 2006).



Figur 3: Oversikt over fjellsiden ved Åknes. Den hvite stiplede linjen indikerer størrelsen på skredområdet. Lengden av baksprekken er om lag 700 m, målt i retning vest-øst. Årstallene viser omtrentlige datoer for kjente fjellskred (Kveldsvik et al. 2006).

Figur 4: Baksprekken sett fra ekstensometer 4 mot vest (Foto: Kveldsvik 2005).

3. INNGANGSPARAMETERE TIL BEREGNINGENE

3.1 Profil- og diskontinuitetsgeometri

Fallretningen til foliasjonsparallelle sprekker sammenfaller med orientering av skråningen (S-SØ), og stereografiske analyser viser at fallvinkelen generelt er lavere enn skråningsvinkelen (Figur 5). Fallvinkelen varierer på grunn av foldning. Subvertikale, ofte åpne sprekker deler området i blokker, og de to hovedsettene har strøk på skrå inn i skråningen.

En profillinje gjennom midten av skredområdet er brukt i alle analysene. Grunnlaget for de fleste analysene var plassering av baksprekken og antagelser om plant brudd parallelt skråningen.

Figur 5: Stereonettet (Schmidt nett) viser orienteringen av foliasjonsparallelle sprekker. Heltrukket storsirkel representerer hovedorientering til foliasjonssprekkene og stiplet storsirkel representerer skråningsorienteringen.

3.2 Materialmodeller

Barton-Bandis skjærstyrkekriterium ble brukt til å bestemme inngangsparametere for diskontinuiteter i bergmassen. Dette empiriske kriteriet uttrykkes ved (Barton & Bandis 1990):

$$\tau = \sigma_n \bullet \tan\left[JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \qquad (1)$$

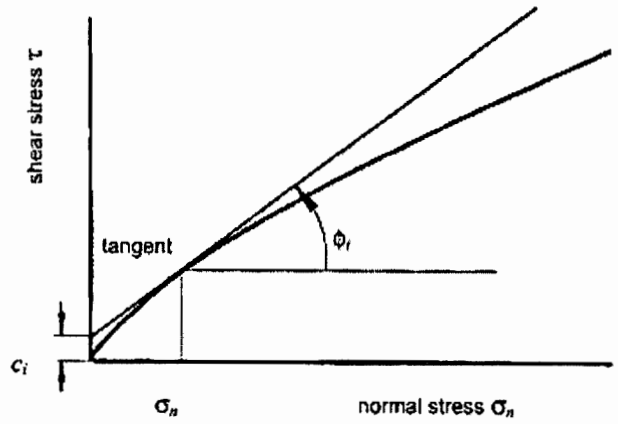
der

τ = maksimal skjærstyrke
σ_n = effektiv normalspenning
JRC = sprekkeruhetskoeffisienten
JCS = Joint Compressive Strength (sprekketrykkstyrke)
φ_r = residual friksjonsvinkel (for friske, uforvitrede sprekker er $\varphi_r = \varphi_b$, der φ_b er basis friksjonsvinkel)

Målinger gjort i felt og laboratorium danner en stor database med Barton-Bandis parametere (*JRC*, *JCS*, φ_b). Foreløpig er det mangel på data som beskriver residual skjærstyrke og skjærstyrke til evt. sprekkemateriale. Generalisert Hoek-Brown styrkekriterum ble brukt for å beskrive bergmassen.

Materialmodellen som ble brukt i Plaxisanalysene var Mohr-Coulomb, og det var nødvendig å konvertere de ikke-lineære kriteriene til Barton-Bandis og Hoek-Brown for å få Mohr-

Coulomb parametere (c og φ) (Figur 6). Normalspenningsnivået for denne konverteringen ble beregnet i hvert tilfelle.

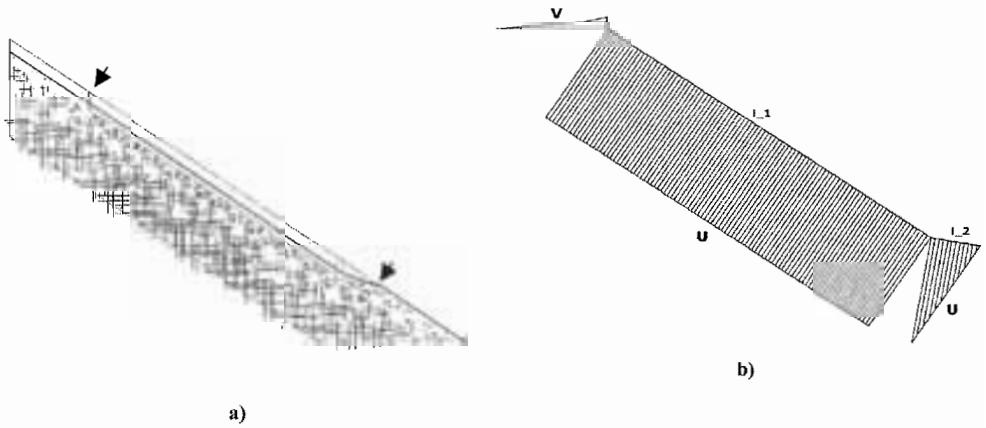


Figur 6: Definisjon av tilsynelatende kohesjon c_i og tilsynelatende friksjonsvinkel φ_i for et ikke-lineært bruddkriterium (Hoek 2000).

3.3 Vann

Med grunnlag i målinger av vannivå i borehull og geofysisk borehullslogging, ble det antatt et grunnvannsspeil parallelt med skråningen på 40 m dyp. Antatt grunnvannsspeil har utgående på samme sted som glideplanet.

Analyser med vann ble gjort i grenselikevektsberegninger og tilsvarende Plaxisberegninger. Figur 7 viser det forenklede vannivået som ble brukt.



Figur 7: Modellene viser det forenklede vannivået som ble brukt i analysene. Dybden på baksprekken i denne modellen er 60 m og vannspeilet er antatt å ligge på 40 m dyp. a) viser forenklet vannspeil og korresponderende vanntrykk brukt i grenselikevektsanalyser med inndeling i to lameller. Pilene markerer lokalisering av baksprekk og utgående av glideplanet. b) viser vanntrykk langs diskontinuitetene for modellen i a. U er vanntrykk langs glideplanet; V er vanntrykk i baksprekken; l_1 og l_2 er lengde av glideplan for hhv. øvre og nedre lamelle.

3.4 Oversikt over inngangsparametere

Tabell 1 gir en oversikt over inngangsparametere som ble brukt i stabilitetsberegningene.

Tabell 1: Oversikt over inngangsparametere.

Parameter	Enhet	Verdi	Kommentar
Materialmodell	-	Mohr-Coulomb	
Materialoppførsel	-	Drenert	
$\gamma_{sat} = \gamma_{unsat}$	kN/m^3	26,86	Gjennomsnittsverdi fra laboratorietester.
$k_x = k_y$	m/s	0	Har ingen påvirkning på Åknesberegningene, men ble brukt i modellene der vann var inkludert.
		10^{-6}	
E	GPa	30	Valgt med grunnlag i Kveldsvik (2005).
ν	-	0,13	Gjennomsnittsverdi av laboratorietester (kun brukt i innledende analyser).
		0,30	Økt verdi for å få tilfredsstillende numeriske løsninger og for å generere høyere horisontalspenninger.
		0,33	Økt verdi, brukt i modeller med vann.
ψ	°	0,5	Antatt verdi i innledende analyser.
		$\varphi/4$, $\varphi/8$	Brukt for henholdsvis hard, sterk bergmasse og residual bergmasse (Hoek 2000).
		$JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n}$	Brukt for diskontinuiteter (Barton & Bandis 1990).
JRC	-	7,7	Ikke brukt direkte i beregningene; konvertert til Mohr-Coulomb parametere.
JCS	MPa	123	
φ_b	°	27,8	

3.5 Parameterstudier

Parameterstudier ble utført for å studere hvordan endringer i inngangsparametere påvirket analyseresultatene og for å finne ut hvilken parameter som hadde sterkest påvirkning på stabiliteten. Skjærstyrken til diskontinuiteter er antatt å ha sterkest påvirkning, og derfor ble Barton-Bandis parameterene (*JRC*, *JCS* og φ_b) brukt i studiene. Lave og høye verdier ble bestemt med grunnlag i frekvensfordelinger, og i tillegg ble gjennomsnittsverdiene brukt (se Tabell 2). Vanntrykk ble tatt med i analysene ved tre tilfeller: Tørr skråning og grunnvannsnivå som beskrevet i kap.3.3, med og uten vanntrykk i baksprekken. Tabell 3 viser testmatrise for parameterstudiene.

Tabell 2: Lave, middels og høye verdier brukt i parameterstudier. Den midtre verdien tilsvarer gjennomsnittsverdi.

Parameter	Lav	Middels	Høy
JRC	1,5	7,7	10
JCS	67	123	146
φ_b	24,5	27,8	30

Tabell 3: Testmatrise for parameterstudier.

Test nr.	JRC	JCS	φ_b	Vann
1	M	M	M	a. tørr skråning b. U + V c. U
2	L	M	M	
3	H	M	M	
4	M	L	M	
5	M	H	M	
6	M	M	L	
7	M	M	H	

H, høy verdi; L, lav verdi; M, middels verdi

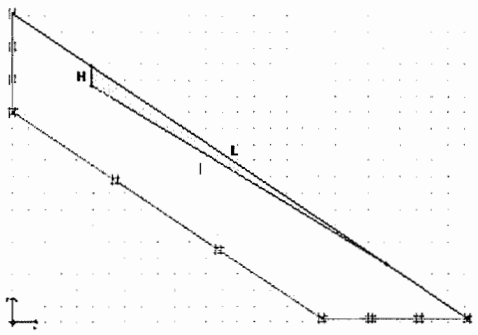
4. METODER FOR STABILITETSANALYSER AV ÅKNES

4.1 Grenselikevektsberegninger

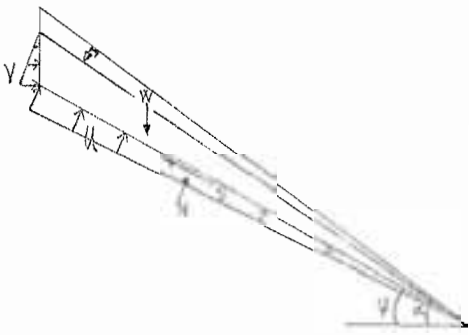
En forenkling av geometrien ble gjort ved å trekke en rett linje fra bunn til topp i modellen. Posisjonen til baksprekken og utgående av glideplanet var faste punkter. Beregningene ble gjort med glideplan på ulike dyp, bestemt av dypet til den antatt vertikale baksprekken (Figur 8).

Den første modellen har et glideplan med lavere vinkel enn overflatetopografien. Dette er den mest ideelle situasjonen for plant brudd (Figur 8a,b). I den andre modellen (Figur 8c,d) går glideplanet parallelt med overflatetopografien. Dette er i overensstemmelse med foliasjonsretningen. En kryssende sprekk (l_2) er nødvendig for å få utgående i skråningen. Helningen av l_2 kan være bestemt av foldning av foliasjonen eller andre diskontinuiteter. l_2 trenger ikke å være en eksisterende linje, men kan også være en imaginær kritisk linje som kan føre til brudd.

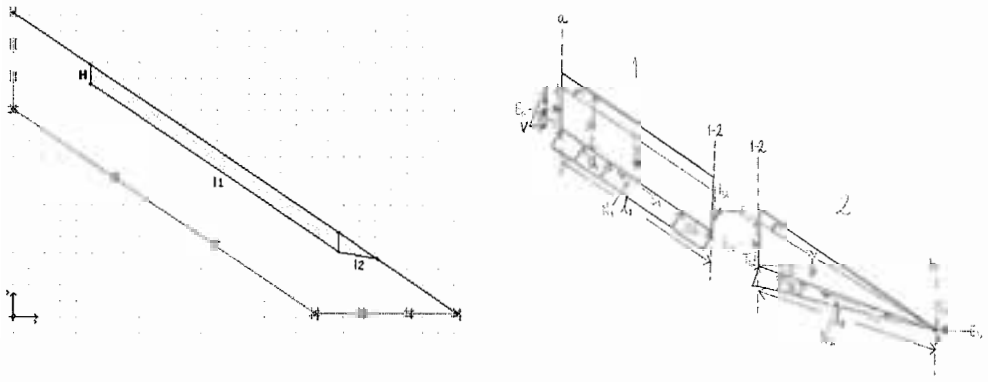
De forenklede modellene ble også analysert i Plaxis. Med disse retningslinjene vil Plaxis opptre som et grenselikevektsprogram, og med like inngangsparametere gir de to metodene samme resultat.



a)



b)



c) d)

Figur 8: Skråningsmodeller og skisser for grenselikevektsberegninger. a) Skråningsmodell i Plaxis med enkel geometri bestående av en lamelle. b) Skisse av lamellen med kreftene som virker på den. c) Skråningsmodell i Plaxis med geometri bestående av to lameller; d) Skisse av lamellene med kreftene som virker på dem. H er dybden på baksprekken; l_1 og l_2, lengde av glideplan for hhv. øvre og nedre lamelle; W, vekt av potensielle skredmasser; ψ, vinkel på glideplanet i figur b; α, skråningshelning i figur b og helningen av l_1 i figur d; β, helningen av l_2; U, vannkrefter langs glideplanet; V, vannkrefter i baksprekken; N, normalkrefter; S, skjærkrefter; E, sidekrefter; T, vertikale krefter.

4.2 Numeriske analyser med Plaxis

4.2.1 Innledende analyser

De første numeriske analysene ble gjort av en kontinuum-modell. En slik modell gir en kritisk bruddtilstand som ikke er kontrollert av forhåndsdefinerte svakhetsplan. Intensjonen var å starte enkelt, for så å bygge opp modellen steg for steg. Kontinuum-modellen ble brukt til å undersøke grensebetingelser og modellstørrelse.

Neste steg var å implementere baksprekken. Grensesnittelementer i Plaxis ble brukt til å modellere diskontinuiteter i bergmassen. Disse elementene kan gis egne egenskaper (i dette tilfellet sprekkeegenskaper). Resultatene fra de innledende analysene av en kontinuum-modell var grunnlag for den forenklede modellen i grenselikevektsanalysene.

4.2.2 Modellering av bruddutvikling i intakt berg

Grunnlaget for denne modellen var geometrien med to lameller fra grenselikevektsberegningene (Figur 8c,d). Baksprekken og lengden l_1 ble modellert med grensesnittelementer. Dybden av glideplanet ble satt til det nivået som ga minimum sikkerhetsfaktor (SF) for tørr skråning i grenselikevektsberegningene.

Målet med modelleringen var å undersøke bruddutvikling gjennom intakt bergmasse (dvs. ingen kontrollerende diskontinuiteter) i retning overflaten, samt bruddutvikling mellom to diskontinuiteter. Dette ble gjort i to separate tilfeller. For enkelt å kunne gi residualstyrke til bergmassen etter hvert som bruddet utviklet seg, ble områdene som skulle undersøkes nærmere delt inn i et rutenett.

Egenskapene til diskontinuiteter og residual bergmasse ble bestemt med grunnlag i grenselikevektsberegninger. Grensesnittelementene fikk egenskaper lik glideplanet l_1. På

grunn av mangel på data for residualstyrke, ble modelleringen gjort som en demonstrasjon der residual bergmasse fikk egenskaper lik glideplanet l_2.

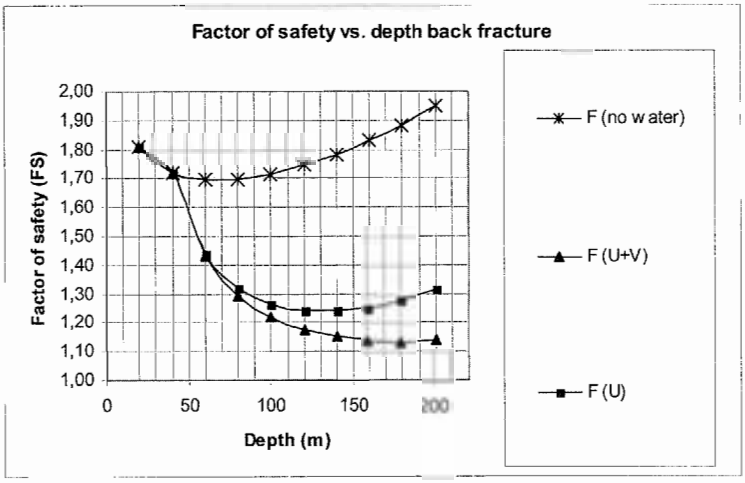
Hovedprosedyren var å redusere alle styrkeegenskaper med en antatt sikkerhetsfaktor som måtte være av en slik størrelse at en plastisk sone utviklet seg utenfor grensesnittelementet. Plastiske punkter og relative skjærspenninger, τ_{rel}[1] ble brukt til å evaluere utviklingen av en plastisk sone. Hvis τ_{rel} over 0,90 dominerte et område, ble dette området gitt residuale styrkeparametere. Kravet om $\tau_{rel} \geq 0{,}90$ som nesten mobilisert gjorde analysen konservativ. De plastiske sonene utviklet seg etter hvert som nye områder fikk residualegenskaper.

5. RESULTATER AV BEREGNINGER OG STABILITETSANALYSER

5.1 Grenselikevektsanalyser

5.1.1 Geometri med en lamelle

Figur 9 oppsummerer resultatene fra grenselikevektsberegninger med en lamelle. Kritisk dybde (dybden til minimum SF) er gitt ved balansen mellom økende drivende krefter mot dypet og økt materialstyrke (dvs. større motstand) mot dypet. Beregninger med vanntrykk gir en betydelig lavere SF.



Figur 9: Resultater fra grenselikevektsberegninger med en lamelle og gjennomsnittsverdier av Barton-Bandis parametere. *U* er vanntrykk langs glideplanet; *V* er vanntrykk i baksprekken.

5.1.2 Geometri med to lameller

De første beregningene ble gjort på konstant dyp og med ulike β-vinkler for å se på sammenhengen mellom helningen av l_2 og sikkerhetsfaktoren (β er vist i Figur 8d). En vinkel på $\beta = -10°$ ble brukt i videre beregninger. Tabell 4 viser hvilke dyp som ga lavest SF for geometri med to lameller.

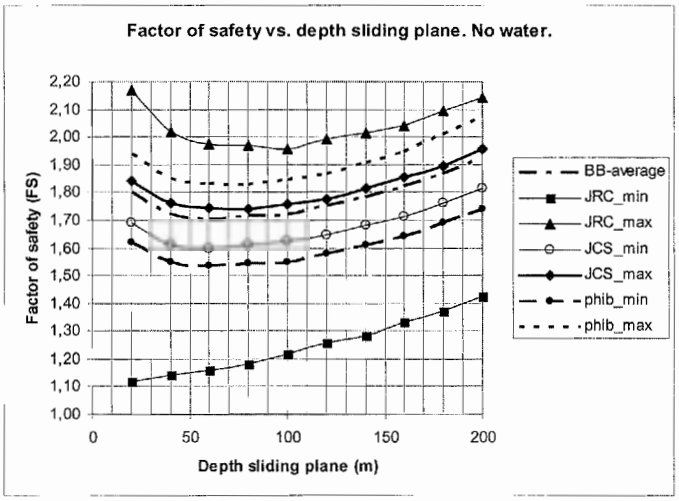
[1] Relativ skjærspenning ($\tau_{rel} = \tau/\tau_{maks}$) indiderer hvor nært bruddlinja et spenningspunkt befinner seg. Når $\tau_{rel} = 1$, berører spenningspunktet bruddlinja.

Tabell 4: Oversikt over dyp som gir minimum SF for ulike vannforhold for tilfellet med to lameller og gjennomsnittsverdier av Barton-Bandis parametere.

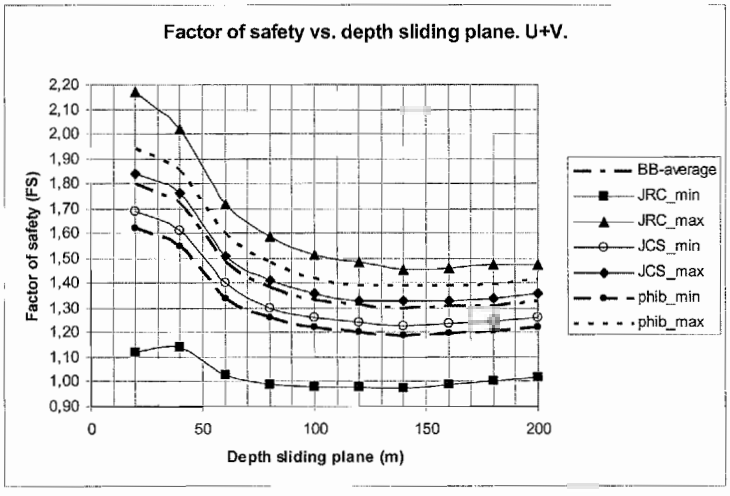
Vannforhold	Dyp for minimum SF (m)
ikke vann	60
U	120
V	140

U er vanntrykk langs glideplanet; *V* er vanntrykk i baksprekken.

Parameterstudier ble gjort for glideplan ved ulike dyp, og resultatene er vist i Figur 10 og Figur 11. *JRC* er den parameteren med størst innflytelse. Sikkerhetsfaktoren minker dramatisk når vann er inkludert i beregningene; for minimumsverdi av *JRC* er sikkerhetsfaktoren under 1,0.



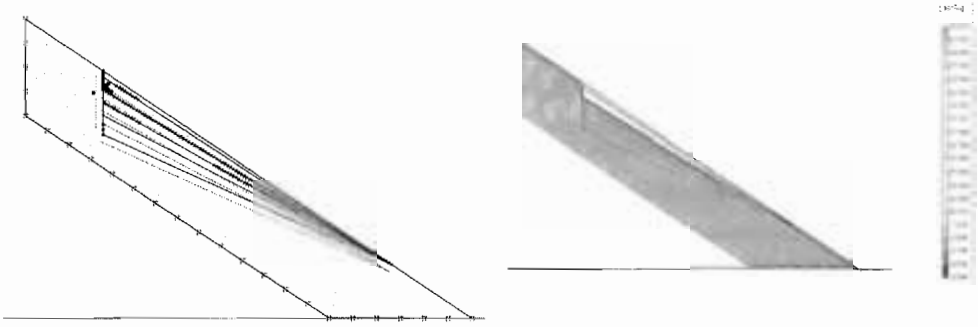
Figur 10: Resultater fra parameterstudier med tørr skråning (β = -10°, se Figur 8).



Figur 11: Resultater fra parameterstudier med vanntrykk (β = -10°, se Figur 8). *U* er vanntrykk langs glideplanet; *V* er vanntrykk i baksprekken.

5.1.3 Grenselikevektsanalyser i Plaxis

Bruk av Plaxis gir mulighet for å implementere mer enn ett grensesnittelement og la programmet søke etter det mest kritiske planet. Figur 12 viser en tørr modell med fem glideplan representert med grensesnittelementer på ulike dyp (20, 60, 100, 140 og 200 m dyp av baksprekken). Analysene viser at elementet på 60 m dyp er det første som blir mobilisert, etterfulgt av elementene på 100 m og 20 m. Figur 12b viser hvordan bruddsonen følger det fullt mobiliserte elementet. Dette er i overensstemmelse med håndberegningene.



a) b)

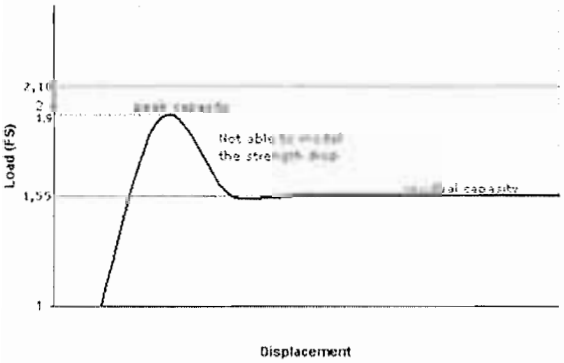
Figur 12: Plaxismodell med fem grensesnittelementer. a) viser plastiske punkter (åpne, svarte firkanter); b) viser totale forflytninger. Begge figurene er resultater fra φ-c reduksjonsberegning i Plaxis.

5.2 Numeriske analyser med Plaxis - Bruddutvikling i intakt berg

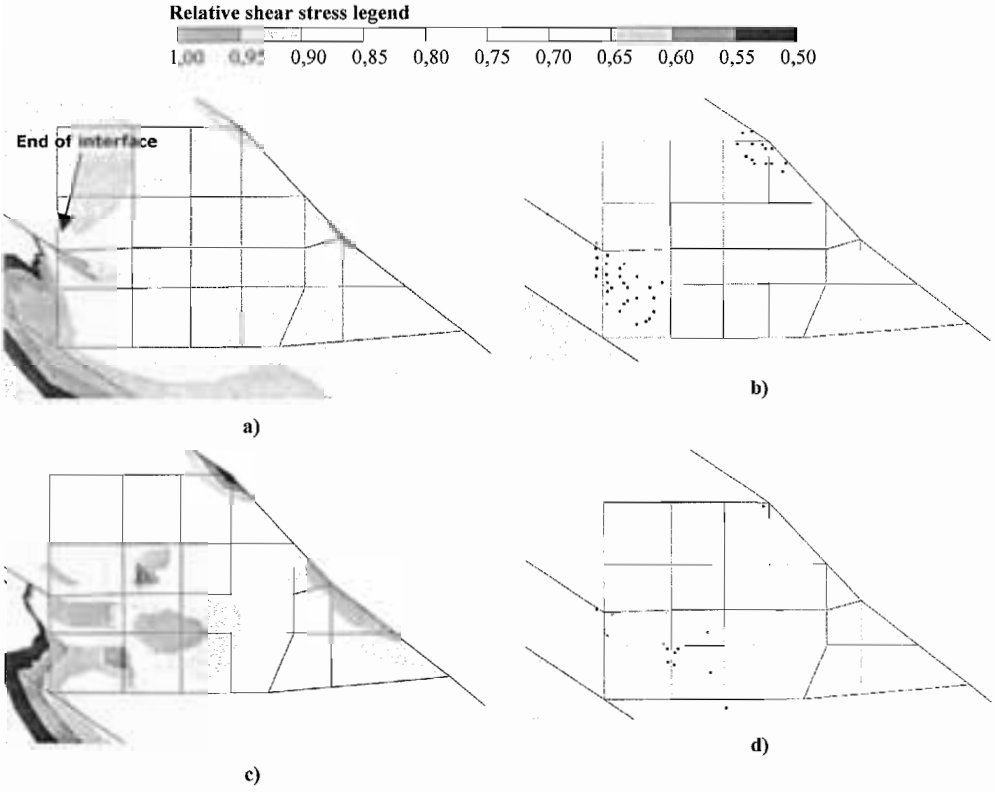
Den første demonstrasjonen var en modell av bruddutvikling fra nedre enden av et skråningsparallelt grensesnittelement mot overflaten. Figur 13 er et last-forskyvningsdiagram som viser størrelsesordenen for sikkerhetsfaktoren i dette tilfellet. SF_{min}=1,55 og SF_{maks}=2,10 er beregnet med hhv. residuale og maksimale bergmasseegenskaper i området mellom grensesnittelementet og overflaten. SF = 1,90 er nivået der en plastisk sone blir utviklet utenfor grensesnittelementet. Skissen viser også fallet i kapasitet når kreftene som motstår bevegelse blir overvunnet. Det er ikke mulig å modellere selve kapasitetsfallet i Plaxis, men det er mulig å modellere situasjonen rett før maks kapasitet er nådd og situasjonen ved residual kapasitet.

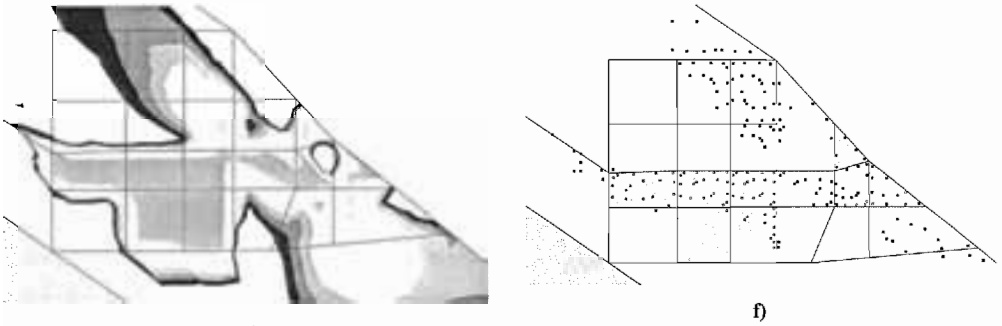
Mobiliseringen utvikler seg fra enden av grensesnittelementet. En plastisk sone vokser også fra overflaten. De to sonene møtes og det finnes da ikke lenger en sterk bergmasse som kan motstå et stort skred. Analysene forteller ingenting om hastigheten på bruddutviklingen. Figur 14 viser resultatene, som er lettest å studere i τ_{rel}-plottene i venstre kolonne.

Den andre demonstrasjonen var en modell av bruddutvikling mellom to grensesnittelementer. En plastisk sone ble utviklet utenfor elementet når materialegenskapene ble redusert med en faktor SF = 2,00.



Figur 13: Last-forskyvningskurve som viser fallet fra maks til residual kapasitet. SF_{min} = 1,55 og SF_{maks} = 2,10 ble beregnet med hhv. residuale og maksimale bergmasseegenskaper i området mellom grensesnittelementet og overflaten. Reduksjon med SF=1,90 er nivået der en plastisk sone blir utviklet utenfor grensesnittelementet.





Figur 14: Figurene viser bruddutvikling mellom grensesnittelement (interface) og overflaten. Relative skjærspenninger vises i venstre kolonne, mens høyre kolonne viser tilsvarende resultat med plastiske punkter (åpne, svarte firkanter). Ruter som har mørkere farge har fått residuale styrkeparametere; fylte, svarte firkanter viser strekkpunkter.

6. DISKUSJON OG EVALUERING AV ANALYSEMETODER

Generelle begrensninger og usikkerheter i metodene er omtalt i litteraturen. Diskusjonen fokuserer på detaljer rundt inngangsparametere og resultater av stabilitetsanalysene som er utført.

6.1 Grenselikevektsanalyser

Beregningene gir minimum SF for noen bestemte dyp (se Figur 9 og Tabell 4 i kap. 5.1). Forskjellene i resultatene mellom beregninger med en lamelle og to lameller er små. Beregninger med en lamelle er enklest og raskest, mens manuell iterasjon er nødvendig for å tilfredsstille likevektslikningene i tilfellet med to lameller. En antagelse om foliasjon parallelt med skråningen gjør geometrien med to lameller mest relevant, og denne metoden gir også mer frihet med hensyn til variasjon av skjærstyrke langs glideplan og helning av glideplan på nedre lamelle.

Et viktig spørsmål er plassering av glideplanets utgående. Hvis foliasjonen ligger parallelt skråningen, er det nødvendig med en kryssende sprekk for å få utgående i skråningen. Helningen av l_2 kan være bestemt av foldning i foliasjonen eller andre diskontinuiteter.

Tilsvarende analyser med Plaxis gir de samme resultatene, og viser at det er mulig å bruke Plaxis som et grenselikevektsprogram. De to tilnærmingene har noe ulik funksjonalitet. I Excel er det enklere og raskere å undersøke hva som skjer når inngangsparametere endres, og derfor er parameterstudiene utført der og ikke i Plaxis. Plaxis gir mulighet for å undersøke flere glideplan på ulike dyp i samme beregning, og spenningsfordelingen langs grensesnittelementer kan studeres i detalj.

6.2 Bruddutvikling i intakt berg

For at analysene skal være mer enn kun demonstrasjoner, er det nødvendig med data for residualstyrker og lokalisering av glideplan(a). Inngangsparametere tilsvarende sprekkeegenskaper ble brukt som inndata for residual bergmasse. Forskjellen mellom maks-

og residualstyrker er stor, og dette er årsaken til det store spranget mellom SF ved maks styrke (1,90) og SF_{min} i Figur 13, kap. 5.2.

Eksempelet vist i kap.5.2 undersøker hvordan en bruddsone utvikles når det ikke finnes noen kryssende sprekk fra det skråningsparallelle glideplanet mot overflaten. Når glideplanet er fullt mobilisert, hviler skråningen på området mellom glideplanet og overflaten. På Åkneset er det indikasjoner på en slik situasjon; nedre begrensning har ikke blitt funnet.

Områder som ble gitt residualstyrke hadde stor betydning for hvordan en bruddsone utviklet seg, og ruteinndelingen var derfor viktig. Analyser med et finere rutenett vil trolig gi en annen propagering. Alternativt kan grensesnittelementene forlenges i stedet for å gi residualegenskaper til et område. Disse endringene kan gjøres i videre Plaxisanalyser.

6.3 Evaluering av inngangsparametere

Analyseresultater blir aldri bedre enn inngangsparameterene til modellen. Plassering og kontinuitet av glideplan(a), sammen med vanntrykk langs disse, representerer de største usikkerhetene i stabilitetsanalysene for Åkneset.

Databasen med Barton-Bandis parametere antas å være god. Usikkerheten blir introdusert når normalspenningsnivået skal bestemmes. Barton-Bandis skjærstyrkekriterium er laget for sprekker med berg-mot-berg kontakt. Sannsynligvis består glideplan(a) på Åknes også av svakt og nedknust materiale med lavere skjærstyrke. Det er rimelig å tenke seg at tykkelsen på de nedknuste sonene varierer og at berg-mot-berg kontakter utgjør sterke punkter (Braathen et al. 2004). Inntil mer data om nedknust materiale finnes, er Barton-Bandis kriteriet et utgangspunkt for å estimere skjærstyrke, men det mulig at styrken blir overestimert.

Det er viktig å prioritere de parametere som påvirker stabilitetssituasjonen. Når grensesnittelementer representerer diskontinuiteter i en sterk bergmasse, er stabiliteten kontrollert av styrken til grensesnittene, og styrken til bergmassen er ikke viktig. Av og til er det nødvendig å endre eller la være å bruke parametere som ikke har påvirkning på resultatene for å unngå unødvendige numeriske problemer. I slike tilfeller er det viktig å trå varsomt, vite hvordan programmet fungerer og hva som er målet med analysene.

6.4 Parameterstudier

Parameterstudiene fokuserer på Barton-Bandis parameterene *JRC*, *JCS* and φ_b. *JRC* er den parameteren med klart størst påvirkning på stabiliteten (se Figur 10 og Figur 11 i kap. 5.1.2). Beregninger med vann i skråningen og JRC_{min} gir SF under 1, mens JRC_{max} gir de høyeste SF. JRC_{min} = 1,5 er veldig lav ruhet som tilsvarer en plan sprekk. Denne verdien er trolig ikke relevant for hele lengden av et kontinuerlig, plant glideplan, men kan være relevant for noen deler av skråningen.

6.5 Resultater sett i forhold til målte bevegelser

Resultatene av stabilitetsanalysene må bli relatert til målingene av bevegelser i skredområdet. Det er vanskelig å evaluere sannsynlig mobilisering i forhold til disse målingene. Om skråningen beveger seg konstant, eller om det er variasjon mellom raske og langsomme bevegelser, påvirker også vurderingen av sannsynlig mobilisering.

For stabilitetsanalyser i leire, kan bevegelse eller kryp i materialet finne sted når SF $\leq$ 1,2 (H.P.Jostad, pers.komm.). Dette kriteriet er brukt i evalueringen av SF beregnet for Åkneset.

De fleste SF er over 1,2. Med gjennomsnittlige styrkedata er beregnet SF for geometri med to lameller i området 1,7-1,8 for tørr skråning og 1,3-1,8 når vann er inkludert. Vanntrykk i kombinasjon med lav ruhet gir lavest sikkerhet. Tabell 5 gir en oversikt over situasjoner som gir SF $\leq$ 1,2.

I lys av kriteriet nevnt over og det faktum at skråningen på Åkneset beveger seg, indikerer beregningene av SF at ruheten kan være lavere enn gjennomsnittsverdien og at vann er en viktig parameter.

Tabell 5: Oversikt over situasjoner som gir SF $\leq$ 1,2. Situasjoner uten vanntrykk i baksprekken (kun U) er ikke tatt med. Antagelser om skråningsparallell foliasjon gjør geometri med to lameller mest relevant.

Analyse	Vannforhold	Barton-Bandis parameter	Dyp av baksprekk (m)
Geometri med to lameller	Tørr skråning	JRC_{min}	< 90
	U+V	JRC_{min}	alle
	U+V	$\varphi_{b,min}$	120-160
Geometri med en lamelle	Tørr skråning	JRC_{min}	< 160
	U+V	JRC_{min}	alle
	U+V	$\varphi_{b,min}$	> 70
	U+V	JCS_{min}	> 80
	U+V	BB-gjennomsnitt	> 110
	U+V	JCS_{max}	> 120

U er vanntrykk langs glideplanet; *V* er vanntrykk i baksprekken.

7. SLUTTKOMMENTARER

Plassering og kontinuitet av glideplan(a), i tillegg til vanntrykket langs disse, representerer de største usikkerhetene i stabilitetsanalysene av Åkneset. Det ble antatt at bevegelse kan skje når SF $\leq$ 1,2. De fleste beregnede SF er større enn dette kriteriet. Vann i kombinasjon med lav ruhet gir de laveste SF.

Plaxis, som er et mye brukt verktøy innen geoteknikk, viste seg å være et nyttig og godt program. Grensesnittelementer fungerer godt til å modellere glideplan. Elementene kontrollerer stabiliteten, og plassering av disse er en viktig parameter med høy grad av usikkerhet.

Analyser med andre metoder og bruk av eksisterende datasett vil gi de samme usikkerheter som nevnt over. Mer informasjon om glideplan(a), skjærstyrkeparametere langs disse og vannforhold er nødvendig for å redusere usikkerhetene. Analysene av bruddutvikling vil bli mer enn kun demonstrasjoner med mer data på residualstyrker og plassering av glideplan.

Tilleggsanalyser med eksisterende datasett kan likevel være nyttig:

- Forbedringer kan gjøres i Plaxisanalysene av bruddutvikling ved å bruke en finere ruteinndeling og ved å forlenge grensesnittelementer.

- Analyser med en materialmodell som inneholder tidsavhengighet vil være relevant siden kryp kan være en viktig faktor på Åknes.
- Analyser med en modell som deler bergmassen inn i flere blokker. Dette kan gjøres med f. eks grensesnittelementer i Plaxis eller med blokkelementkoden UDEC.

REFERANSER

Barton, N. and Bandis, S. (1990): Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice.

Blikra, L.H., Longva, O., Braathen, A., Anda, E., Dehls, J.F., Stalsberg, K. (2002): Rock Slope Failures in Norwegian Fjord Areas: Examples, Spatial Distribution and Temporary Pattern. In Evans, S.G. & Martino, S. (eds), Massive Rock Slope Failures. Proceedings, NATO Advanced Research Workshop, Celano, Italy, June 2002.

Braathen, A., Blikra, L.H., Berg, S.S., Karlsen, F. (2004): Rock-slope failures in Norway; type, geometry, deformation mechanisms and stability. Norwegian Journal of Geology, Vol.84, 67-88.

Derron, M.H., Blikra, L.H., Jaboyedoff, M. (2005): High resolution digital elevation model analysis for landlide hazard assessment (Åkerneset, Norway). In: Sennet, K., Flaate, K., & Larsen, J.O. (eds.): Landslide and Avalanches ICFL 2005 Norway. Taylor & Francis Group, London.

Eidsvik, U. and Harbitz, C.B. (2005): Innledende numerisk analyser av flodbølger som følge av mulige skred fra Åkneset. NGI-report 20031100-2.

Grøneng, G., Nilsen, B., Blikra, L.H., Braathen, A. (2005): The significance of climate on deformation in a rock-slope failure – the Åkerneset case study from Norway. Proc. 2005 Int. Conf. on Landslide and Risk Management, Vancouver B.C. May-June 2005, 725-729.

Hoek, E. (2000): Practical Rock Engineering. Chapter 4: Shear strength of discontinuities, Chapter 11: Rock mass properties.
http://www.rocscience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp

Kveldsvik, V. (2005): Numerical modelling of the Åkerneset landslide by use of UDEC. Assignment, GB8304 Numerical modelling for rock engineering, NTNU.

Kveldsvik, V., Eiken, T., Ganerød, G.V., Grøneng, G., Ragvin, N. (2006): Evaluation of movement data and ground condintion for the Åknes rock slide. The South African Institute of Mining and Metallurgy, International Symposium on Stability of Rock Slopes.

Odin (2002): http://www.odin.dep.no/odinarkiv/norsk/dep/md/2002/annet/022011-990062/dok-nu.html. *Map Norway.*

Ragvin, S.N. (2005): Geological data from Åknes landslide area. Project work TGB4710 Technical Geology, NTNU 2005.

Ragvin, S.N. (2006): Åknes landslide area - numerical modelling with Plaxis. Master thesis, NTNU 2006.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

NORSK BORBARHETSTESTING I FORBINDELSE MED TBM-PROSJEKT I NEW YORK.

- HVORFOR OG HVA ER EGENTLIG STATUS FOR METODEN

Norwegian drillabillity testing in connection with TBM Projects in New York.

- How come, and what is actually the state of the art for the NTNU-method

Laboratorieleder Filip Dahl, SINTEF Byggforsk, Berg og geoteknikk

SAMMENDRAG

Den norske metoden for bestemmelse av borbarhetsegenskaper benyttes i forbindelse med prestisjetunge TBM-prosjekter i sentrale deler av New York. Noe av bakgrunnen for dette valget ligger i den internasjonale anerkjennelsen av norsk tunnelteknologi samt det unike datagrunnlaget som danner basis for prognosemodellen. For å imøtekomme nye problemstillinger og de stadig høyere krav til dokumentasjon er det i den senere tid foretatt videreutviklinger og tilpassinger av de gamle metodene som ble utviklet på 60- og 70-tallet. Dette vil forhåpentligvis kunne bidra til å øke forståelsen av ulike egenskaper som kan påvirke tid og kostnader ved tunneldriving. Videreutviklingene er også med på å ivareta og forsterke den norske posisjonen som et av de internasjonalt ledende forskningsmiljøene innefor temaet borbarhetstesting og TBM-prognosering.

SUMMARY

The Norwegian method for determination of drillability is used in connection with prestigious TBM-projects in central parts of New York. Some of the background for this decision is based on the international acknowledgment of Norwegian tunnelling technology together with the unique database which forms the basis for the prognosis model. Recent developments and adaptations of the old test methods, which were developed in the 60s and 70s, have been carried out in order to comply with new challenges and the constantly increasing demand for documentation. This will hopefully contribute to a better understanding of various properties that can influence time and cost in connection with tunnelling. The developments will also ensure and enhance the current position as one of the internationally leading research communities within the subject drillability testing and TBM-prognosis.

1 INTRODUKSJON

Norsk tunnelteknologi har i dag et meget godt internasjonalt renommé. Dette har i stor grad også bidratt til internasjonal anerkjennelse av den "norske" laboratoriemetoden (NTNU-metoden) for bestemmelse av borbarhet i forbindelse med TBM-prosjekt.

Metoden baserer seg på analyse av bergarters sprøhet (S_{20}), overflatehardhet (SJ) og slitasjeevne (AV). Den ble opprinnelig utviklet ved NTH (nå NTNU) i begynnelsen av 60-tallet med henblikk på bestemmelse av borsynkindeks (DRI) og borslitasjeindeks (BWI) ved slaghammerboring. Epoken med de store, norske kraftverksutbyggingene, hvor TBM-teknologien virkelig gjorde sitt inntog i Norge, førte til at metoden ble supplert med en analyse for bestemmelse av bergarters slitasjeevne på kutterstål (AVS). AVS som var en videreutvikling og tilpassing av den eksisterende AV-analysen, gjorde det mulig å foreta en bestemmelse av en indeks for kutteringlevetid (CLI).

Det er utviklet andre, tilsvarende metoder for bestemmelse av borbarhetsegenskaper, bl.a. ved Colorado School of Mines (CSM), men det er neppe noen som kan vise til et bedre datagrunnlag en NTNU-metoden. Siden introduksjonen har mer enn 3000 bergartsprøver blitt testet og registret ved SINTEF/NTNU. Den enestående resultatdatabasen danner i dag et solid fundament for statistiske vurderinger og korrelasjoner samt forskning og videreutvikling. Det arbeides for tiden aktivt for å få vedtatt NTNU-metoden som en internasjonalt anbefalt standard for bestemmelse av bergarters borbarhet.

2 HVORFOR NORSK BORBARHETSTESTING I NEW YORK

2.1 Laboratoriet

Det ingeniørgeologiske laboratoriet som utfører de norske borbarhetstestene, drives i dag av SINTEF Byggforsk, Berg og geoteknikk i tett samarbeid med NTNU-instituttene Geologi og bergteknikk og Bygg, anlegg og transport. Laboratoriet og dets aktiviteter innehar en viktig og fremtredende rolle innefor det etablerte Geminisenteret for undergrunnsteknologi ved SINTEF/NTNU.

2.2 Prosjekt

Laboratoriet har i forbindelse med to store TBM-prosjekt i New York blitt engasjert i et svært omfattende testprogram for bestemmelse av borbarhetsegenskaper.

- Prosjektet City Water Tunnel No. 3 er det dyreste konstruksjonsprosjektet i New Yorks historie, med et totalt budsjett på nærmere 40 milliarder NOK (prognose 2005). Arbeidet, som startet i 1970 og som forventes å være fullført i 2020, innbefatter driving av 100 km med nye tunneler. Utvidelsen med det nye, parallelle tunnelsystemet vil forsterke og forbedre driftsikkerheten og funksjonen til New Yorks vannforsyningssystem. Tunnel No. 1 ble for øvrig ferdigstilt i 1917 og Tunnel No. 2 i 1936. Det ferdigstilte tunnelsystemet med de tekniske installasjonene representerer i følge byggherren, New York City Department of Environmental Protection (NYCDEP), et av verdens mest komplekse og intrikate ingeniørarbeid.

Figur 1. City Water Tunnel No.3, New York, USA.

- Prosjektet Extension of Subway Line No.7 inngår i en planlagt byfornyelse og sanering av Hudson Yards på Long Island. Byfornyelsen vil åpne muligheter for fortsatt utbygging og økonomisk vekst i denne bydelen og en forlengelse av No.7 er helt essensiell for å kunne dekke transportbehovet på Manhattans West Side. Planen er å føre linjen videre fra dagens endestasjon ved Times Square til 34th Street og 11th Avenue. Byggherre for prosjektet er New York City Metropolitan Transit Authority (MTA). Tildelingen av de første kontraktene er forventet å skulle skje i løpet av 2006.

Figur 2. Hudson Yards, New York, USA.

2.3 Bakgrunn for valget av den norske metoden

I SINTEF/NTNUs borbarhetsdatabase er det til nå (september 2006) registrert testresultat fra nærmere 300 prøver bare fra disse to prosjektene. Hva er egentlig årsaken og bakgrunnen for at den norskutviklede teknologien benyttes?

Utarbeidelse av pålitelige og robuste prognoser for kutterlevetid og inndrift samt de relaterte kostnadene for driving av tunneler utgjør et stadig viktigere tema og er dessverre ofte stridspørsmål mellom rådgivere, maskinprodusenter, entreprenører og byggherrer. For å kunne utarbeide gode tids- og kostnadskalkyler er kunnskap og informasjon om de faktorene som påvirker tid og kostnader viktig. En av disse faktorene er bergartsegenskapene, og laboratorietester som beskriver ulike bergartsegenskaper som påvirker borbarheten er dermed viktige kilder til informasjon. Trenden i forbindelse med større internasjonale underjordsprosjekt synes derfor å være krav om, og aksept for bruk av betydelige midler i forbindelse med forundersøkelsene.

Et godt eksempel på dette er anbudsprosessene for de ulike etappene av City Water Tunnel No.3. Byggherren NYCDEP etterstreber å fremlegge en "optimal" dokumentasjon av de forventede forholdene i de planlagte tunneltraseene for å unngå eller redusere risikoen for å havne i "claim-situasjoner". Dette har ført til at det stilles meget strenge krav til både kvaliteten og kvantiteten til den geologiske kartleggingen, prøvetakingen og laboratorietestingen. Som en konsekvens av dette utføres det derfor borbarhetstesting i henhold til både NTNU og CSM modellene (se tabell 1).

NTNU	CSM
Brittleness (S_{20}) *(inngår i DRI)*	Uniaxial Compressive Strength (UCS)
Sievers' J-value (SJ) *(inngår i DRI og CLI)*	Brazillian tensile strength (BTS)
Abrasion Value Cutter Steel (AVS) *(inngår i CLI)*	Density measurement
Petrography (XRD, DTA)	Punch penetration
	Cerchar abrasivity (CAI)
	Petrographic analysis

Tabell 1. Testmetoder som benyttes som input i TBM-prognosemodellene ved SINTEF/NTNU og CSM.

Merknad:
I tillegg til de SINTEF/NTNU testene som er oppført med tanke på TBM, utføres det i forbindelse med prosjektene i New York også Abrasion Value (AV) som inngår i beregning av Bit Wear Index (BWI).

Gode kontakter og samarbeid med ledende eksperter ved CSM har resultert i felles publiseringer med anbefalinger av NTNU-metoden. Dette har, sammen med anerkjennelsen av den meget høye kompetansen og lange erfaringen som finnes ved SINTEF/NTNU, bidratt til å åpne dørene for det amerikanske markedet. Et annet tungtveiende argument for de amerikanske klientene er vissheten om at de norske testmetodene og beregningsmodellene er et resultat av mer enn 40 års forskning og utvikling ved SINTEF/NTNU og at den eksisterende borbarhetsdatabasen gir unike muligheter for evaluering av testresultat og beregnede indekser. Sist men ikke minst har man klart å innfri klientenes meget strenge krav til leveranse av informative rapporter av høy faglig kvalitet innefor de avtalte tidsfrister, samt å forevise en konsekvent gjennomføring og dokumentasjon av kvalitetssikring.

2.4 Nasjonale og internasjonale prosjekter

Som nevnt innledningsvis har den norske metoden i dag oppnådd en høy internasjonal anerkjennelse. Dette kan illustreres av tabell 2 som viser prosjekter i tidsrommet 2003 - 2006 som har involvert borbarhetstesting ved SINTEF/NTNU. Som det fremgår av tabellen er det flere amerikanske prosjekter og en betydelig andel prosjekter fra Asia, noe som gjenspeiler den sterkt økende aktiviteten innefor undergrunnsutbygging i denne verdensdelen.

Location/Project name	Testing peformed by SINTEF/NTNU
Melkøya, Norge	DRI, SPR (sprengbarhet), XRD, DTA
Parbati, Himachal Prades	DRI, CLI, DTA
Narvik, Norge	DRI, BWI, SPR (sprengbarhet)
Eidi, Færøyene	DRI, CLI, XRD, DTA
Singapore	DRI, BWI, CLI, UCS
Øvre Otta, Norge	DRI, BWI, CLI, UCS, petrografisk analyse
Sauda, Norge	DRI, BWI, CLI, petrografisk analyse
Dam Stølsvatn, Norge	DRI, BWI
2nd Avenue Tunnel, New York (USA)	DRI, BWI, CLI
Ormen Lange Project, Aukra Norge	DRI
Jurong Island, Singapore	DRI, BWI, CLI
NYC Transit "No.7 Subway Line Extension" (USA)	DRI, BWI, CLI, petrografisk analyse, visuell vurdering
City of Atlanta CSO Tunnel – Storage Tunnel Facilities (USA)	DRI, BWI, CLI
Water Tunnel No.3 in Manhattan, New York (USA)	DRI, BWI, CLI
Vancouver Water Tunnels (Canada)	DRI, BWI, CLI
Deep Tunnel Sewerage System, Kranji, Singapore	DRI, BWI, CLI, UCS, BTS, Is_{50}, CAI, XRD, petrografisk analyse
Lot 14-3 of Seoul-Pusan High Speed Railway Project	DRI, CLI
Croton Water Treatment Plant (USA)	DRI, BWI, CLI, petrografisk analyse, visuell vurdering
Proyecto Hidroelectria Pinalito, the Dominican Republic	DRI, BWI, CLI
Drainage Improvement In Northern Hong Kong Island	DRI, BWI, CLI
Glendoe Hydro Scheme, Skottland	DRI, CLI
Tsengwen Reservoir Transbasin Diversion Tunnel, Taiwan	DRI, CLI, CAI
Coegakop, Sør-Afrika	DRI, BWI, CLI
Sirvan Nosoud Tunnel, Iran	DRI, CLI
A proposed sewer overflow tunnel in Detroit, Michigan (USA)	DRI, BWI, CLI
Brightwater Conveyance System (USA)	SAT (Soil Abrasion Test)
Tunnel Lysaker - Sandvika, Norge	DRI, BWI, lydhastighet
Gøteborg, Sverige	CAI
Headrace Tunnel of the Sondu/Miriu Hydropower Project, Kenya	DRI, BWI, lydhastighet, Is_{50}
Kensico City Water Tunnel Project, USA	DRI, BWI, CLI
Proyecto Hidroelectria Palomino, the Dominican Republic	BTS, CAI, Is_{50}
E101 Malmø C, Etapp 1 (Sverige)	DRI, BWI

Tabell 2. Prosjekter som har involvert borbarhetstesting ved SINTEF/NTNU, 2003 - 2006.

3 VIDEREUTVIKLINGER

3.1 Bakgrunn

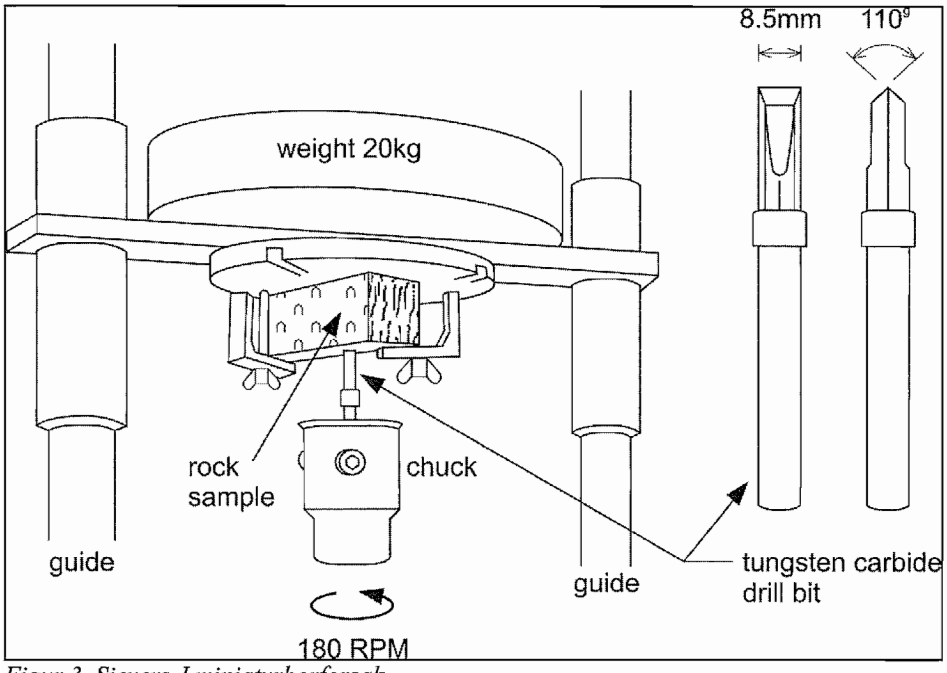
De amerikanske klientenes høye krav til dokumentasjon og visualisering av testresultat har vært en avgjørende faktor for den senere tids oppdateringer og videreutviklinger av de eksisterende analysemetodene. Dette har sammen med det solide datagrunnlaget muliggjort

utviklingen av nye spesialiserte testmetoder som har bidratt til ervervelse av ny informasjon og kunnskap. De nye testmetodene er ikke tenkt å skulle erstatte noen av de eksisterende laboratorietestene. Hensikten er å oppnå supplerende informasjon som kan imøtekomme nye problemstillinger samt å dekke de forventede kravene til dokumentasjon i forbindelse med fremtidige underjordsprosjekt.

Det er i det følgende gitt kortfattede beskrivelser av prinsipper og status for noen av de pågående videreutviklingene av etablerte tester benyttet i NTNU-metoden.

3.2 Sievers' J Interception Point (SJIP)

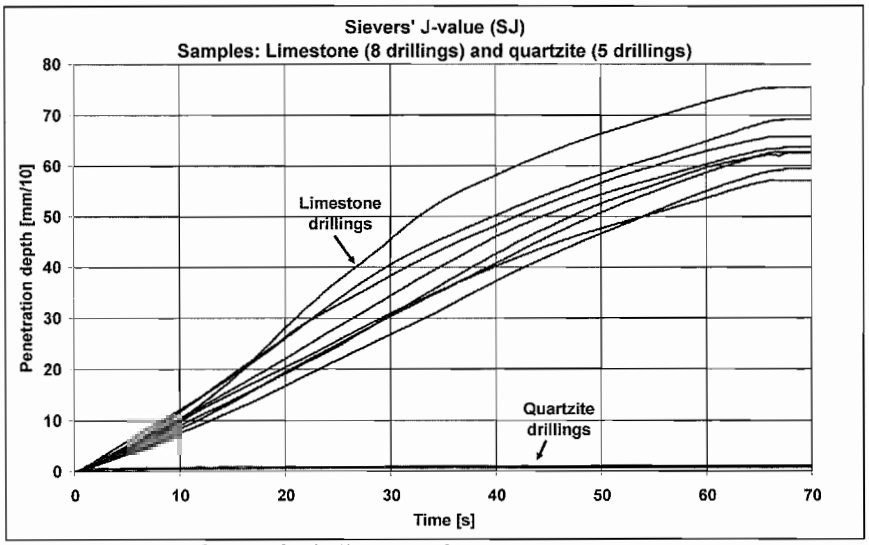
SJIP er benevnelsen på en nyutviklet testmetode for en direkte estimering av kutterlevetid [Dahl et al; 2006]. Metoden baserer seg på Sievers' J miniatyrborforsøk, som benyttes som en av parametrene ved beregning av DRI, BWI og CLI. Sievers' J verdien defineres som et miniatyrbors inntrengning i mm/10 etter 200 omdreininger og gir et pålitelig mål for bergarters overflathardhet eller motstandsdyktighet mot inntrengning.



Figur 3. Sievers J miniatyrborforsøk.

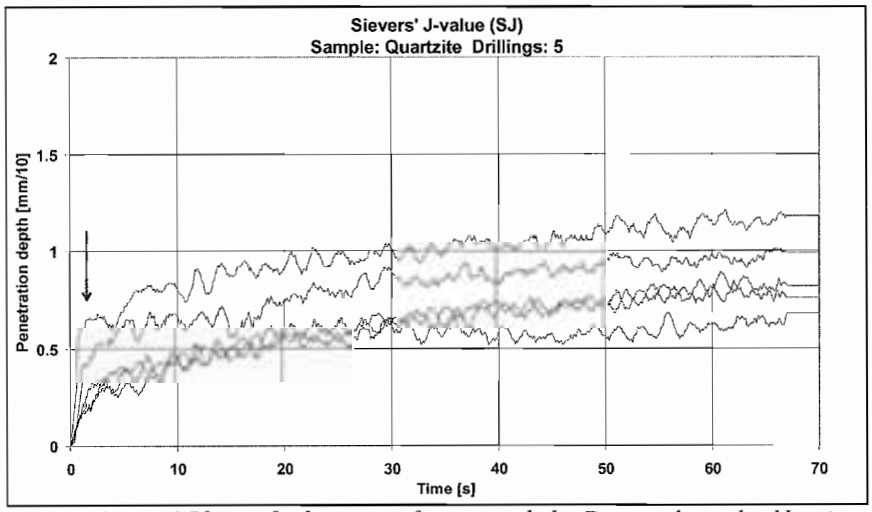
Hulldybden ble tidligere målt med skyvelære og rapportert som en enkeltstående tallverdi (SJ-verdi). Instrumentering av testapparaturen samt utviklingen av et dedikert måleprogram tillater nå en konstant overvåkning og nøyaktig sanntidsmåling av inntrengningsdybde og hastighet i testforløpet. Den grafiske fremstillingen av testforløpet blir benyttet som viktig visuell tilleggsinformasjon i testrapportene.

Figur 4 viser Sievers' J kurver fremstilt i samme skala for en kalkstein og kvartsittprøve. Disse benyttes til kalibrering og referanse ved SINTEF/NTNU og den markante forskjellen i overflatehardheten til de to prøvene fremgår tydelig.



Figur 4. Sievers' J kurver for kalkstein og kvartsitt.

En nærmere studie av Sievers' J-grafen for kvartsitten, i en forstørret skala (fig.5), viser at inntrengningskurvene har en markant knekk som inntrer etter bare et par sekunders boring. Kalksteinen har i motsetning til dette en mindre markant knekk og et mer lineært inntrengningsforløp. Den markante knekken i inntrengningskurvene for kvartsitten kan forklares med at eggen på miniatyrboret er utslitt etter bare noen få sekunders boring. Tidsforløpet før dette inntrer kan betraktes som en indikasjon på den effektive levetiden for den slipte eggen på boret, noe som gir essensiell informasjon ikke bare om overflatehardheten men også om slitasjeegenskapene til bergarten.

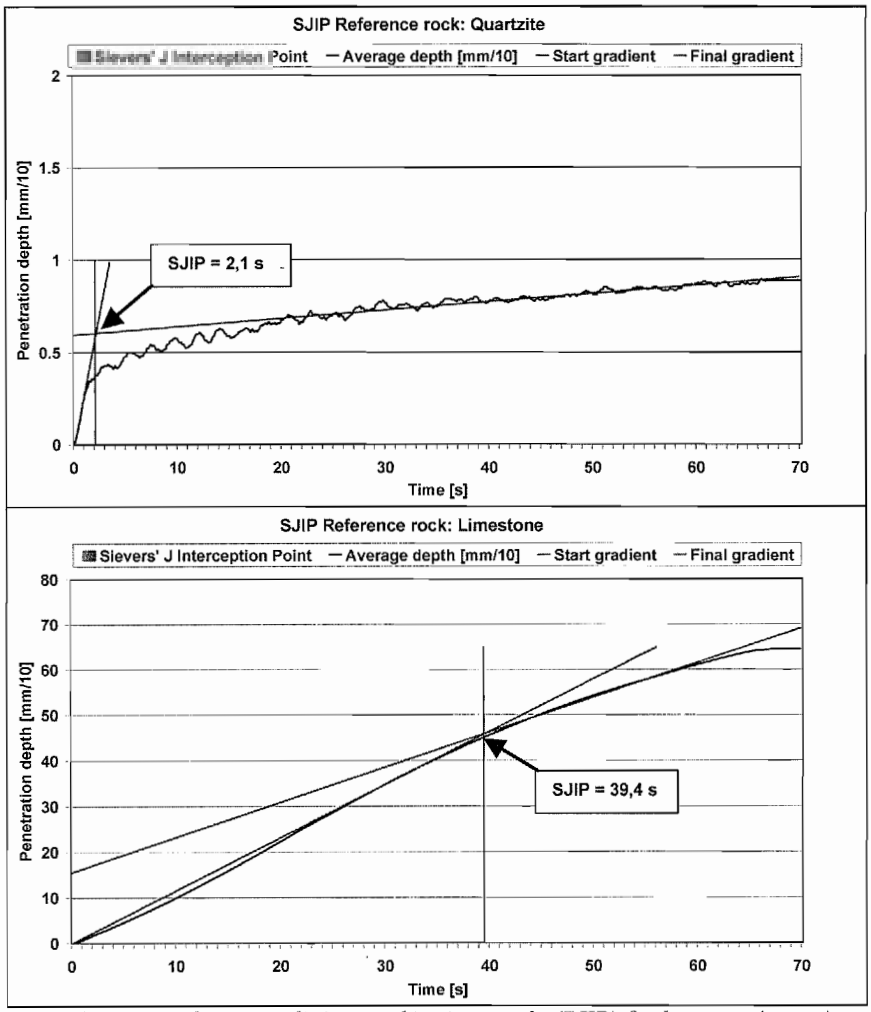


Figur 5. Sievers' J kurve for kvartsitt i forstørret skala. Den markante knekken i inntrengningskurvene er markert med rød pil.

Ved å beregne tidspunktet for når fenomenet inntreffer er det mulig å fastsette en SJIP verdi. Følgende definisjoner er benyttet for tangentlinjene og skjæringspunktet mellom disse.

- "Start gradient" er en tangentlinje til den gjennomsnittlige inntrengningskurven med utgangspunkt i origo.
- "Final gradient" er en tangentlinje til den gjennomsnittlige inntrengningskurven med tilsvarende helningsvinkel mellom 40 og 60 sekunder.
- "Sievers' J Interception Point SJIP" er skjæringspunktet mellom "Start gradient" og "Final gradient"

Grafer og beregnede verdier for kvartsitt og kalkstein er gitt i figur 6.



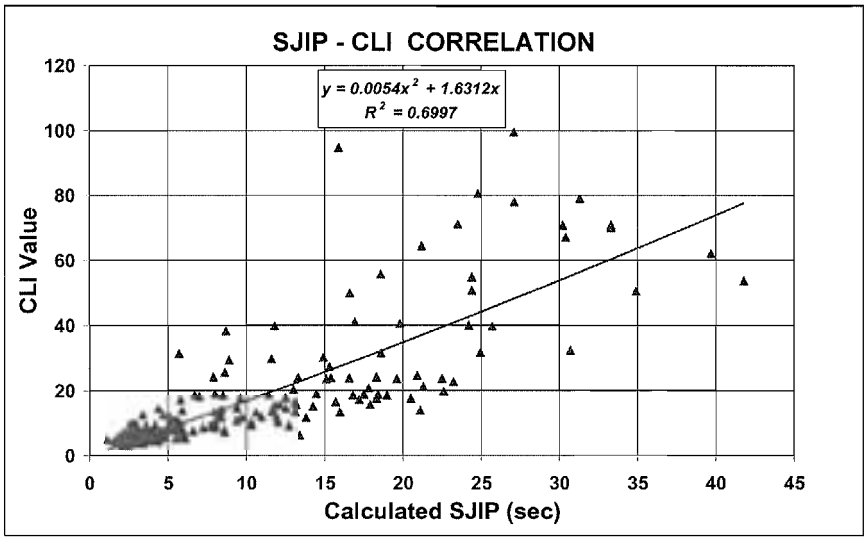
Figur 6. Beregnede tangentlinjer og skjæringspunkt (SJIP) for kvartsitt (øverst) og kalkstein (nederst).

Kvartsitt og kalkstein betraktes normalt som referanser for ytterpunktene i måleområdet for slitasjeevne. Dette bekreftes også av en foreløpig klassifisering av SJIP basert på statistisk analyse av målte SJIP verdier til 212 testede bergartsprøver fra forskjellige lokaliteter og med varierende egenskaper (*tabell 3.*)

Kategori	Kumulativ prosent	SJIP
Ekstremt lav	0-5 %	< 2,0
Meget lav	5-15 %	2,1 - 2,6
Lav	15-35 %	2,7 - 3,8
Medium	35-65 %	3,9 - 10,2
Høy	65-85 %	10,3 - 18,5
Meget høy	85-95 %	18,6 - 27,0
Ekstremt høy	95-100 %	>27,0

Tabell 3: Foreløpig klassifisering av SJIP verdier.

En korrelasjon mellom SJIP og CLI (fig.7) viser en god sammenheng og en klar trend, spesielt ved bergarter som gir en høy slitasje. Ved økende verdier er det en tiltagende spredning, noe som kan forklares med at bestemmelsen av både CLI og SJIP blir mer diffus for bergarter som gir meget lav eller ekstremt lav slitasje. Dette illustreres også av inntrengingskurven for kalkstein i figur 4, som er tilnærmet lineær og uten noen markant knekk.



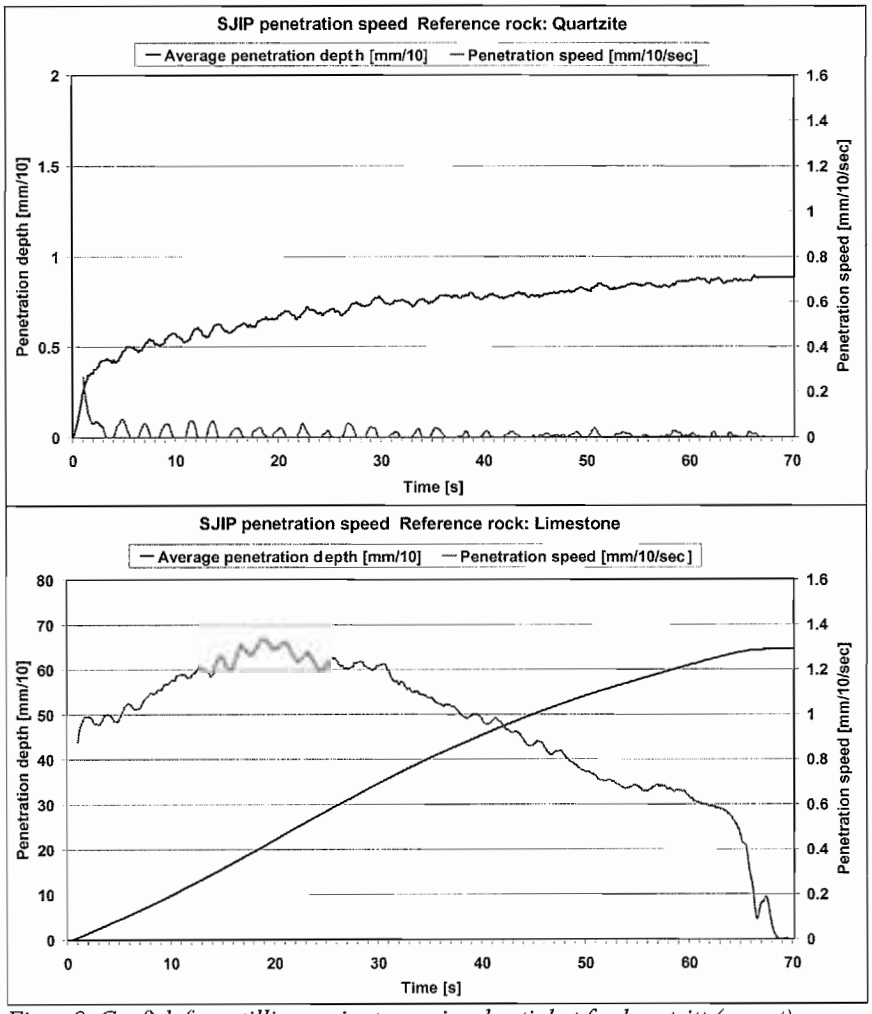
Figur 7. Korrelasjon mellom SJIP og CLI.

3.2.1 SJ Inntrengingshastighet

Det nyutviklede SJ-måleprogrammet gir i tillegg også en konstant overvåkning og sanntidsmåling av inntrengingshastigheten i testforløpet. Denne opsjonen gir indikasjoner og kunnskap om de testede bergartene som tidligere ikke har vært tilgjengelig. Sievers' J-testen kan dermed også ha et potensial for å være en testmetode som kan benyttes for å gi en direkte

indikasjon på forventet borsynk. Mulighetene for dette vil da også være gjenstand for videre forskning og utvikling ved SINTEF/NTNU i de kommende årene.

Den markante forskjellen i inntrengningshastighet for kvartsitt og kalksteinsprøven fremgår av kurvene for målt inntrengningshastighet i figur 8.



Figur 8. Grafisk fremstilling av inntrengningshastighet for kvartsitt (øverst) og kalkstein (nederst) i samme skala.

3.3 SOIL ABRASION TEST (SAT)

Det er forventet at 70 - 80 % av fremtidlige tunneler/underjordsanlegg vil involvere driving av tunneler i løsmasser. NTNU- og CSM- metodene som er nevnt innledningsvis er beregnet på prognosering av tid og kostnad ved bruk av TBM i fast fjell og kan derfor ikke benyttes direkte til dette formålet. Det eksisterer på det nåværende tidspunkt heller ikke noen andre

dedikerte testmetoder eller prognoseverktøy for TBM i løsmasse. Ved tunneldriving i abrasive løsmasser kan det oppstå ekstrem slitasje ikke bare på selve utgravingsverktøyene som er beregnet for regelmessig utskifting, men også på selve kutterhodet og andre vitale deler av maskinen. Eksemplene i fig. 9 fra Wesertunnel, Tyskland og ECIS prosjektet i Los Angeles, USA [Nilsen et al; 2006-1] illustrerer omfanget av slitasjeskader som kan oppstå i forbindelse med TBM-løsmasseprosjekt, dersom den primære slitasjen på utgravingverktøyene ikke oppdages i tide. Slik sekundær slitasje kan utvikles meget hurtig og krever omfattende underjords reparasjonsarbeid, som kan forsinke arbeidet med flere måneder. Behovet for en standardisert testmetode og pålitelig beregningsmodell er derfor fremtredende.

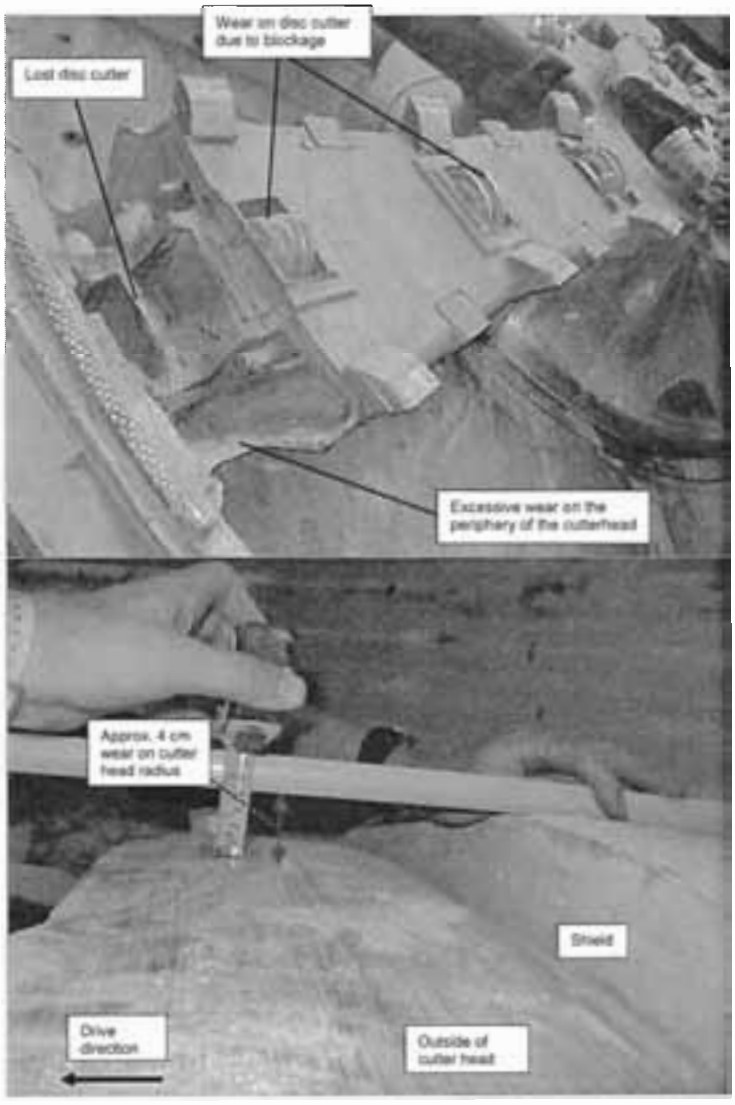
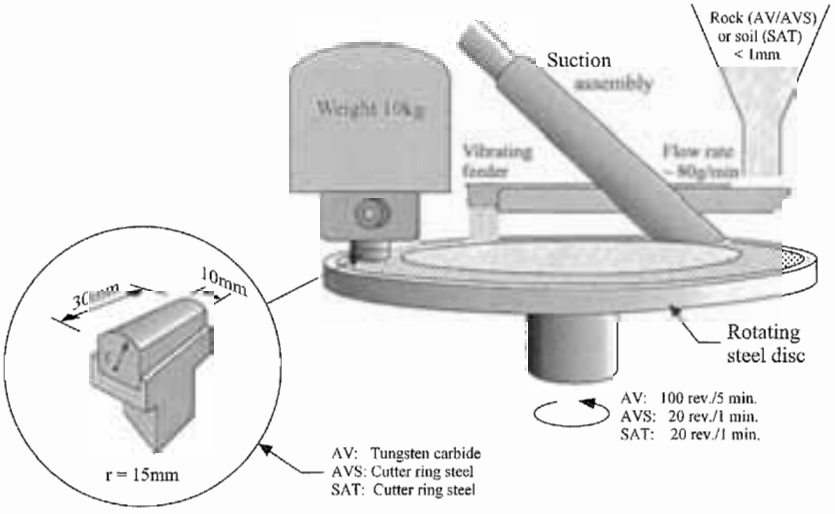


Fig 9. Utillatelig sekundær slitasje på kutterhodet til en Ø 11,7 m Slurry-TBM fra Wesertunnelen (øverst) og på ytterkanten av kutterhodet til en av Ø 4,7 m EPB TBM'ene fra ECIS prosjektet i Los Angeles (nederst).

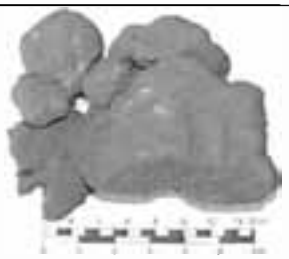
SINTEF ble i 2005 bedt om å utrede mulighetene for å utføre abrasjonstesting av løsmasseprøver fra et planlagt og to gjennomførte TBM-prosjekt i Seattle, USA.

Det ble bestemt å benytte Abrasion Value Cutter Steel (AVS) som basis for utviklingen av en ny testmetode som kunne karakterisere slitasjeegenskapene til løsmasseprøver. Begrunnelsen for dette var den store mengden tilgjengelig data samt de eksisterende statistiske klassifiseringene av testresultat for bergarter. Den nye testen som benevnes Soil Abrasion Test (SAT) [Nilsen et al; 2006-2] utføres ved å benytte samme utstyr og fremgangsmåte som ved AVS (se fig. 10). Forskjellen mellom de to testene ligger hovedsakelig i at det er utviklet en egen standardisert metode for prepareringen av løsmasseprøvene. Metoden innebærer at prøvematerialet tørkes ved 30° C og disintegreres skånsomt før utsikting av slitasjepulver < 1,0 mm. Dette gjøres for å unngå nedknusing av de naturlige partiklene og dermed en minimal påvirkning av de opprinnelige slitasjeegenskapene.

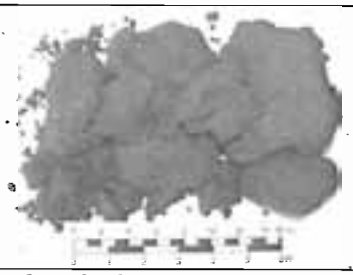


Figur 10. Prinsippskisse av NTNUs abrasjonstester

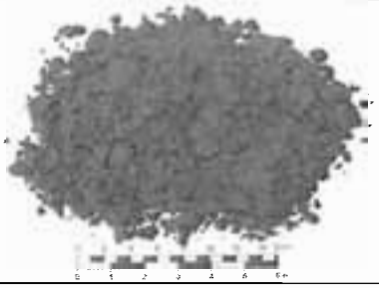
Prøvene fra Seattle var ment å skulle representere typiske løsmasser og disse ble igjen, ut fra karakteristiske egenskaper som kornstørrelse og plastisitet, delt inn følgende grupper: leire, silt, sand og grus (se fig. 11).



En plastisk leirprøve representerer gruppen "leire".



En ikke plastisk siltprøve representerer gruppen "silt"



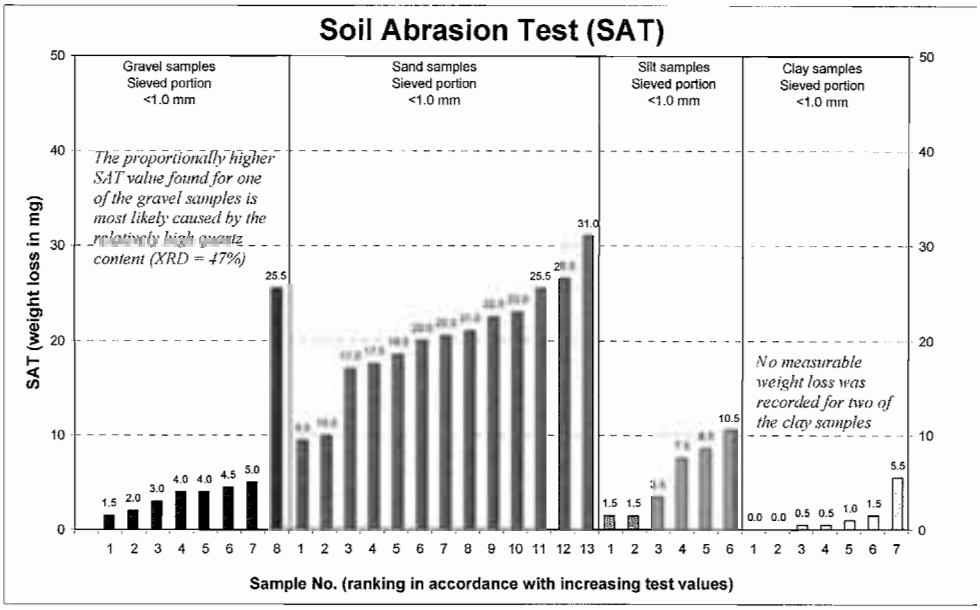
En usortert sandprøve representerer gruppen "sand".

En usortert grusprøve representerer gruppen "grus".

Figur 11. Typiske løsmasseprøver fra Seattle, USA.

I alt 34 prøver fra Seattle er testet. Som fremgår av resultatene i figur 12 ble det målt en betydelig variasjon i slitasjeevnen, også innefor de ulike grupperingene. Forskjellene i resultatene reflekterer sannsynligvis ulike mineralogiske sammensetninger av prøvene, men også andre egenskaper som kornform. Bortsett fra noen få unntak gir de testede sandprøvene høyest slitasje og leirprøvene lavest slitasje.

Resultatene fra disse innledende testene er lovende og logiske. Selv om tunneldriving med TBM i løsmasse ikke direkte kan sammenlignes med fast fjell, finnes det klare likheter når det gjelder slitasjen på kutterverktøyet. Sammenlignet med klassifiseringene for standard AVS verdier (se tabell 4) ville den målte slitasjen til 4 av prøvene havnet i klassen høy og 8 i medium. Slitasjen til de øvrige 22 prøvene ville tilsvarende ha blitt klassifisert som lav til ekstremt lav.



Figur 12. SAT testresultat for prøver fra Seattle, USA (partikler < 1,0 mm)

Kategori	Kumulativ prosent	AVS
Ekstremt lav	0-5%	<1
Meget lav	5-15%	2 - 3
Lav	15-35%	4 - 12
Medium	35-65%	13 - 25
Høy	65-85%	26 - 35
Meget høy	85-95%	36 - 44
Ekstremt høy	95-100%	>44

Tabell 4. AVS-klassifisering for bergarter basert på resultat fra 1590 prøver i SINTEF/NTNU databasen.

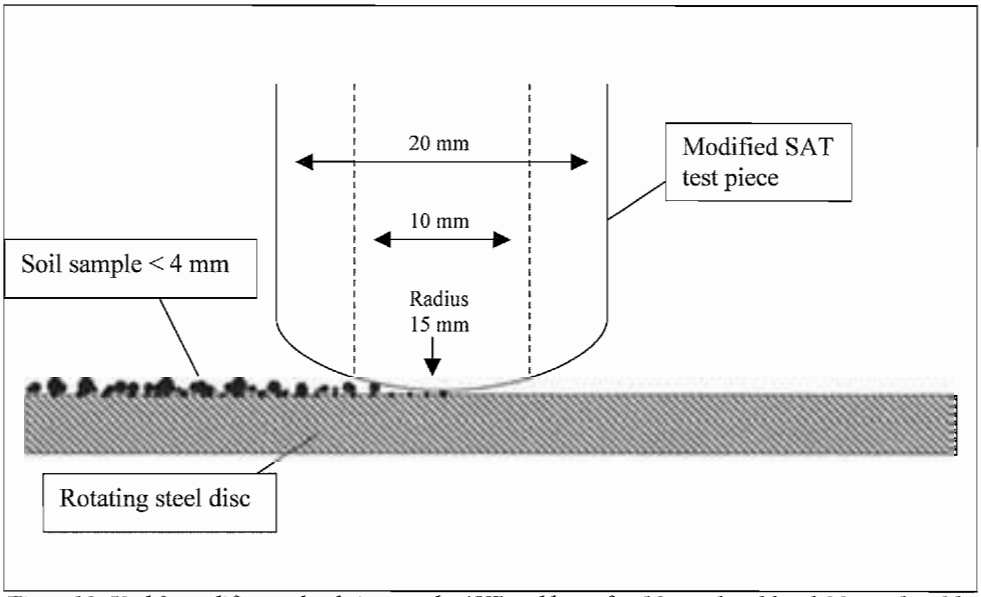
I forbindelse med bergartstesting har innholdet av kvarts og andre harde mineraler som granat og epidot en avgjørende betydning for slitasjen på teststykkene, men kornform og kornbindning kan også bidra i vesentlig grad. Tabell 5 viser AVS resultat for noen sedimentære bergarter som er testet ved SINTEF/NTNU. Dette illustrerer at det er en markant forskjell i AVS verdier fra de bløteste (f. eks kalkstein) til de hardeste (f. eks kvartsitt) bergartene. Som fremgår av tabellen kan det også være store forskjeller i AVS verdiene innenfor en bergartstype.

Bergartstype	Antall prøver	AVS
Kalkstein	17	0,2 - 1,4
Skifer	17	0,4 - 10
Siltstein	4	0,4 - 44
Sandstein	36	0,4 - 52
Kvartsitt	20	17 - 63

Tabell 5. AVS-verdier for noen sedimentære bergarter og kvartsitt som er testet ved SINTEF/NTNU.

Det eksisterer foreløpig ikke noen prognosemodell basert på SAT verdiene, men det grunnleggende arbeidet som ble utført i forbindelse med dette prosjektet danner en utmerket plattform for den videre utviklingen.

SAT testingen av prøvene fra Seattle ble utført med AVS slitasjestykker beregnet for testing av nedknust bergartspulver < 1,0 mm. Dette begrenser hvilke typer av løsmasser som kan testes for å gi et helt representativt resultat. En tilpassing av SAT for å muliggjøre testing av partikler som er < 4,0 mm er derfor under utvikling. Den modifiserte SAT vil benytte slitasjestykker med dimensjoner som vist i figur 13. I forbindelse med en Masteroppgave ved NTNU vil det i løpet av 2006 - 2007 bli foretatt nærmere studier av SAT/ modifisert SAT samt ulike geotekniske parameter som potensielt sett kan bidra til å påvirke borbarheten til løsmasser. I tillegg vil TBM-data og analyseresultat fra prøver som stammer fra gjennomførte tunnelprosjekt bli korrelert for å se om det er mulig å etablere en pålitelig prognosemodell for TBM i løsmasse.



Figur 13. Ved å modifisere de eksisterende AVS stykkene fra 10 mm bredde til 20 mm bredde og samtidig beholde radiusen på slitasjeflaten, vil det være mulig å kunne utføre tester på løsmasser som inneholder partikler inntil 4,0 mm.

4 KONKLUSJON

Som tidligere nevnt har den eksisterende norske kunnskapen om TBM-tunneler et meget godt renommé og høy internasjonal anseelse. Dette understrekes av de amerikanske oppdragsgivernes valg av testmetoder i forbindelse med de prestisjetunge TBM-prosjektene i New York. Deltakelsen i disse oppdragene har bidratt til å gi testmetoden innpass og et meget godt fotfeste på det "vanskelige" amerikanske markedet.

Kunnskapen og laboratoriemetodene bygger i hovedsak på data og erfaringer hentet fra de mange tidligere TBM-prosjektene i Norge. Det er i så henseende noe betenkelig at det for tiden ikke er noen pågående eller planlagte TBM-prosjekter i Norge. Den internasjonale trenden er motsatt og interessen for TBM-tunnelling er meget stor, noe som bl.a. gjenspeiler seg i høy forskningsaktivitet og tunge økonomiske satsinger innenfor dette temaet ved flere ledende universitets- og forskningsmiljøer. For å beholde en fremtredende rolle innenfor temaet borbarhetstesting og prognosering for TBM vil det derfor være av avgjørende betydning å opprettholde en betydelig norsk FoU-innsats. De nevnte videreutviklingene kan i denne sammenhengen sees som gode eksempel på slik innsats. Aktiv deltakelse i utviklingen av nye testmetoder åpner også muligheten for å innta en ledende rolle i forbindelse med internasjonale anbefalinger og standardiseringer av borbarhetstesting for TBM-prognosering.

Den internasjonale trenden i forbindelse med TBM-prosjekt viser stadig høyere krav til kvaliteten på informasjon som skal benyttes for å gi "optimal" dokumentasjon av de forventede forholdene i en planlagt tunneltrase. De nye testmetodene SJIP og SAT vil, ved å supplere de eksisterende metodene, kunne bidra til å imøtekomme dette. Samtidig gir de også muligheter for å erverve enda bedre kunnskap om og forståelse av hvordan ulike material- og bergartsegenskaper påvirker tid og kostnader ved tunneldriving.

SJIP-testen og dens teknologi viser i tillegg et meget lovende potensial for å kunne benyttes i utviklingen av et portabelt utstyr for preliminære in-situ undersøkelser av DRI og CLI.

Referanser

[Dahl et al; 2006] Dahl, F., Grøv, E., Breivik, T., Development of a new direct test method for estimating cutter life, based on the Sievers' J miniature drill test, Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 22, Issue 1, January 2007, Pages 106 -116

[Nilsen et al; 2006-1] Nilsen, B., Dahl, F., Holzhäuser, J., Raleigh, P., Abrasivity of soils in TBM tunnelling, Tunnels and Tunnelling International, March 2006, p 36 - 39.

[Nilsen et al; 2006-2] Nilsen, B., Dahl, F., Holzhäuser, J., Raleigh, P., The NTNU Soil Abrasion Test SAT, Tunnels and Tunnelling International, May 2006, p 43 - 45.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2006

Forinjeksjon:
Fintetting med kolloidal silica

Erfaringer fra Törnskogtunnelen, Stockholm

Pre –injection with colloidal silica, experiences from the Törnskog tunnel, Stockholm

Produktsjef Hans-Olav Hognestad, UGC International BASF CC

SAMMENDRAG

Törnskogtunnelen er en del av Norrortsleden, en ny tverrforbindelse nord for Stockholm. Tunnelen er en to-løps motorvei tunnel med lengde 2,1 km og tverrsnitt på henholdsvis 100 og 105 m². Tunnelen går i yngre rød og grå granitter, samt finoppsprukket gneis. I tillegg var det enkelte steder leirslepper med mye vann. Ca. 700 m av tunnelen ble drevet ut under bebygd område. Overdekningen varierte mellom 5-25 meter.

Det var meget strenge krav til maksimal innlekkasje. Kravene var 2 l/min/100 m tunnel. Det er beskrevet bruk av mikrosement med $D_{95} < 30$ mikron. Inject 30 fra Cementa ble i utgangspunktet valgt som injeksjonsmateriale. Det ble sterkt fokusert på å få redusert antall drensmatter så mye som mulig. I denne forbindelse ble det bestemt at kolloidal silika skulle prøves i stedet for mikrosement i det ene løpet. Resultatet av fullskala forsøket var så bra, at det ble bestemt at man skulle bruke kolloidal silika på de resterende 400 meterne av tunnelen.

SUMMARY

The Törnskog tunnel is a part of Norrortsleden, a new cross link road north of Stockholm. The tunnel is a twin tube highway tunnel with length 2,1 km. The size of the tunnels is between 100 and 105 m². The rockmass consists of red and grey granite and dense jointed gneiss. In some places lenses of clay together with a lot of water were experienced.

About 700 meter was situated in urban area. The overburden varied between 5 – 25 meters. There was a very strict requirement for water seepage - max 2 l/min/100 m tunnel length. In the specification it was prescribed to use microcement with $D_{95} < 30$ micron. Inject 30 from Cementa was initially chosen as the injection product. There was a strong focus on reducing the numbers of drainage mats. As a result of this, it was decided to test colloidal silica instead of microcement in one of the tubes. The result of the full scale test was very satisfactory. For this reason it was decided to use colloidal silica as the injection medium on the last 400 meters of the tunnels.

INNLEDNING

Törnskogtunnelen er en av to tunneler som inngår i Norrortsleden, en tverrforbindelse mellom E4 ved Häggvik og E18 ved Rosenkälla nord for Stockholm.
Törnskogtunnelen ble drevet som ett partnering prosjekt mellom ODEN og BESAB. Byggherre er Vägverket (Region Stockholm). Tunnelen er en dobbelt løpet 2,1 km lang motorvegtunnel med tverrsnitt på 100 og 105 m². Fjelloverdekningen varierte mellom 5 – 25 meter. Avstanden mellom de to løpene er ca 10 meter.

Tunnelen er drevet i både rød og grå granitt, samt finoppsprukket gneis. I tillegg skal nevnes at det forekom leirslepper med mye vann.

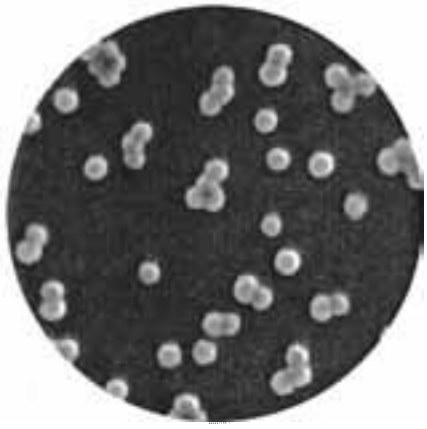
Törnskogtunnelen ble påbegynt i januar 2004, og gjennomslaget fant sted i mai 2006. Hele Norrortsleden ventes å åpne for trafikk i 2008.

HVA ER KOLLOIDAL SILIKA?

Kolloidal silika er ett relativt nytt injeksjonsmiddel. Produktet er tatt fram av Eka Chemicals i Göteborg, og Eka har i samarbeid med BASF videreutviklet det for bruk til injeksjon av berg og løsmasser. Produktet består av 2 deler: kolloidal silika og en saltløsing. Saltløsingen, 10% NaCl (koksalt løst i vann), er aktivatoren i systemet. Åpentiden på blandingen justeres med mengden salt man tilsetter. Man kan på denne måten justere åpentiden mellom 10 minutter opp til 2½ time.

Selve kolloidal silikaen er en dispersjon av bitte små silika partikler i en vandig løsning. Størrelsen på partiklene er på 0,015 mikron. (Se figur 1).
Kolloidal silika er ikke et kjemisk injeksjonsmiddel, men ett mineralsk injeksjonsprodukt der herdingen består av en fysisk reaksjon mellom partiklene.

Kolloidal silika er langtidsstabil. Det må derfor ikke sammenlignes med silikat injeksjon, som vil bli vasket ut etter en tid.



Figur 1. Mikroskopfoto av kolloidal silikasuspensjon

MILJØGRANSKNING

Før det ble gitt tillatelse ble produktet gransket av Kemiinformasjon AB for å være sikker på at det ikke skulle ha noen negative innvirkninger på miljøet. I forbindelse med Hallandsåsprosjektet, ble produktet utsatt for en meget nøye gransking, uten at man fant noe å innvende. Kolloidal silika MEYCO MP 320 finnes i dag på Banverkets liste over lovlige produkter til fjellinjeksjon. Disse resultatene førte til at det ikke var noen problemer med å få tillatelse til å bruke kolloidal silika i Törnskog.

INJEKSJONSBESKRIVELSE

I beskrivelsen står det at det skal injiseres med en mikrosement med $D_{95} < 30$ mikron. Det var ett meget tøft krav til maksimal innlekkasje. Det var ikke lov å ha mer enn 2 l/minutt/100 meter tunnel. Maksimalt injeksjonstrykk var 20 bar over grunnvannstrykket. Dette er ett relativt lavt trykk etter norske forhold. Sementen som ble valgt var Inject 30 fra Cementa.

DESIGN PÅ INJEKSJONSSKJERM

- Antall hull: 26
- Hullavstand i heng 2,2 meter på odd.
- Hullavstand i såle/ vegg: 2,5 meter på odd.
- Hull lengde: 21 m
- Kontrollhull: 8 hull totalt.

Kontrollhullene ble boret i samme vinkel som injeksjonshullene, og var 19 meter lange. Alle kontrollhull, også de tørre, ble injisert.

Det ble drevet 3 salver, ca 15 meter mellom hver injeksjonsskjerm. På denne måten hadde man alltid buffer med minst ca 5-6 m forinjisert berg foran stuff å sette pakkerne i på neste skjerm. Dette er alltid viktig med tanke på å hindre seinere innlekkasjer, selv om det er tørt i øyeblikket. Dette prinsippet er også viktig for å hindre innlekkasjer gjennom og bak stuff. Når man jobber med så tyntflytende masser som kolloidal silika, med viskositet omtrent som vann, er dette spesielt viktig. Produktet vil trenge inn i de minste sprekker, og derfor finne veien ut på stuff hvis man går for langt før man setter neste skjerm.

FRAMDRIFT

I juni 2004 ble det avholdt det første "partneringmøte" for å se på muligheten for å få bedre kvaliteten på injeksjonen. Målet var å komme fram til kostnadseffektive løsninger som kunne gi mindre bruk av drensmatter. Deltakere på møtet var folk fra Oden, BESAB og Chalmers Tekniska Högskola (CTH)

I slutten av 2004 ble det bestemt at det skulle gjennomføres en prøvestrekning med forinjeksjon med kolloidal silika MEYCO MP 320. Forsøkene skulle utføres i februar og mars 2005.

Injeksjonsarbeidene ble nøye fulgt opp gjennom en hovedoppgave ved Chalmers Tekniske Högskola (Funhag, 2005).

INJEKSJONSFORSØKET

Forsøket gikk ut på å sammenlikne en strekning på 100 m lengde i hvert løp hvor det ene ble injisert med kolloidal silika og det andre med mikrosement.

I T201, nordgående løp, (pel 12012 – 12112) ble det injisert med kolloidal silika, MP 320. I det andre løpet, T202, ble det injisert med Cementa Inject 30.
På denne strekningen (12012 – 12112) er fjelloverdekkingen svært lav, flere steder knapt 5 meter med finoppsprukket berg. 98% av sprekkene ble målt til å ha mindre enn 0.1 mm. sprekkeåpning [1]. For å klare kravet til innlekkasje, < 2l/min/100m, var det nødvendig å tette sprekker helt ned til 14 mikron. [1]

Forsøkene pågikk i tidsrommet Februar – mars i 2005. Injeksjonstrykket for sementinjeksjonen var 21 bar, mens det for kolloidal silika var kun 11 bar.
Med så mange svært små sprekker og lavt injeksjonstrykk ble det valgt en forholdsvis lang geltid på 60 minutter. I tillegg til dette skulle injeksjonen minst pågå i 30 minutter i hvert hull. Medgåtte mengder kolloidal silika på prøvefeltet var 65 tonn.

Resultatene fra denne fullskala testen var så gode, at det ble bestemt å gå videre med samme metode på den resterende strekningen i begge løp, 200 meter i hvert løp. Sammen med prøvestrekningen året før, har det blitt injisert 500 meter av tunnelen med MEYCO MP 320.

Det skal også nevnes at resultatene med mikrosement også var bra under disse forholdene.

Beslutningen om å gå videre med kolloidal silika ble tatt på et rent kommersielt grunnlag.

INJEKSJON - DRIFT

Oppstart for videre injeksjon var i februar 2006. Designen på skjermen var som under forsøket:

- Antall hull: 26
- Hullavstand i heng 2,2 meter på odd.
- Hullavstand i såle/ vegg: 2,5 meter på odd.
- Hull lengde: 21 m
- Kontrollhull: 8 hull totalt.

Alle kontrollhull, også de tørre, ble injisert. Stoppkriteriet var oppnådd sluttrykk eller mengde hvis ikke trykket ble oppnådd.

Det ble injisert med et trykk på 14 bar over grunnvannstrykk, altså 15 bar. Det ble i begynnelsen anvendt et stoppkriterium på 1000 liter injeksjonsmasse per hull. Etter hvert som man vant erfaring, ble dette justert ned til 500 liter/hull.

UTLEKKASJER

Hull som ikke oppnådde trykk kunne skape problemer da massen lakk ut i naboløpet. Man skal huske at kolloidal silika har en veldig lav viskositet, 5 mPas, dvs. nesten som vann. Problemet med utlekkasje ble løst ved at man reduserte åpentiden på produktet, slik at det ble dannet gel veldig raskt. Med åpentid menes tiden det tar fra blanding til produktet begynner å gele. På denne måten fikk man produktet til å gele på veien mellom pumpa og utlekkasje stedet. Denne teknikken er ikke ulik den som brukes ved "styrt herding" av mikrosement.

Det kan selvfølgelig diskuteres hvor høyt trykk man skulle ha brukt. Det ble høstet gode erfaringer med 15 bar. Når man injiserer ett medium som praktisk talt har samme viskositet som vann, må man tenke annerledes. Det blir helt feil å tenke slik man gjør med sementinjeksjon. Bruker man for høyt injeksjonstrykk, vil man lett få utgang på eller bak stuff, eller at massen forsvinner langt vekk fra tunnelen. Målet er å tette sprekker i berget nær tunnelperiferien, ikke å pumpe produktet så langt som mulig.

RESULTAT

Tunnelen er oppsiktsvekkende tørr. (figur 2) Det er en klar synlig forskjell mellom områder som er sementinjisert og områder hvor det er injisert med kolloidal silika.
Kolloidal silika later til å ha tettet de fine sprekkene betydelig. Målinger viser at konduktiviteten ble redusert med en faktor på 10 – 100. [1]

Behovet for drensmatter ble sterkt redusert. Arealer med installerte drensmatter for to tunnelstrekningene (pel 12012 – 12112) ble som følger:

T202 – injisert med Mikrosement:	1418 m²
T 201 – injisert med MEYCO MP 320:	226 m²

Antall m² med drensmatter på strekningen, pel 12012 – 12112, injisert med kolloidal silika i T201, var altså kun 16% av antall m² med drensmatter på strekningen pel 12012 – 12112 i T202, injisert med mikrosement.

Også på stekningen som ble injisert i 2006 (400 meter) er det et veldig godt resultat. I skrivende stund er det eksakte antall drensmatter ikke kjent.

Figur 2. Strekning i Tørnskogtunnelen som er forinjisert med kolloidal silika MEYCO MP320.

UTSTYR

Det ble benyttet Häny injeksjons rigg til kolloidal silika, altså samme rigg som ble benyttet til sementinjeksjon.

- Borhullsdiameter 64 mm.
- Injeksjonsstaver og pakkere: Codan Trellplugg
- Pakkerplassering: ca 1 meter foran stuff.

MENGDER

Medgåtte mengder for de 400 meterne som ble injisert i 2006 var 270 tonn.
Det gir en gjennomsnittlig mengde pr løpemeter tunnel på ca 700 kg. Gjennomsnitt medgått mengde pr skjerm var 8 – 10 tonn. Dette stemmer bra med mengden som ble injisert året før på den 100 m lange test strekningen, som var 65 tonn.

Dette viste at den utførte teststrekningen på 100m ble gjort under realistiske forutsetninger. Totalt har det blitt brukt 335 tonn kolloidal silika til forinjeksjon på Törnskogtunnelen.

ERFARTE FORDELER MED KOLLOIDAL SILIKA

- Ingen ventetid på salveboring. Når produktet har gelet kan man bore kontroll hull.
- Justerbar geltid. Geltiden som ble valgt var 60 minutter. Geltiden kan justeres fra noen få sekunder, og opp til flere timer. Man kan derfor "skreddersy" produktet til å reagere slik man ønsker.
- Godt arbeidsmiljø: Ikke noe støv eller lukt. Produktet er helt ufarlig å jobbe med.

- Rengjøring. Det er veldig enkelt å rengjøre utstyret. Det er bare å pumpe igjennom vann injeksjonsutstyret. Skulle man få geling i pumpe og slanger, er det mulig å pumpe ut gelen. Grunnen til dette er at gelen er svak i begynnelsen. Gelen får en styrke tilvekst over tid.

BAKDELER MED KOLLOIDAL SILIKA

Kolloidal silika hadde en tendens til å tørke ut gummipakninger i pumpa. På større jobber bør man derfor søke å finne spesialpakninger som ikke så lett tørkes ut.

VIKTIG LÆRDOM

Produktet består av 2 komponenter. Selv om dette er 2 væsker med viskositet tilnærmet lik vann, viste det seg å være svært fordelaktig å benytte kolloidalmikseren. Dette fordi det kreves en viss turbulens i blandingen for å få fullstendig homogen blanding. Hvis man derimot blander komponentene direkte i etterblanderen (agitatoren) kan man lett få små gel klumper i blandingen. Grunnen til dette er at det blir en lokal "overdosering" av akselerator (salt vann) når akseleratoren tilsettes. Dette problemet unngås helt hvis man blander komponentene i kolloidalmikseren.

Når det gjelder pumpetid, er det viktig at man ikke slutter å pumpe for tidlig på ett hull. Pumpetiden skal være minst like lang som halve geltiden til produktet. På denne måten forhindrer man at vannet i berget "fingrer" seg tilbake og fortynner produktet. Slutter man å injisere for tidlig, kan nettopp dette skje. Vann kan tynne ut silikaen, slik at det renner utspedd silika ut av injeksjonshullene etter at man har tatt pakkeren. Dette vil skape restlekkasje. Det er derfor viktig å holde orden på geltid og pumpetid under injeksjonsutførelsen. Som med sementinjeksjon, får man best resultat hvis man pumper til man oppnår sluttrykk.

Referanse

[1]. Johan Funehag, Gunnar Gustafson; *Grouting with silica sol in the Törnskog Tunnel, Grouting design for silica sol in full production,* CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, Department of Civil and Environmental Engineering *Division of GeoEngineering;* Göteborg, Sweden, 2005, Report No. 2005:12

Vi sponser Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen 2006:

RESCON MAPEI

ORICA MINING SERVICES

BASF The Chemical Company

Norconsult

NGI

Arrangør

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

ISBN: 82-91341-98-2

Hell Grafisk AS/www.hellgrafisk.no Omslagsfoto: Hell Grafisk as.