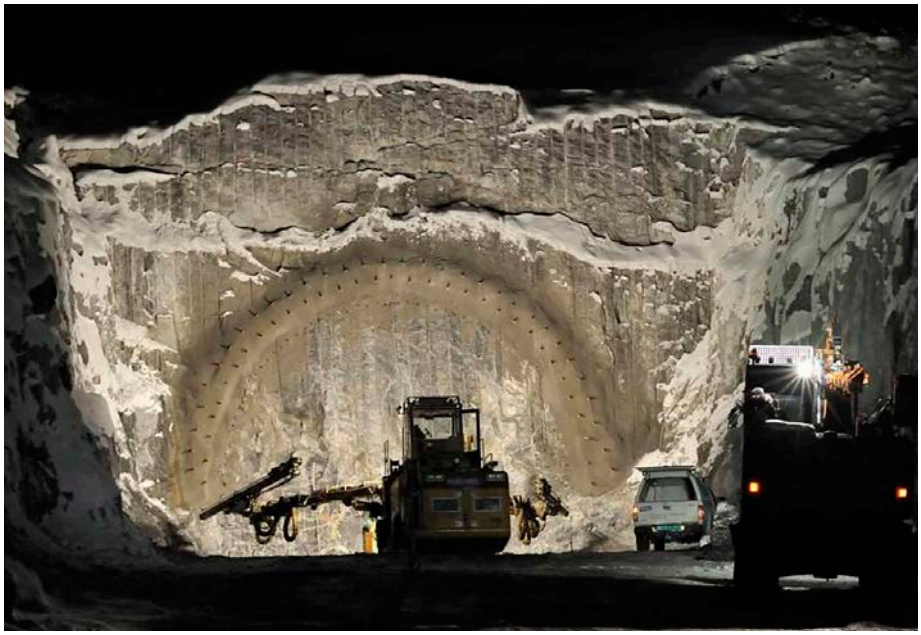
2016

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 24. november 2016

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 25. november 2016

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 25. november 2016



ARRANGØRER:

NFF

NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

NGF 1950 NORSK GEOTEKNISK FORENING

Tekna

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 24. november 2016

BERGMEKANIKK

Oslo, 25. november 2016

GEOTEKNIKK

Oslo, 25. november 2016

Arrangører:
Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening

Redaksjon:
Kjersti Kvalheim Dunham, Thomas K. Mathiesen, Magnus Rømoen, Siri Engen

C Forfatterne, 2016

ISBN: 978-82-8208-053-8

Fjellsprengningsdagen
24. november 2016
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
25. november 2016
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
25. november 2016
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 24. – 25. november 2016.

Årets arrangement er det 54. 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.

Arrangørene 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 Forening for Fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

TORSDAG 24. NOVEMBER
FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2016
Radisson Blu Scandinavia Hotel, Holbergsgt 30, Oslo

Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)*

Programkomite:
Hanna Rachel Broch, Sweco Norge AS
Kjersti Kvalheim Dunham, Statens vegvesen
Gunnar Gjæringen, Aldesa Entreprenør
Lars Hæhre, Hæhre Entreprenør AS
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging
Håkon Mork, Franzefoss Minerals AS

Møteleder: *Kjersti Kvalheim Dunham, Statens vegvesen*

0900 1. **Åpning – velkommen**
Frode Nilsen, LNS, Styreleder i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)

0920 2. **Undersjøiske vegtunneler i Færøyene – norske løsninger tilpasset lokal geologi**
Eivind Grøv, SINTEF / NTNU

0940 3. **Fire tunnelboremaskiner fra ett sentralt anleggsområde**
Fernando Vara, Acciona Ghella JV

1000 4. **Bergbrytning under kutterne på en TBM – en del av forskningsprosjektet FAST-Tunn**
Solveig Vassenden, PhD-kandidat NTNU / Multiconsult ASA

1020 **Pause**

1040 5. **Håndtering og bruk av tunnelstein – en forsmak på kommende ITA-rapport**
Jan K. G. Rohde, Sweco Norge AS

1100 6. **Fjærlandsanleggene; bygging av veiløse kraftanlegg**
Ola Kvammen, Lemminkainen Norge AS

1120 7. **Bygging av tunneler og fjellanlegg basert på fullskala BIM – Erfaringer fra Vamma 12 Kraftverk**
Øyvind Engelstad, Norconsult AS

1140 8. **Historiske 20 minutter – «Blaafarveværket og Koboltgruvene – en glemt stor gruve- og industrivirksomhet på Modum er i dag en komplett museumsopplevelse**
Tone Sinding Steinsvik, administrerende og kunstnerisk direktør for Stiftelsen Modums Blaafarveværk

1200 **Lunsj**

Møteleder: *Hanna Rachel Broch, Sweco Norge AS*

1300 **9.** **Nytt fra NFF – inkl WTC, ITA og ITA-Young Members og NFF-Young Members**
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

1320 **10.** **Comparison of TBM versus conventional excavation with relevance to the new Oslo public transport infrastructure**
Felix Amberg, Amberg Engineering Ltd, Switzerland

1340 **11.** **Nestenuhell med karbonmonoksidgass etter bergsprengning i dagbrudd ved Vassfjell Pukkverk**
Vegard Olsen, Franzefoss Pukk AS

1400 **12.** **Konturboring – sprengning i tunnel**
Gunnar Gjæringen, Aldesa Entreprenør, Norge

1420 **Pause**

1440 **13.** **Optimalisering av boring og sprengning Norsk Stein AS**
Siv Krane Rodahl, Norsk Stein AS

1500 **14.** **Follobanen D&B, utfordringer med driving i nærhet av eksisterende bergrom**
Adler Enoksen, Jernbaneverket

1520 **15.** **Status for Norsk Standard 8141 Vibrasjoner og støt**
Nils Ramstad, Multiconsult ASA

1535 **Pause**

1555 **16.** **Rogfast Pluss – bygging av tunnel med et miljøperspektiv**
Tor Geir Espedal, Statens vegvesen Region Vest

1615 **17.** **Bruk av elektroniske tennere i Veidekke**
Tom Marstein, Aasmund Berg Pukkverk, en avdeling i Veidekke Industri AS.

1635 **18.** **Bildeopplevelse av hvordan senketunnelen ble koblet sammen med Festningstunnelen**
Torbjørn Johansen, Geovita AS

1645 **Slutt**

1945 **Fellesmiddag**

FREDAG 25. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2016

Møteleder: *Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS*

0900 19. E16 Sandvika – Wøyen. Tunneldriving gjennom løsmassesone forsterket med jetpeler
Stian Ellingsen, Statens vegvesen

0920 20. Vellykket driving av 100 m løsmassetunnel RV 13, Jobergtunnelen
Bent Aagaard, Sweco Norge AS

0940 21. Campus Ås. Sprengning i fast morene for ramming av spunt
Nils Ramstad, Multiconsult ASA

1000 22. Metodikk for kravsetting til maksimal innlekkasje av grunnvann i samferdselsprosjekter
Eivind Halvorsen, Norconsult AS

1020 – 1050 Rigging av salene – kaffe

SESJON BERGMEKANIKK

Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG)

Programkomite:
Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS (leder NBG)
Øyvind B. Dammyr, Norconsult AS
Mari Nilsen Ervik, Sweco Norge AS
Are Håvard Høien, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Hanne Wiig Sagen, Jernbaneverket Utbygging
Henki Ødegaard, Multiconsult ASA

Møteleder: *Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS*

1050 23. Lederens 10 minutter
Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS (leder av NBG)

1100 24. Terminal for jernbanegods i berg, et konsept utviklet av Hordnesskogens Venner
Joar Hovda, Hordnesskogens Venner, Frode S. Arnesen, Multiconsult ASA

1120 25. Rockburst analysis and Mitigation measures in TBM tunnels
Bruce Ashcroft, Multiconsult ASA

1140 26. Sikring av kraftstasjonsgrop på Vamma med kraftige fjellankre
Johann Örn Fridsteinsson, Norconsult AS

1200 Lunsj

1300 27. Problemstillinger knyttet til måling av svelletrykk og fastsettelse av svelletrykket for en svakhetssone
Martin Holter, Sweco Norge AS / NTNU

1320 28. Boring og splitting, et brukbart alternativ til forsiktig sprengning?
Marcus Fritzøe Lawton, Jernbaneverket

1340 29. In-situ måling av injeksjonstrykk inne i bergmassen
Lloyd Tunbridge, NGI

1400 Pause

1420 30. Grunnvannsbetinget kulturminner
Kevin Tuttle, Norconsult AS

1440 31. Ingeniørgeologiske erfaringar frå tunneldriving med TBM i nye Ulriken tunnel
Helge Tjelmeland, Jernbaneverket

1500 32. Direkte skjærboks for testing av bergprøver ved høye spenninger
Bahman Bohloli, NGI

1520 Slutt

SESJON GEOTEKNIKK

Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening (NGF)

Programkomite:
Magnus Rømoen, NGI (leder NGF)
Magnus H. Brubakk, Multiconsult ASA
Sigurd Holo Leikarnes, Norconsult AS
Hanne Ottesen, Statens vegvesen
Geraldine Sørum, NGI
Vegard Woldsengen, Geovita AS

Møteleder: *Magnus Rømoen, NGI*

1050 33. Lederens 10 minutter
Magnus Rømoen, NGI (leder av NGF)

1100 34. Setninger som følge av grunnvannspumping- en udetonert bombe med større konsekvenser enn klimaendringer for mange land
Kjell Karlsrud, NGI

1120 35. Tett slissevegg
Willem Robert de Bruin, Geovita AS

1140 36. Leirskredene i Tosbotn
Henrik Lissman, Statens vegvesen

1200 Lunsj

1300 37. Fundamentering ny Vålerenga stadion, beregningsmetodikk pel-fundament-jord samvirke
Marco Wendt, Øvre Romerike Prosjektering AS

1320 38. Utbygging av ny bydel på Nyhavna i Trondheim
Trond Gilde, Rambøll Norge AS

1340 Pause

1410 39. Fundamentering av bruer på djupt vatn – Ferjefri E39
Joar Tistel, NTNU, Multiconsult ASA, Statens vegvesen

1430 40. Påvise hvordan horisontalkrefter fra en konstruksjon kan tas opp i grunnen når konstruksjonen er pelefundamentert
Banafshe Heidar, Norconsult AS

1450 Pause

1520 41. Geotekniske løsninger for dimensjonering av European Spallation Source for ekstremt jordskjelv
Jörgen Johansson, NGI

1540 42. Bjørvika: En bildeopplevelse av hvordan senketunnelen ble koblet sammen med den gamle festningstunnelen
Grete Tvedt, Statens vegvesen

1600 Pause / enkel servering

1630 Bjerrum foredrag : «From Theory to Practical Solutions in Geotechnical Engineering» v/*Corneliu Athanasiu*

1730 Slutt

1800 Middag

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2016

1. Åpning – velkommen
Frode Nilsen, LNS, Styreleder i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)

2. Undersjøiske vegtunneler i Færøyene – norske løsninger tilpasset lokal geologi
Eivind Grøv, SINTEF / NTNU

3. Fire Tunnelboremaskiner fra ett sentralt anleggsområde
Fernando Vara, Acciona Ghella Joint Venture

4. Bergbrytning under kutterne på en TBM – en del av forskningsprosjektet FAST-Tunn
Solveig Vassenden, PhD-kandidat IGB, NTNU / Multiconsult ASA

5. Håndtering og bruk av tunnelstein – en forsmak på kommende ITA-rapport
Jan K. G. Rohde, Sweco Norge AS

6. Fjærlandsanleggene; bygging av veiløse kraftanlegg
Ola Kvammen, Lemminkainen Norge AS

7. Bygging av tunneler og fjellanlegg basert på fullskala BIM – Erfaringer fra Vamma 12 Kraftverk
Øyvind Engelstad, Norconsult AS, Inge Handagard, AF Anlegg AS

8. Historiske 20 minutter – «Blaafarveværket og Koboltgruvene – i dag en komplett museumsopplevelse bygget opp rundt en glemt stor gruve- og industrivirksomhet på Modum
Tone Sinding Steinsvik, administrerende og kunstnerisk direktør for Stiftelsen Modums Blaafarveværk

9. Nytt fra NFF – inkl WTC, ITA og ITA-Young Members og NFF-Young Members
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

10. Comparison of TBM versus conventional excavation with relevance to the new Oslo public transport infrastructure
Felix Amberg, Amberg Engineering Ltd, Switzerland

11. Nestenuhell med karbonmonoksidgass etter bergsprengning i dagbrudd ved Vassfjell Pukkverk
Vegard Olsen, Franzefoss Pukk AS, Pål Drevland Jakobsen, NTNU, Amund Bruland, NTNU

12. Konturboring – sprengning i tunnel
Gunnar Gjæringen, Aldesa Entreprenør, Norge

13. **Optimalisering av boring og sprengning Norsk Stein AS**
Siv Krane Rodahl, Norsk Stein AS

14. **Follobanen D&B, utfordringer med driving i nærhet av eksisterende bergrom**
Adler Enoksen, Hanne Wiig Sagen, Helene Kristiansen Andersen, Jernbaneverket

15. **Status for Norsk Standard 8141 Vibrasjoner og støt**
Nils Ramstad, Multiconsult ASA

16. **Rogfast Pluss – bygging av tunnel med et miljøperspektiv**
Tor Geir Espedal, Statens vegvesen Region Vest

17. **Bruk av elektroniske tennere i Veidekke**
Tom Marstein, Aasmund Berg Pukkverk, en avdeling i Veidekke Industri AS

18. **Bildeopplevelse av hvordan senketunnelen ble koblet sammen med Festningstunnelen**
Torbjørn Johansen, Geovita AS

DEL II **FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2016**

19. **E16 Sandvika – Wøyen. Tunneldriving gjennom løsmassesone forsterket med jetpeler**
Stian Ellingsen, Josefin Ogeman, Statens vegvesen Region Øst

20. **Vellykket driving av 100 m løsmassetunnel RV. 13, Jobergtunnelen**
Bent Aagaard, Sweco Norge AS, Asgeir Gylland, Sweco Norge AS, Peter Schubert, iC Consulenten, Austria, Bjarne Løne, Norwegian Public Roads Administration

21. **Campus Ås. Sprengning i fast morene for ramming av spunt**
Nils Ramstad, Multiconsult ASA

22. **Metodikk for kravsetting til maksimal innlekkasje av grunnvann i samferdselsprosjekter**
Eivind Halvorsen, Lars Været, Knut Nordahl, Norconsult AS

BERGMEKANIKKDAGEN

23. **Lederens 10 minutter**
Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS (leder av NBG)

24. **Terminal for jernbanegods i berg, et konsept utviklet av Hordnesskogens Venner**
Joar Hovda, Hordnesskogens Venner, Frode S. Arnesen, Multiconsult ASA

25. **Rockburst analysis and Mitigation measures in TBM tunnels**
Bruce Ashcroft, Multiconsult AS, Gary Peach, Multiconsult AS, Jack Mierzejewski, Multiconsult AS

26. **Sikring av kraftstasjonsgrop på Vamma med kraftige fjellankre**
Johann Örn Fridsteinsson, Norconsult AS

27. **Problemstillinger knyttet til måling av svelletrykk og fastsettelse av svelletrykket for en svakhetssone**
Martin Holter, Sweco Norge AS / NTNU, Are Håvard Høien, Vegdirektoratet og NTNU

28. **Boring og splitting, et brukbart alternativ til forsiktig sprengning?**
Marcus Fritzøe Lawton, Helene Kristiansen Andersen, Hanne Wiig Sagen, Johan Bjarte Jansen, Geir Olav Larsen, Jernbaneverket

29. **In-situ måling av injeksjonstrykk inne i bergmassen**
Lloyd Tunbridge, Arnstein Aarset, Elisabeth Tønnessen, NGI, Helene Strømsvik, Stine Moe, NTNU

30. **Grunnvannsbetinget kulturminner**
Kevin Tuttle, Norconsult AS

31. **Ingeniørgeologiske erfaringar frå tunneldriving med TBM i nye Ulriken tunnel**
Helge Tjelmeland, Jernbaneverket

32. **Direkte skjærboks for testing av bergprøver ved høye spenninger**
Bahman Bohloli, NGI, Lars Grande, NGI, Elin Katrine Morgan, NGI

GEOTEKNIKKDAGEN

33. **Lederens 10 minutter**
Magnus Rømoen, NGI (leder av NGF)

34. **Setninger som følge av grunnvannspumping- en udetonert bombe med større konsekvenser enn klimaendringer for mange land**
Kjell Karlsrud, NGI

35. **Tett slissevegg**
Willem Robert de Bruin, Geovita AS

36. **Leirskredene i Tosbotn**
Henrik Lissman, Statens vegvesen Region Nord

37. **Fundamentering ny Vålerenga stadion, beregningsmetodikk pel-fundament-jord samvirke**
Marco Wendt, Øvre Romerike Prosjektering AS

38. **Utbygging av ny bydel på Nyhavna i Trondheim**
Trond Gilde, Rambøll Norge AS

39. **Fundamentering av bruer på djupt vatn – Ferjefri E39**
Joar Tistel, NTNU, Multiconsult ASA, Gudmund Reidar Eiksund, NTNU, Gustav Grimstad, NTNU, Samson Degago, Vegdirektoratet

40. **Påvise hvordan horisontalkrefter fra en konstruksjon kan tas opp i grunnen når konstruksjonen er pelefundamentert**
Banafshe Heidar, Norconsult AS, Thanh Ngan Nguyen, Norconsult AS

41. **Geotekniske løsninger for dimensjonering av European Spallation Source for ekstremt jordskjelv**
Jörgen Johansson, NGI

42. **Bjørvika: En bildeopplevelse av hvordan senketunnelen ble koblet sammen med den gamle festningstunnelen**
Grete Tvedt, Statens vegvesen

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner AS
Styreleder i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

UNDERSJØISKE VEGTUNNELER I FÆRØYENE – NORSKE LØSNINGER TILPASSET LOKAL GEOLOGI

Sub sea road tunnels in the Faroe Islands – Norwegian tunnel concept applied in different geological circumstances

Eivind Grøv Sjefforsker/Professor II SINTEF/NTNU

SAMMENDRAG

Færøyene er ei øygruppe bestående av 18 øyer og ligger ute i Atlanterhavet nord for Skottland og 600km vest av Bergen har allerede to undersjøiske tunneler, Vagatunnelen ble åpnet i 2002 og Nordoyatunnelen i 2006. Allerede før de to tunnelene var ferdigstilt og åpnet for trafikk hadde man i ulike grupperinger begynt å se på nye prosjekter. Landsverk, Færøyenes SVV tok for seg Sandøytunnelen er en forbindelse mellom Streymøy og Sandøy, og krysser under land ved Kirkjubøur der kong Sverre vokste opp. Et privat selskap så på tunnelforbindelsen mellom Streymøy og Eysturøy etter at en lokal gruppe av geologer, tunnelingeniører og lokalpolitikere hadde begynt å skissere tunneltraseer på tvers av Tangafjord og Skalafjorden. Det skulle imidlertid gå et helt tiår før ideene ble materialisert, det vil si at det forelå en anleggslov som var vedtatt i Lagtinget og som i 2014 gav et aksjeselskap, etablert av den Færøyske staten, konsesjon til å gjennomføre begge disse to prosjektene, samtidig som de fikk med seg 400 mill DKK i egenkapital til å starte opp prosjektene. Resten av finansieringen må det private selskapet selv skaffe gjennom egne låneopptak i det internasjonale, private lånemarkedet.

Færøyene er til tross for sin beskjedne størrelse en stor nasjon i tunnelbygging, med en befolkning på ca. 50.000 mennesker har hver Færing i dag allerede 1 meter tunnel, med de to nye lange undersjøiske tunnelene på plass har de ca. halvannen meter og når tunnelen til Sudrøy som en fremtidig drøm materialiseres så har de drøyt 2 meter tunnel per innbygger. Det er det samme forholdstallet som gjelder for Norge, og vi hevder at vi er en stormakt innen tunneldriving.

Allerede i 1981 stiftet denne forsamlingen kontakt med Niclas Foldbo fra Færøyene som kom til Oslo for å fortelle om tunnelaktivitet på Færøyene, Niklas ble byggeleder på den første undersjøiske tunnelen i hjemlandet sitt.

SUMMARY

The tunnelling society in the Faroe Islands is probaly not the most numerous one, but counted as meter tunnel per capita the inhabitants of these islands are amongst the top globally. Tunnels for roads have for the last 50 years been a useful asset to the public as it connects the remotely populated islands. Most recent two sub sea tunnels have been completed whilst two new sub sea road tunnels are about to start construction in 2016. These two new projects constitute about 23 km of tunnels and they will increase the mobility of the inhabitants at the Faroe Islands to a new order. The geological conditions consists of basaltic horizons of an age of around 50 million years, and which have been stable for most of these years. Compared to Iceland which is also a basaltic region, the basalt in the Faroe Islands are gentle, predictable and a good basis for tunneling works.

BAKGRUNN

Etter at det dessverre var dukket opp frafall i programmet på Fjellsprengingsdagen 2016 ble jeg forespurt om jeg kunne lage en artikkel og holde et foredrag om de to fremtidig undersjøiske vegtunnelene som er i ferd med å realiseres på Færøyene. En utfordring som det naturligvis ikke kunne takkes nei til. Så her er jeg altså og skal lage en artikkel om disse to tunnelene og vinkle dette slik at det faller den store og ærverdige forsamlingen til glede og nytte.

Det finnes allerede en hele rekke tunneler på Færøyene, Færingene har brukt undergrunnen aktivt til å bygge vegtunneler, vannkraftstunneler og faktisk også fryselager i fjell (i Fuglafjordur) i tillegg til at det finnes en del kullgruveaktivitet ute på de basaltiske øyene som befinner seg ute i Atlanterhavet omlag 600 km vest for Bergen og nord for Skottland.

Å drive tunneler var derfor ikke noe nytt for Færingene da jeg dro ut dit første gangen og skulle bistå med å børste støv av et undersjøiske tunnelprosjekt som hadde strandet på grunn av den økonomiske krisen landet hadde opplevd på nittitallet (egentlig startet nedgangen på 80-tallet). Det ble etablert et privat tunnelselskap, gjennomført undersøkelser og med ett så var det hele i gang og raskt fulgte byggingen av to undersjøiske tunneler ble bygget, ca. 4,9 km kryssing under Vestmannasund og så drøyt 6,5 km under Leirviksfjord over til Nordøyene.

Færingene har siden den gangen blitt så komfortable med konseptet og også sikkert godt fornøyd med den samfunnsnytten de to første tunnelen gjør at de nå har startet opp to nye tunnelprosjekter. Lengden er øket, og for de to kommende prosjektene er tunnellengde mellom portalåpninger er ca. 10,8 km for Sandøytunnelen og 11,3 km for Eysturøytunnelen.

INNLEDNING

Færøyenes befolkning er overveiende av norsk avstamning (noen av keltisk), og er etterkommere av norske nybyggere på 800-tallet. De norske landnåmsmennene grunnla en fristat med Alltinget som øverste lovgivende og dømmende myndighet. Det ensidige næringsgrunnlaget samt avhengighet av tilførsler fra Norge styrket de politiske og religiøse bånd til Norge.

Alltinget ble opprettet i år 900 på halvøya Tinganes ved Tórshavn, og er med sitt nåværende navn "Løgting" verdens eldste lovgivende forsamling. I år 999 kom Sigmundur Brestisson på kong Olav Tryggvasons bud for å forkynne kristendommen. I år 1035 ble Færøyene norsk skattland under den norske krone.

Kirkjubøur bispedømme ble opprettet i 1111 og ble underlagt Nidaros erkebispedømme i 1152. Kong Sverre ble fostret opp i Kirkjubøur fra han var omkring 5 år gammel og ble satt i prestelære av biskop Roe.

Sverre ble født i Norge, men vokste opp i Kirkjubøur på Færøyene. Færøysk tradisjon hevder at han også var født der. Han må ha vært spesielt evnerik siden Roe, biskopen på Færøyene, satte ham i prestelære. Ifølge sagaen skal Sverre ha fått høre av mor si, Gunnhild, at han var sønn av kong Sigurd Munn. Dette regnes i dag som lite troverdig. Statusen som "kongssønn" ga imidlertid Sverre legitimitet til et mer storstilt prosjekt enn en karriere innen kirken. Han tok kontakt med den ledende opprørsflokken i landet, Birkebeinerne. Disse stod uten høvding etter at Øystein Møyla hadde falt i slaget på Re. De tok Sverre til høvding og han viste seg raskt som en taktisk dyktig hærfører.

Sverre blir helst husket for å ha "talt Roma midt i mot" i 1194. Konflikten med pavekirken var imidlertid rent personlig og førte ikke til noen varig endring av maktforholdet mellom kirke og kongemakt. Sverre var ingen reformator.

Figur 1. Bildet til venstre er Magnuskatedralen på Kirkjubøuyr og til høyre er det DWTeknik som i 2015/16 boret et 1200 meter langt retningsstyrt kjernehull rett til sides for katedralen

I 1946 ble det holdt en folkeavstemning om Færøyene skulle oppløse fellesskapet med Danmark eller få et omfattende lokalt selvstyre. Befolkningen var delt omtrent på midten i dette spørsmålet. Resultatet av forhandlinger med Danmark ble innføring av et utstrakt indre selvstyre. Det ble vedtatt en hjemmestyrelov som ble godtatt av både Riksdagen og Lagtinget, og i 1948 ble denne sanksjonert av kongen. Færøysk ble godkjent som offisielt språk, en færøysk krone og egne pengesedler ble utstedt og embetet som lagmann (statsminister) ble gjeninnført.

Da Færøyene ikke kunne godkjenne EFs fiskeripolitikk, ble Færøyene i 1974 stående utenfor EF-avtalen, men fikk året etter gjennomført en særavtale som sikret fiskerieksporten til EF-landene. I 1990-årene kom Færøyene inn i en økonomisk nedgangstid. Bedrifter gikk konkurs, ledigheten økte, inflasjonen var høy og utenlandsgjelden steg. Skattene økte og lønnsnivået sank. En større og modernisert fiskeflåte ga kortsiktige gevinster, men pengestrømmen gikk til privat forbruk og offentlige tjenester, og ikke til nedbetaling av den lånebaserte investeringsøkingen. Fiskeflåten ble overdimensjonert i forhold til fiskeriressursene og bestemmelsene i FNs havrettstraktat.

Bankvesenet ble hardt rammet, og støttetiltakene fra Danmark førte til en tillitskrise mellom Færøyene og Danmark. I 1998 ble det inngått en avtale om langsiktig tilbakebetaling og delvis ettergivelse av gjeld. De økonomiske forholdene ble bedre og inflasjonen mindre i senere år. Fremdeles er den færøyske befolkning delt i synet på uavhengighet.

Færøyene er geografisk en liten øygruppe i den urolige Nord-Atlanteren. Den består av 18 øyer, og befolkningen har sitt eget språk – færøysk. På disse øyene, som er så vakre at de kan ta pusten fra en, finner man bratte, forrevne fjell som stuper rett ned i havet. I nærheten av havet ligger det landsbyer med hus som er malt i mange farger. Om sommeren utgjør de intenst grønne, gresskledde høydedragene et utrolig vakkert syn.

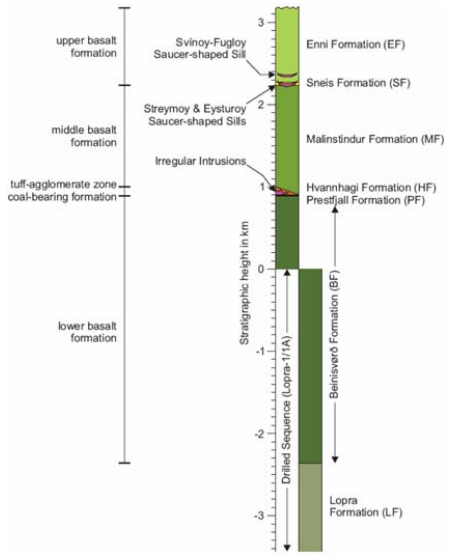
Selv om øyenes 48 000 innbyggere i dag fungerer som et fellesskap, har dette ikke alltid vært like lett. Tidligere ble robåter brukt til å frakte folk og varer fra øy til øy. Hvis man skulle dra

fra én landsby til en annen, måtte man ta seg fram til fots over bratte fjell og gjennom dype kløfter. Å bygge et hus når man måtte bruke robåt for å få fram alle materialene, var en formidabel oppgave. Før byggearbeidet kunne komme i gang, måtte materialene bæres til tomten fra en liten, naturlig havn ved kysten.

Den dag i dag er det flere sauer enn mennesker på øyene. Sauene blir slaktet på tradisjonelt vis, og kjøttet blir hengt opp til tørk i skur hvor det er gjennomtrekk. Dette gir kjøttet en spesielt ettertraktet smak som gjør det til en stor delikatesse.

Som man kanskje kan forvente der hvor befolkningen er liten og isolert, føler Færøyingene seg sterkt knyttet til hverandre med den slags bånd som oppstår blant mennesker som er avhengige av hverandre for å overleve. Og denne følelsen lever fortsatt, selv om moderne måter å reise og kommunisere på har gjort det lettere å ha kontakt med de andre øyboerne.

KORT OM GEOLOGI PÅ FÆRØYENE



Figur 2. Kolonne av oppbyggingen av den Færøyske basaltserien (Jardfeingi)

Færøyene er dannet av vulkanske avsetninger, som omfatter en del av Nord-Atlanteren basaltisk område, et mikrokontinent som er løsrevet fra den europeiske sokkel. Kjent som Brito-Artic Basalt-provinsen, som i tidlig tertiær var et 5 km tykt undersjøisk platå som dekket området fra Skottland til Grønland. Ca. 3 km av dette er fortsatt der i dag, det mest dog under havoverflaten. Det vulkanske platået består hovedsakelig av ekstrusive lavastrømmer som vurderes å være ca. 50 millioner år gammelt. Den vulkanske aktiviteten på Færøyene stammer fra langstrakte sprekker, noen 10 km i lengde og orientert i en SØ-NV retning, som dels sammenfaller med dagens viktigste topografiske orientering av fjorder og fjellrygger. Dette lava platået er delt geologisk inn i 6 hoveddeler; på bunnen finner man den Nedre Basaltserien som i sin er overdekket i sin tur av den kullførende delen av pakken, så kommer Tuff- og Agglomeratserien, Midtre Basaltserien, Øvre Basaltserien og til slutt intrusive Basalter i form av ganger, sills og intrusive horisonter.

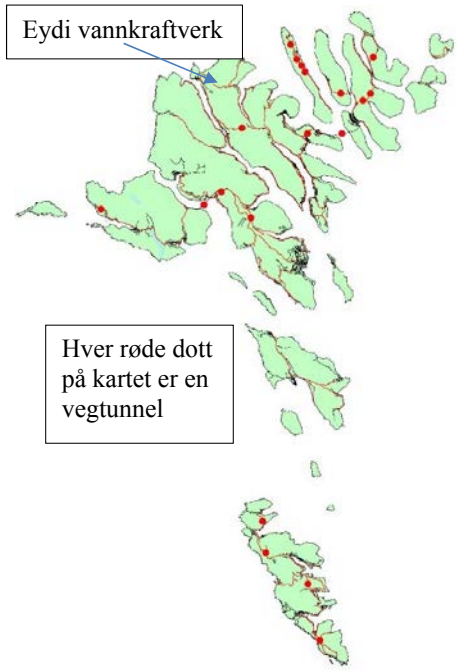
Øvre og Nedre-seriene har til en viss grad sammenlignbare trekk med fleste av de tertiære basaltavsetningene på Island, dvs. individuelle basaltlavaer med scoraceous topper og bunner ofte med ganske tynne mellomliggende tuffhorisonter. Den Midtre Basaltserien på den andre siden er utelukkende bestående av 20-40 m tykk sammensatt lava som består av mange strømningsenheter fra samme utbrudd, noen horisonter er desimeterstørrelse, og mange uten mellomliggende tuffhorisonter. Innsynkning og forskyvning i den nedre del av platået resulterte i kraftig oppsprukket vertikal eller nesten vertikalt stående soner i bergmassen. Dette forårsaket en spenningsreduksjon av magmaet, men i stedet for å danne ekstrusive basaltstrømmer, trengte magma seg gjennom den oppsprukkede sonene i bergmassen og dannet uregelmessig ganger og sills. Disse spenningsreduksjonene har oppstått en rekke ganger for således å danne

betydelige soner med knust materiale og mineralske årer. Disse sonene er orientert SØ-NV og teller 900 stykker. Den tektonisk aktivitet på Færøyene er ubetydelig og lavastrømmer har vært stabil fallende med 3º til SØ. I disse ulike basaltseriene finner man benker av ulike kvalitet og motstandsdyktighet. Noen av de fremkommer som tydelige hardere benker ved at de fremstår som dels utstikkende i de mange dalgangene man har på Færøyene. Noen av disse er 'sporbenker', det vil si benker som er lett gjenkjennelig over store deler av Færøyene. En av disse er den såkalte C-horisonten. Når svakere benker opptrer over eller under hardere benker bærer terrenget tydelig preg av dette ved at overflaten endrer seg, fra slakere til bratt og til slakere igjen. De slakere partiene fremstår der erosjon har funnet sted, de sterkere som hammere i dalsidene. Tunneler på Færøyene er hovedsaklig bygget i den mellomste basaltserien som har vist seg å være godt egnet for tunnelbygging, men også i den øverste basaltserien på øyen lengste nord og øst er det drevet tunneler, tunneler på Sudurøy liggernært i kontakten med den nedre basaltserien.

TUNNELER PÅ FÆRØYENE

Den første tunnelen på Færøyene ble åpnet i 1963. Den ble bygd gjennom et fjell på den sørligste øya, Suðuroy, og danner forbindelse mellom to landsbyer. Tunnelarbeidet, som innbefattet omfattende graving, boring og sprengning, ble utført samtidig fra begge sider av fjellet. Færøyene har nå 18 tunneler – to av dem er undersjøiske og knytter sammen øyer. Få andre nasjoner har så mange kilometer med tunneler i forhold til antall innbyggere. Likevel er det flere tunneler på gang. Parlamentet har bestemt at det skal bygges enda to tunneler mellom større øyer. En av dem skal ifølge planen være fullført i 2020 og bli drøyt 11 km lang, noe som vil gjøre den til en av verdens lengste undervannstunneler, den etterfølges umiddelbart av den neste som blir snaut 11 km, ferdigstilles 2024. Og da begynner vi å nærme oss sakens kjerne.

Tunnelnavn	Ferdigstilt	Lengde	Antall kjørefelt
Hvalbiar	1963	1 450	1
Árnafjarðar	1965	1 680	1
Hvannasund	1967	2 120	1
Sandvíkar	1969	1 500	1
Norðskála	1976	2 520	2
Leyna	1977	760	2
Villingadal	1979	1 193	1
Mikladal	1980	1082	1
Ritudal	1980	683	1
Teymur	1985	220	1
Trøllane	1985	2248	
Leirvíkar	1985	2238	1
Kunoyar	1988	3031	1
Kollfjarðar	1992	2816	2
Sumbiar	1997	3240	2
Vága	2002	4900	2
Gásadal	2005	1 410	1
Norðoya	2006	6 300	2
Hov	2007	2 437	2
Viðareiði	2016	1950	2



Figur 3. Eksisterende vegtunneler på Færøyene med navn og lengde (LV)

Landsverk (LV) på Færøyene er det lokale vegvesen, men å bygge og vedlikeholde veger er bare en av mange oppgaver som LV er blitt tildelt. LV har ansvar også for havner og bruer, helikopterlandingsplasser og en hel rekke andre ting som faller nødvendig i et slikt lite samfunn. I denne sammenhengen er det imidlertid LV's innsats for å sikre tilgjengelighet for øysamfunnets spredte bosetting som er av interesse. I denne sammenheng har bygging og drift av vegtunneler vært svært viktig.

Det totale antall tunneler er da 20 stykker inkludert 2 undersjøiske vegtunneler. Totalt utgjør dette ikke mindre enn 24668 meter tunnel. Tunnelene er spredt rundt på Færøyene i henhold til prinsippet beskrevet i innledningen.

Det Færøyske e-verk (SEV) har også i stor grad benyttet tunneler til sine utbygginger. Det største vannkraftprosjektet på Færøyene er utvilsomt Eydi, verket er lokalisert mellom bygdene Eiði og Ljósáir, ved sjøen ved Brimnes. Totalt er det bygget i størrelsesorden 30 km med tunneler for vannkraftformål på Færøyene, der Eydi alene utgjør rundt 25km. Det aller meste av tunneler for Eydi er drevet med TBM, da SEV i begynnelsen av denne utbyggingen faktisk gikk til innkjøp av en Robbins-maskin med diameter 3,4 meter, 17 tommer kuttere og snaut 24tonn/kutter, ikke en HP-maskin med andre ord. SEV har eid maskinen og leiet inn mannskaper for å operere den, ofte fra danske MTHøygård. Kan hende ikke en optimal løsning, men i hvertfall en løsning som har fungert for SEV. Det sies at det fulgte med to sett med kuttere til denne maskinen, og at disse har vært i bruk frem til nå. Sannhetsgehalten i dette utsagnet er liten, men uansett sier det noe om basalten's erfarte snille egenskaper med hensyn på slitasjen på borstål.

Figur 4. En vakker om enn en noe utstrakt TBM plassert ute før oppstart boring Eidi 2

Som det fremkommer av bildet en typisk Robbins TBM som mange sikkert har sett tilsvarende til på norske anlegg på 80-tallet. En typisk vannkraft-TBM med åpent borhode og fingerskjold.

Legger man vegtunneler og kraftverkstunneler sammen akkumuleres antall kilometer tunnel på Færøyene til å være i størrelsesorden 55 km tunnel. Med en befolkning på omlag 50.000 mennesker blir dette 1,1 meter tunnel per innbygger.

VAGATUNNILIN OG NORDOYATUNNILIN, DE FØRSTE UNDERSJØISKE VEGTUNNELENE PÅ FÆRØYENE

Tidlig på 80-tallet startet diskusjonene om etablering av den faste forbindelsen mellom Streymoy og Vágoy, og frem til 1989 utførte Landsverkfrøðingurin (LV) ulike studier for en slik tunnel. Dette ble så grunnlaget for de første arbeidene som startet. Den første undersjøiske vegtunnelen i Norge ble åpnet i 1983, Vardøtunnelen. Så dette skjedde omtrent samtidig.

Fra begynnelsen var det to hovedalternativer for en undersjøisk tunnelkryssing som var på tegnebrettet. Den nordlige og sørlige tunneltrasen. Den lengst mot nord (nærmest Vestammansund) ble visstnok forkastet uten at jeg kjenner årsaken til, men det blir hevdet å være på grunn av de forventede geologiske forholdene. Den sørlige tunneltraseen fra Leynar til Kálvadalsá ble så valgt, og dette alternativet lå til grunn for senere planlegging og bygging og gav en 4.9 km lang tunnel med en undersjøisk del på 2.5 km.

Forberedelsene startet i løpet av vinteren 1988 og tunneldrivingen skulle til å starte i april 1989, men da finanskrisen rammet Færøyene ble det en uønsket pause i prosjektet. Planen var da at LV skulle drive tunnelen, de hadde gått til innkjøp av en tunnelborrigg og annet utstyr og var nok oppløftet av den egenregidriften som SVV i Norge gjennomførte på det tidspunktet. Det tok imidlertid hele 10 år før man børstet støv av prosjektet og restartet prosessen. I 1999 ble aksjeselskapet Vágatunnilin stiftet, og de første midlene avsatt i Lagtingets budsjettet. Selv fikk jeg min første tur til Færøyene i 1998 etter at jeg hadde truffet en rekke færinger i forbindelse med den undersjøiske vegtunnelen som ble bygget på Island i midten av 90-tallet.

Ideen om en fast forbindelse under Leirvíksfjord modnet i siste halvdel av 80-tallet, og i 1987 utførte Landsverkfrøðingurin en feltstudie for å finne ut hvor en undersjøisk tunnel kunne plasseres, og året etter ble gjennomført seismiske undersøkelser i Leirvíksfjord. Da er det Nordoyatunnelen det gjelder.

Krisen på 90-tallet tok dette prosjektet også av plakaten, men 15 år senere, ble prosjektet påbegynt. Aksjeselskabet Norðoyatunnilin pf ble grunnlagt i 2001 og det Færøyske Lagtinget vedtok den såkalte bygningsloven i mars 2002, lengde ble 6.2 km og 3,6 km undersjøisk del.

Begge de to første tunnelene ble gjennomført etter nært samme mal og med de samme firmaer involvert. Utbyggingsselskapene Vagatunnilin pf og Nordoyatunnilin pf var begge ledet av samme person, Færøyingen David Reinert Hansen og eid av Færøyske myndigheter. Jardfeingi (Færøyske geologiske undersøkelser) er de lokale geologiske ekspertene som var med fra starten med sin kunnskap om basaltiske bergarter. Som byggherrerådgiver var O. T. Blindheim AS engasjert av utbyggingsselskapene (OTBAS ble senere en del av SWECO), mens Norconsult AS var prosjekterende. Det lokale konsulentselskapet Landsbyggifelagid var med på ulike deler av prosjektet også oppfølging under bygging. Undersøkelser ble utført av Entreprenørservise og GeoMap. Og på den utførende tunnelentreprisen var det NCC som var hovedentreprenør sammen med lokale underleverandører. Det har hele tiden vært en bærende tanke at slike store prosjekter på Færøyene skulle sette krav til lokale leveranser.

Nå har man etter å ha gjennomført både den undersjøiske tunnelen under Vestmannasund og likeledes den tilsvarende tunnelen mellom Leirvik og Klaksvik gjort nyttige erfaringer med tunneldriving under sjøen på Færøyene. Disse gjennomførte tunnelprosjektene har tilført mye

ny erfaring i tillegg til kunnskap man besitter fra en rekke tunneler bygget tidligere på Færøyene, både i forbindelse med veg- og for vannkraftprosjekter, rett nok over havnivå.

Følgende Tabell 1 gir de virkelige og erfarte anvendte sikringsmengder for Vágatunnilin og Norðoyatunnilin, gjengitt som mengde per løpemeter tunnel (ca. 65m2 tverrsnitt). De kommende to tunnelene vil ha et noe større tverrsnitt, men erfaringstall er nyttig lell.

Tabell 1. Erfaringsdata fra sikringsarbeider Vagatunnelen og Nordoyatunnelen (Tverrsnitt 65m2)

Sikringstyper	**Vagatunnelen**		**Nordoyatunnelen**	
	Forventet	Virkelig	Forventet	Virkelig
Bolter	4,5 stk pr lm	5,5 stk pr lm	4,1 stk pr lm	5,4 stk pr lm
Sprøytebetong	1,5 m3 pr lm	0,5 m3 pr lm	1,2 m3 pr lm	0,9 m3 pr lm
Sement for injeksjon		205 kg pr lm	175 kg pr lm	300 kg pr lm
Vannsikring	7,1m2 pr lm	11,2m2 pr lm	12,6 m2 pr lm	8,1 m2 pr lm
Full utstøpning	-	-	-	-

Det må tillegges at Vagatunnelen ble drevet i en ca. 100 m tykk seksjon av det som kalles den Midtre basaltserien på Færøyene. Kjerneboringen i området beskrev tuff-horisonter, men disse var sjeldent sporbare over lengre avstander under drivingen, en rekke av disse ble påtruffet under driving uten at det gav spesielle stabilitetsproblemer. Kartlagte Q-verdier lå hovedsakelig i størrelsesorden Q= 25-30 som tilsvarer bra berg, og det ble også kartlagt noe god til dårlig bergmassekvalitet under drivingen, men kun unntaksvis i svært dårlig bergmasse. Det er drevet en rekke tunneler i den midterste basaltserien (Malinstindur Formasjonen) på Færøyene og den har overveiende vært gunstig for det formål å bygge tunnel i. Det ble ikke utført full utstøpning eller anvendt sprøytebetongbuer ved noen av de to refererte undersjøiske vegtunnelene.

Nordoyatunnelen ligger i den øverste delen av den midterste basaltserien, om lag 200m høyere opp i lagpakken enn Vagatunnelen. Ved munningen mot øst, det vil si mot Klaksvik kommer tunnelen tett opp mot grensen til den øverste basaltserien (C-horisonten), men krysset den ikke. C-horisonten markerer en tuff/sedimenthorisont som utgjør en markert stratigrafisk endring i de vulkanske avsetningene. Den midterste basaltserien bestod av benker med 20 til 40 meter tykkelse som hver bestod av en rekke enheter knyttet til enkeltstående lavastrømmer fra ett og samme utbrudd.

Figur 5. Frimerker er viktig på Færøyene, og med tunnelmotiv gjør de seg enda bedre

Man har også god erfaring med tunneldriving av landbaserte tunneler på Færøyene, og flere nye tunneler er blitt drevet på Færøyene siden disse to undersjøiske tunnelene ble ferdigstilt. Den nyeste tunnelen – til Færøyenes nordligste bygd, Viðareiði på Borðoy – er den første tunnelen på Færøyene, som er bygget i den øverste basaltserie (Enni Formationen). På tross av visse problemer i tilknytning til avskalning, som delvis kan skyldes svelleleire, ble den drevet igjennom på kortere tid enn forventet. Almen oppfatning er derfor at erfaringene fra de to undersjøiske vegtunnelene kan komme det foreliggende tunnelprosjektet til gode ved beskrivelse av forventet ingeniørgeologi og anleggstekniske forhold. Det er vel i grunnen kun en av disse rundt 20-tunnelene som har hatt problemer av særlig omfang og det var den første tunnelen som ble bygget nede på Sudurøy, Hvalbatunnelen som led under meget store innlekkasjer av vann, noe som førte til at tunneltraseen ble justert under byggingen.

Tabell 2. Innlekkasjer erfart på et utvalg undersjøiske vegtunneler i basaltisk formasjoner

Prosjekt	**Maksimalt tillatt innlekkasje**	**Virkelig målt innlekkasje ved ferdigstillelse**
Hvalfjordurtunnel Island	300 liter pre minutt per km	60 liter per minutt per km
Vagatunnelen Færøyene	300 liter per minutt per km	100 liter per minutt per km
Nordoyatunnelen Færøyene	300 liter pre minutt per km	190 liter per minutt per km

KORT OM KONTRAKTSFORMEN PÅ DE TO FØRSTE TUNNELENE

Kontraktene ble opprinnelig tilbudt basert på en standard enhetpriskontraktsform. I løpet av kontraktsforhandlinger, ble man enig om at visse elementer skulle endres til fastpriselementer. Dette inkluderte mobilisering/demobilisering, tunnelsprengning, bergsikring og injeksjon, mens alle installasjoner inkludert vannsikring (frost er ikke et scenario på Færøyene) ble beholdt som enhetspriselementer. Av dette utgjorde fastprisdelen ca. 70% av kontrakten. Dette medførte at risikoen for variasjoner i mengden av bergsikring og injeksjon ble overført til entreprenøren, men den faste prisen inkluderte bare tiltak som er angitt i mengdelisten. Behovet for tiltak utover de som var spesifisert i mengdelisten ville da utgjøre en risiko som byggherren svarte for. Mengder eller tiltak utover det som var i fastprisdelen var å betrakte som en prosjektendring.

En avtale gav entreprenøren rett til en bonus hvis den resterende innlekkasjen ble redusert til mindre enn 150 liter/min/km, med en interpolasjon mellom 150 og 100 liter / min / km. Følgende funksjonskrav ble lagt til grunn:

- Bergsikringen skulle følge anbefalingene fra Q-systemet etter tilpasning til basaltisk rockemasseforhold.
- Injeksjonen som skulle utføres i utgangspunktet som forinjeksjon skulle sikre en gjenværende vannlekkasje mindre enn 300 liter / min / km.

Byggherren inkluderte en rekke insentiver i kontrakten for å oppmuntre entreprenøren til å utarbeide og gjennomføre tids- og kostnadseffektive metoder for bergsikring og injeksjon, noe som ble gjort for å sikre en overlevering av tunnelen innenfor den anslåtte kostnad og tidsplan. Slike insentiver var:

- Tidlig ferdigstillelsesbonus hvis overlevering av tunnelen fant sted før en avtalt dato for ferdigstillelse. Alternativt sent ferdigstillelse medført en straff.

- Deling av kostnadsbesparelser på tekniske alternative løsninger, på 50/50 basis mellom eieren og entreprenøren.
- Kompensasjon av reduserte mengder av bergsikring og injeksjonstiltak. Dersom summen av bergsikring og injeksjonstiltak ble mindre enn forutsatt i anbudet ville entreprenøren motta en del av hans beregnede overskudd, i motsatt tilfelle ville en mengde som oversteg den tilbudte bli godtgjort med reduserte enhetspriser.

Prosjektet Nordoyatunnelen fokuserte sterkt på helse- og sikkerhetsfaktorer under bygging. Dermed ble en bonus på 0,5 mill DKK avtalt dersom entreprenøren klart å tilfredsstille målet om H <15. (H = antall skader som medfører fravær per million arbeidstimer). Denne bonusen utgjør ikke en betydelig sum penger, men det er en belønning fra byggherren for å motivere for en øket innsats for bedre HMS forhold. Entreprenøren sparte trolig mer penger enn bonusen gav som følge av bedre HMS forhold.

Undersøkelser

Begge de to tunnelene ble utført etter samme konsept som man vanligvis benytter i Norge; akustiske undersøkelser over et større område for å finne egnet krysningspunkt, refraksjonsseismiske profil for å sjekke eventuelle lavhastighetssoner, noe kjerneboring, også inkludert 1 retningsstyrt hull, samt overflatekartlegging. Det ble også sporadisk benyttet sonar for å sjekke bunnforholdene.

Refraksjonsseismiske undersøkelser har vist en del feil i forhold til lavhastighetssoner som slettes ikke oppleves som svakhetssoner ved tunneldrivingen, dette erfarte man ved Hvalfjordurtunnelen på Island også. Hva årsaken er kjenner vi ikke konkret, men det kan eksempelvis være utgående overganger mellom benker og som da altså er svakheter i bergmassen som mer eller mindre horisontale benker og ikke som vertikale/subvertikale soner som tolkningsmodellen er bygget for.

Seksjonsvis ferdigstillelse NTU

Seksjonsvis ferdigstillelse Nordoyatunnilin, er imidlertid et aspekt der det var en vesentlig forskjell på de to tunnelen, den planlagte bygetiden for Norðoyatunnilin var 2,5 år, med samme varighet som for Vágatunnilin, men den sistnevnte er 1.3km kortere. Nøkkelelement for å muliggjøre en så kort byggetid er prinsippet om seksjonsvis ferdigstillelse av tunnelen. Dette innebærer at seksjoner med lengde ca. 500m hver, ble bygget opp med den permanente underbyggingen av veien ed all sin infrastruktur (avløpsrør, kabel kanaler etc.) og med ett lag med asfalt. Permanent sikring ble også beslutte for hver slik seksjon, slik at entreprenøren kan gjennomføre permanent sikring når som helst han foretrekker. Erfaring viser at etter tunnelgjennomslag så trengs ofte en periode 1-1,5 år for nødvendig installasjonsarbeider. Ved seksjonsvis ferdigstillelse av tunnelen kan denne perioden reduseres betydelig ettersom flere typer aktiviteter får lov til å skje samtidig med tunneldrivingen. Dette er et konsept som har vært benyttet ved flere lange norske tunneler også, slik som Lærdalstunnelen (24 km lang).

Seksjonsvis ferdigstillelse av tunnelen muliggjorde ikke bare en kortere byggetid, men også følgende fordeler:

- Mindre slitasje på trekkutstyret som en del av transporten foregår på asfalt.
- Bedre miljø (luftkvalitet) i tunnelen på grunn av reduserte utslipp fra haling.

Metoden krever imidlertid en sterk logistikkontroll av entreprenøren. Tunneldriving er generelt en relativt enkel logistisk utfordring, med få aktiviteter som foregår samtidig. Ved seksjonsvis ferdigstillelse bak stuff slik som beskrevet ovenfor krever streng samordning mellom tunnelvirksomhet og andre aktiviteter. Det vil også kreve detaljerte arbeidsprosedyrer for å ta hensyn til grensesnittene mellom de ulike aktivitetene.

Figur. 6 Snorklipping er alltid stor stas, her fra tunnelåpningen der lederen i selskapet NTU pf David R. Hansen klipper snoren (Foto ukjent)

Som en del av avtalen mellom byggherren og entreprenøren for de to nevnte tunnelene ble det etablert en referansegruppe som fulgte prosjektene fra start til mål, dette fungerte godt og erfaringene fra disse tas med videre til de neste prosjektene også

Det begynner riktignok å bli noen år tilbake, men erfaringene fra de to første undersjøiske tunnelene har man forsøksvis tatt med seg inn de de to neste, som viktige bidrag i det som kommer til å bli svenneprøven for bygging av undersjøiske tunneler på Færøyene. De to første var oppvarmingen, mykstart på noe som kommer til å bli betydelig større, nemlig prosjektet Eystur- og Sandoyartunlar.

EYSTUR- OG SANDOYARTUNLAR

Fra en avis i Danmark våren 2014 står det å lese følgende sitat: ". Det største offentlige arbeidet på ett prosjekt i færøysk historie ble enstemmig vedtatt av det færøyske parlamentet. To tunneler for nesten to milliarder kroner skal bygges frem til år 2024. Det færøyske parlamentet har enstemmig besluttet å bygge to undersjøiske tunneler for en samlet pris på mer enn 1,9 milliarder kroner." Oversatt til norsk.

Avisen skriver videre: "En tunnel er planlagt mellom Eysturoy og Streymoy og vil bli kalt Eysturoyartunnelen, mens den andre tunnelen vil bygges mellom Streymoy og Sandoy og vil bli kalt Sandoyartunnelen. De to tunnelene vil koste henholdsvis 1050 og 860 millioner kroner. Tunnelene vil bli finansiert med egenandeler. En forventer mest trafikk i Eystoyartunnelen som dermed skal bidra til å finansiere Sandoyartunnelen. Bygging og drift av de to tunnelene vil bli

utført av et offentlig selskap. Lagtinget vedtok så å putte 400 millioner kroner i selskapet frem til 2024." Oversatt til norsk.

Da var det gått ganske nøyaktig 10 år siden de første skissene ble lagt frem som viste 3 ulike traser for kryssingen av Skopunarfjorden mellom Streymøy og Sandøy i regi av LV. Samtidig pågikk arbeidet med utarbeidelse av traseer for kryssingen mellom Streymøy og Eysturøy, det første offisielle notatet derfra stammer fra våren 2005. Et utklipp fra den danske Ingeniøren viser også en trasé mellom Sandøy og Sudurøy fra august 2004. At en eller flere av disse kom til å bli gjennomført i privat regi kom frem allerede da, Færingene tok kontakt med sine kollegaer i Spölur på Island som hadde bygget Hvalfjordurtunnelen, finansiert av eksterne långivere.

Eystur- og Sandoyartunlar pf er et færøysk allmennaksjeselskap. Grunnleggeren av selskapet er regjeringen i Færøyene, som også besitter alle aksjene tunnelselskapet. Formålet med selskapet er å bygge og drive undersjøiske tunneler mellom øyene Streymoy og Eysturoy samt mellom øyene Streymoy og Sandoy. Selskapet er etablert i henhold til en bestemt parlamentarisk lov for selskapet. Ifølge loven skal selskapet først bygge Eysturoytunnelen (tunnel mellom øyene Streymoy og Eysturoy). Når dette arbeidet er fullført, skal selskapet bygge Sandoytunnelen (tunnelen mellom Streymoy og Sandoy).

Regjeringen i Færøyene valgte selv alle styremedlemmer i tunnelselskapet. Styret har syv medlemmer der styreleder er Mr. Bergur Poulsen. Selskapet fikk ansvar for å ansette en administrerende direktør og Teitur Samuelsen, økonom av utdanning kom fra fiskeindustrien og ble ansatt som direktør for selskapet. Selskapet som er satt til å styre en investering som foruten tildelingen over lagtingsloven totalt vil ha en gjeld som utgjør 55% av landets totale låneopptak. Selskapet går ut på det internasjonale finansmarkedet og henter inn kapital til å gjennomføre prosjektet. En dristig manøver for et lite samfunn, men samtidig nøkkelen til å få gjennomført prosjektet. Den undersjøiske vegtunnelen på Island som ble bygget på nitti-tallet, Hvalfjordurtunnelen ble finansiert etter nært samme lest.

Selskapet er etablert med en aksjekapital på DKK 15.000.000, dette ble benyttet i en innledende fase til å gjøre undersøkelser og kjøpe opp rettighetene fra forgjengeren til de to tunnelene. Aksjekapitalen i selskapet vil i de neste årene økes til DKK 400.000.000. Regjeringen i Færøyene har gitt dette beløpet til selskapet som akkumulert aksjekapital, som vil bli utbetalt til selskapet over 10 år. I forbindelse med prosjektet har regjeringen i Færøyene også forpliktet seg til å bidra med støtte med hensyn til driftskostnader. l forbindelse med Sandøytunnel, har regjeringen gitt bedriften en garanti med hensyn til minimum trafikk.

Aksjekapitalen i selskapet er eid av regjeringen i Færøyene. Aksjekapitalen kan ikke bli solgt til en tredje part uten tillatelse fra Lagtinget på Færøyene. Eystur- og Sandoyartunlar pf er det tredje selskapet etablert av regjeringen i Færøyene for å bygge og drive undersjøiske tunneler på Færøyene. Den samme metoden ble benyttet i forbindelse med undersjøiske tunneler, der Vagatunnelen pf og Nordøyatunnelen pf fikk den samme oppgaven for de to tunnelene. Disse selskapene driver sine tunneler den dag i dag, og står ansvarlig for driften av tunnelen og inntektene er basert på bompengeinnkreving.

Trafikkgrunnlaget for de to tunnelene i ESTpf's portfolio er svært ulik. Den tunnelen som kommer først til bygging er Eysturøytunnelen der ÅDT i tunnelen fra Hvítanes i åpningsåret er estimert til 4200. For de to grentunnelene til Strendur og Rókin er estimert ÅDT i åpningsåret hhv. 2800 og 5500. For Sandøytunnelen har betydelig lavere dimensjonerende trafikk, den har

en ÅDT på snaut 400 kjøretøy. Av rent økonomiske årsaker er rekkefølgen på byggingen av tunnelen ganske naturlig, Eysturøytunnelen først og så Sandøytunnelen. Planen er at når entreprenøren avslutter tunneldrivingen på Eystruøytunnelen så flyttes det hele til Sandøytunnelen, for tunneldriving, mens de kompletterende arbeidene avsluttes på Eysturøytunnelen. Dermed sikrer det inntekter til eierselskapet tidlig.

Frist	Beskrivelse	Fristdatoer	
		Eysturoyar-tunnilin	Sandoyar-tunnilin
	Kontraktsinngåelse/bekreftelse opsjon Sandoyartunnilin	2016-11-01	2018-10-01
	Anleggsoppstart	2016-12-01	2018-12-15 *)
A	All sprengning i tunnel utført.	2019-07-03	
B	• Klart for elektro fra rundkjøring til Rókin • Alle pumpestasjoner og rørsystem i tunnel ferdig, klart for installasjon av pumper for lekkasjevann i pumpestasjoner.	2019-10-30	
C	Klar for elektro fra rundkjøring til lavbrekk-teknisk bygg	2020-01-03	
D	Klar for elektro. Fra Hvítanes til lavbrekk-teknisk bygg	2020-03-13	
E	Klart for elektro fra rundkjøring til Strendur	2020-07-02	
F	Resterende del av tunnelen og dagsoner klar for elektro.	2020-08-18	
G	• Alle bygg- og anleggstekniske arbeider i tunnel og dagsoner ferdig • Ferdigstillelse komplett elektro inkl. testing • Samlet overlevering av anlegget.	2020-11-23	
H	Ferdig nedrigget, ryddet og demobilisert	2021-01-31	
I	All sprengning i ST utført		2022-06-15
J	Alle pumpestasjoner og rørsystem i ST-tunnelen ferdig, klart for installasjon av pumper for lekkasjevann i pumpestasjoner.		2022-11-09
K	Ferdigstillelse av halve ST-tunnelen, dvs. klart for oppstart av elektrotekniske installasjoner		2023-04-12
L	Resterende del av tunnelen og dagsoner klar for elektro.		2023-08-18
M	• Alle bygg- og anleggstekniske arbeider i tunnel og dagsoner ferdig • Ferdigstillelse komplett elektro inkl. testing • Samlet overlevering av anlegget.		2023-11-18
N	Ferdig nedrigget, ryddet og demobilisert		2024-01-20

Figur 7. En grov tidsplan som viser progresjonen i prosjektet og avhengigheten/rekkefølgen (fra anbudsdokumentet utarbeidet av Norconsult)

Det ble gjennomført en prekvalifisering av entreprenører og grupperinger av entreprenører før man inviterte til en anbudskonkurranse. Det ble i denne prekvalifiseringen lagt stor vekt på at de entreprenørene som ønsket å være med i konkurransen kunne vise til tunneldriving i basaltiske bergarter og hadde erfaring med undersjøiske tunneler. Det siste var et ultimat krav, vi avviste store europeiske entreprenører som ikke hadde denne typen tunneldriving på referanselisten sin, det føltes nok hardt for flere av de, men det er etter selskapets mening et absolutt forskjellig risikobilde ved driving av undersjøiske tunneler med lange stuffer som alle går på synk, enn det er ved landtunneler. Ikke engang referanser fra kryssing av elver eller innsjøer gikk gjennom det silingskriteriet. Det gav oss en tilfredsstillende tillit til at de som var pre-kvalifisert og gav pris på prosjektet er kompetente og erfarne og kan håndtere eventuelle kritiske situasjoner om de skulle opptre. I skrivende stund er det ikke valgt entreprenør men de vi har mottatt tilbud fra er vi svært tilfreds med, så får vi se hvem som går seirende ut av den konkurransen.

Begge tunnelene er sendt ut på anbud under ett, det vil si at man la inn Sandoytunnelen som en opsjon til entreprenøren, opsjonen skal i henhold til tilbudet innløses innen en viss tid før ferdigstillelse av Eysturoytunnelen. Planen er da at entreprenøren kan flytte anleggsutstyret over til Sandøytunnelen ved ferdig drevet tunnel til Eysturøy for å spare tid. Anbudet var basert på en renspikket prosesskodekontrakt med alle arbeider definert som mengderegulerbare enhetspriser. Byggherren er imidlertid interessert i en annen kontraktsform som passer bedre

for det finansieringsopplegget man har for dette prosjektet, så her kan det komme endringer i løpet av kontraktsforhandlingene. Ved anbudsåpning fikk man inn følgende tilbud:

AF Gruppen AS med en tilbudt pris: 1.875.850.764 færøyske kroner
NCC med en tilbudt pris: 1.891.370.789 færøyske kroner

Det skilte med andre ord snaut 15,5 mill eller ca. 0,8 %, det er å regne som dødt løp. Anbudene er kontrollregnet og forbehold er kostnadsestimert, og byggherren har igangsatt kontraktsforhandlinger med en av entreprenørene. I skrivende stund er ikke entreprenør kontrahert da disse forhandlingene pågår. Det er imidlertid mye som taler for at man kommer til å velge et kontraktsformat som har likheter med man hadde i de to foregående prosjektene og at man legger inn insentiver og motiverer for tidlig ferdigstillelse. En av premissene for disse to tunnelene er også at jo tidligere tunnelene åpner og man kan starte bompengeinnkreving jo bedre, spesielt gjelder dette for Eysturøytunnelen. Første salve på Eysturoytunnelen vil forhåpentligvis finne sted før jul 2016, kan hende på samme dato som første salve på Nordoyatunnilin, den 18. desember, men 13 år senere.

De to tunnelen som inngår i dette prosjektet kan beskrives som i det følgende:

Eysturøytunnelen blir omtrent 11.3km lang og skal bestå av en hovedtunnel fra Hvitanes på Streymøy og med grentunneller fra en rundkjøring opp til begge sider av Skalafjorden, henholdsvis mot Strendur i nordvest og mot Runavik i nordøst. Tunnellengden fra Hvítanes til Runavik er ca. 9,7 kilometer, og armen opp til Strendur er ca.1,6 kilometer. Alle tunnelarmer er ettløpstunneler, og tunnelene har maksimal stigning/fall på 5%. Tverrsnittet er gjennomgående T10,5 og lavpunktet i tunnelen er på ca. kt. -189. Den undersjøiske delen utgjør snaut 7 km.

Tunnelen vil kunne drives med bruk av konvensjonell boring og sprengning. Det er imidlertid visse forhold som må ivaretas ved driving av en slik tunnel generelt og for tunnelen på tvers av Tangafjord spesielt.

Jarðfeingi har laget en rekke rapporter om de geologiske forholdene i området rundt Skálafjarður, Tangafjorður og Kaldbaksfjorður. Dessuten er det utført refraksjonsseismikk av Geomap AS i djupålen der Kaldbaksfjorður munner ut i Tangafjorðu. I tillegg finnes detaljerte enkelt- og flerstråle dybdeundersøkelser i Skálafjarður i regi av Landsverk på åttitallet, senere av PF Skalafjordtunnelen og nå sist også refraksjonsseismikk utført av Geophysix i 2015. Landsverk sine har gjort vertikale kjerneboringer på landsidene. DWTeknikk har boret ett vertikalt hull samt retningsstyrt kjernehull fra Kalbaksnes i løpet av 2015 og 2016.

Tabell 3. Q-verdier uten korrigering for SRF og Jw på prøver fra kjerneborhull

	1	2	3	4	ES 1	ES 2
Q min	10	4	12	8	12	1
Q max	400	300	350	300	200	400
Q avg	135	70	103	133	66	78

Tunnelen er i utgangspunktet prosjektert i henhold til de retningslinjer som angis i Håndbok N500 utgitt av Statens vegvesen i Norge med hensyn på minste overdekning. Håndbok N500 angir en minste overdekning på 50m, og overdekning mindre enn dette kan i henhold til Håndbok N500 kun aksepteres i tilfeller der det er særskilt godt dokumentert at forholdene er gunstige. Kryssingen av Tangafjordur i det planlagte området er svært godt dokumentert med

en rekke ulike og komplementære undersøkelser (refleksjons- og refraksjonsseismikk, kjerneboring vertikalt og retningsstyrt). Disse er benyttet for korrelasjon, slik at det er god tillit til datagrunnlaget her.

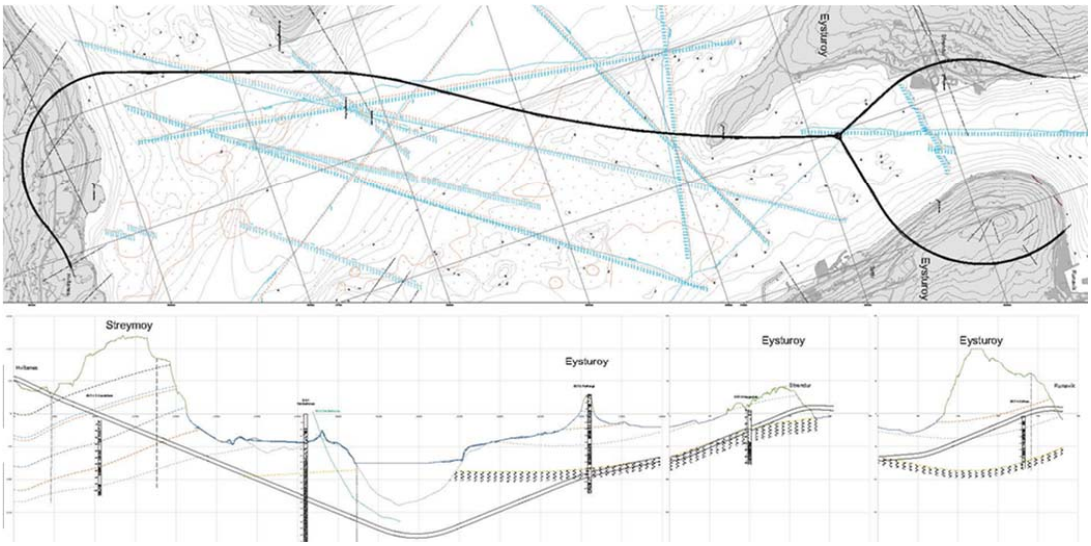
For de to foregående undersjøiske vegtunnelprosjektene ble det lagt til grunn minste overdekning på 31m og 35m for henholdsvis Vagatunnilin og Nordoyatunnilin. Vanndypene var i størrelsesorden 50m og 105m. Det som imidlertid skiller djupålen i Tangafjorden fra de to nevnte er at havbunnen både i Vestmannasund og Leirviksfjordur var nærmest blankskurt berg, uten noen form for tettende løsmasseavsetninger over bergoverflaten, mens Tangafjorden der tunnelen krysser har en om lag 60 meter tykk sedimentpakke på bunnen over bergoverflaten.

Fra sør (på Streymøy) starter tunnelen ved Hvitanes nord for hovedstaden Torshavn og går med 5% helning først under utløpet av Kalbaksfjorden hvor overdekningen på det minste er 30 meter, her er vanndypet om lag 40 meter. Bunnen i utløpet av Kalbaksfjorden faller i fasong som en skål midt i fjorden bratt ned mot Tangafjorden. Tunnelen krysser derimot fjorden i et parti lenger inn som er grunnere og som fremstår som en terskel mot Tangafjorden, se figur 17. Refraksjonsseismiske målinger når ikke inn dit tunnelen krysser Kalbaksfjorden, men det er lite trolig at det vil være løsmassetykkelser over et par meter. Siden tunnelen krysser Kalbaksfjorden på tvers i denne terskelen er bunnkoten ganske jevn over tunnelen, men med 5% helning på tunnelen øker overdekningen jevnt til snaut 100 meter der man går ut under Tangafjorden.

Når tunnelen drives inn under Tangafjorden faller bunnkotene raskt, Tangafjorden har bratte skråninger på begge sider ned mot en djupål. Djupålen stryker i nord-vestlig retning, parallelt strøkorienteringen til et sprekkesett som er registrert på landsiden. Utstrekningen av Flesjarne, som er en felles betegnelse for en rekke skjær, som stikker opp over havoverflaten et par kilometer sydøst for tunneltrasén, øst for Tangafjørður, har også samme orientering. Lavhastighetssonene under sjøen (i djupålen) er tolket med sammenfallende orientering. På det dypeste ligger tunnelen i hengnivå på om lag 180muh ved kryssing av Tangafjorden. En markant forsenkning danner det dypeste punktet i djupålen. Her er det tykke løsmasseavsetninger, rundt 60m over store deler av djupålen, men opp mot 90m på det dypeste.

Prosjektet har satt et krav til minste bergoverdekning ved kryssing av djupålen til 42 meter, der bergoverflaten ligger om lag 135 muh. Terrenget langs landsiden av Streymøy (fra Kalbaksnes og nordvestover) er også dominert av den samme brattheten som man finner under sjøen, og når opp til snaut 150 moh der tunnelen krysser inn under land, men høyere lenger inn på land. På østsiden av djupålen i Tangafjorden domineres overflaten av skjærene som utgjør Flesjarne. Flesjarne opptrer som grunnere vann der skjær er orientert i en retning som sammenfaller med djupålen i Tangafjorden og et dominerende sprekkesett på land med orientering NV-SØ. Havdypet der tunnelen krysser under forlengelsen av Flesjarne er drøyt 30 meter, og overdekningen langs tunnelen varierer fra lavbrekkets minsteoverdekning til i overkant av 110 meter.

I det tunnelen kommer inn i Skalafjorden møtes den også her av en form for terskel ytterst i fjordens utløp mot Tangafjorden. Vanndypet reduseres til i størrelsesorden et par titalls meter og minste bergoverdekning er her satt til 30 meter. Landet mot øst på siden av tunneltraseen stiger beskjedent opp fra fjorden og danner langstrakte landmasser mot sør-øst. Tunnelen vil på landsiden mot påhuggene på Strendur og Runavik drives i partier der terrenget ligger kun ett par titalls meter over havet.



Figur 8. Plantegning og lengdesnitt Eysturoytunnelen (kjerneborhullene er vist i lengdesnittet)

De refraksjonsseismiske målingene som er gjort på tvers av Tangafjorden indikerer at det opptrer lavhastighetssoner i selve djupålen, soner som kan være svakhetssoner og som derigjennom har betydning for tunneldrivingen. De seismiske undersøkelsene foreslår en rekke parallelle lavhastighetssoner og som mest sannsynlig har samme strøk som fjordens lengderetning, nært Nordvest-Sørøst. På flyfotoet fra Google.maps som er gjengitt i figur 10 vises denne retningen på overflaten spesielt ved Hvitanes. Se inntegnet elliptisk område merket med Hvitanes. Lavhastighetssonene har målte hastigheter ned mot 2500m/sek, i henhold til Geophysix's rapport. Disse kan være potensielle mektige svakhetssoner. Med samme retning observeres også en rekke parallelle sprekkesoner ved Flesjarne (et sett av langstrakte skjær mellom Eysturøy og Streymøy og påvist i Figur 7 parallelt Tangafjord) samt også tilsvarende oppsprekking inne på land ved Kallanes. De fleste lavhastighetssonene opptrer med lydhastighet mellom 3000 og opp mot nesten 4000 m/s. Omkringliggende hastigheter ligger mellom 4100 m/s og 5000 m/s, nesten unntaksvis når hastighetene over 5000 m/s. Lavhastighetssonen som fremkommer fra de seismiske undersøkelsen har en orientering nært normalt tunneltraseen og er således gunstig om de skulle opptre som svakhetssoner i tunnelen.

Lavhastighetssoner tilsvarende 2500-2600 m/s skulle tilsi en bergmassekvalitet kategorisert som svært dårlig. Tolkninger av boringen gjennom slike horisonter tyder på at dette kan være tuffhorisonter. Øvrige lavhastighetssoner mellom 3000 og 4000 m/s indikerer et større spenn på kvalitet, fra svært dårlig til bra bergmasse. Over 4000 m/s antar vi at kvaliteten i bergmassen er god til meget bra. Dette er grove inndelinger, men gir et bilde av forventede kvalitet langs tunnelens trase. I følge Geophysix AS som gjorde den siste undersøkelsen ved hjelp av refraksjonsseismikk sommeren 2015 så har om lag 15% av utleggene hastighet mindre enn 4000 m/s, som var den grensen Geophysix satte som grense for lavhastighet, det skulle normalt tilsvare grovt god bergmassekvalitet og dårligere, mens basishastigheten i bergmassen i djupålen i Tangafjord er lavere enn i omkringliggende område i følge Geophysix.

Et retningsstyrt kjerneborhull (vist med buet hullbane i Figur 7, omtrent midt på lengdesnittet og kryssende inn under tangafjorden) som ble boret fra odden på Kalbaksnes og til en lengde

på ca. 1300 meter krysset djupålene i Tangafjorden og skulle også krysset disse potensielle sonene om de var reelle. Det ble imidlertid ikke funnet tegn i kjernene fra dette hullet som skulle tilsi at bergmassen her består av betydelige svakhetssoner. Det er derfor rimelig å tro at lavhastighetssonene fra refraksjonsseismiske målinger i den lagdelte basaltene representerer andre fenomen enn svakhetssoner som står vertikalt/subvertikalt. Dette sammenfaller godt med tidligere erfaringer fra tilsvarende målinger på Island så vel som på Færøyene. En mulig tolkning av slike lavhastighetssoner her er at det kan være utgående av ulike etasjer i horisontpakken

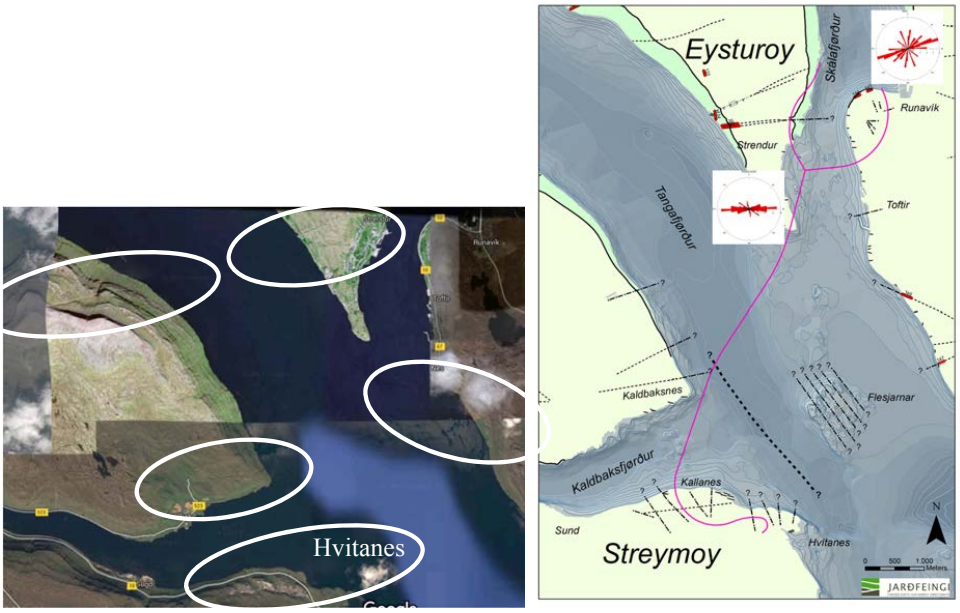
En annen markert og muligens tektonisk betinget strøkretning i området er nært Øst-Vest, eller tenderende til Nordøst-Sørvestlig. Dette er en retning som er klart observerbar både på Streymøy og på begge sider av Eysturøy (Strendur og Toftir). For eksempel synes en rekke av de nedtegnende Gjøgvene, helt fra Gjutuvik i nordøst til vestsiden av Streymøy (Skopunarfjorden) å følge en slik Nordøst-sørvestlig strøkretning. Typisk for denne strøkretningen er Krákugjøgv, Kolbanagjøgv og Stragjøgv. Se detaljer i figur 9 samt en oversikt i flyfoto i figur 10, de elliptiske områdene.

Andre slike gjøgv; som Eyrgøtugil, Liltagjøgv, gjøgvet mellom Toftanes og Kalbak samt det som stryker ut ved Sandvikar på Kallanes har retning tenderende mer mot Øst-Vest. Gjøgv er en betegnelse på lamellsoner i bergmassen som har oppstått som følge av de små innsynkningene som har funnet sted i den basaltiske avsetningen som Færøyene er en del av. Dette kan forstås som strekksoner, eller tensionssoner der man har det som i Norge i mange tilfeller kalles for sprekketog, eller soner med tettere oppsprekking. Gjøgv representerer altså ikke skjærbevegelser i bergmassen. De kan senere ha fått tilført materiale som danner fylling på sprekkene, gangbergarter. Ingen av de nevnte 'gjógver' på land har kunnet konstateres som omfattende lavhastighetssoner under fjorden.

Figur 9. Gjøgv på Eysturøy (til venstre) og på Hestøy (til høyre)

Siden Færøyene i dag er en nedslitt landmasse som tidligere var mye tykkere enn nåværende tykkelse, kunne man forvente remanente spenninger i berget. Det er imidlertid ikke målt eller

observert såvidt vi er kjent med og det finnes derfor ikke kvantitative data å forholde seg til. De mindre innsynkningene kan lokalt ha avspent bergmassen. Fra tidligere tunneler så kjenner vi til at det under drivingen av Vagatunnelen ble det registrert noe knitring fra berget i partier under land på Streymøy i selve byggeperioden, men ikke så mye at man fikk sprak og utfall. Det samme gjelder Nordoyatunnelen mellom Leirvik og Klaksvik, der ble det erfart sprakefjell under land på Klaksvik-siden der overdekningen var på det høyeste (ca. 650m). Man må således utgå i fra at spenninger må vurderes ut fra overdekningen til enhver tid langs tunnelen og derfor anta rent gravitative spenninger. Overdekningen på landsidene av Eysturøytunnelen er beskjeden.



Figur 10. Fugleperspektiv over Kalbaksfjord (til venstre) med innringet gjøgv og Jardfeingi sin tolkning (til høyre) med tunneltraseen tegnet inn

Sandoyartunnelen blir omtrent 10,9 km lang og skal bestå av en ett-løps tunnel fra Gamlarætt på Streymøy mot Tradadalur på Sandøy. Tunnelen har ett løp og maksimal stigning/fall på 5%. Tverrsnittet er gjennomgående T9,5. Lavpunktet i tunnelen er på ca. kt. -155. Tunnelen vil kunne drives med bruk av konvensjonell boring og sprengning. Det er imidlertid visse forhold som må ivaretas ved driving av en slik tunnel generelt og for tunnelen på tvers av Skopunarfjorden spesielt. Den undersjøiske delen av tunnelen utgjør ca. 6,5 km.

Jarðfeingi har laget en rekke rapporter om de geologiske forholdene i området rundt Skopunarfjorden. Dessuten er det utført refraksjonsseismikk av Geomap. I tillegg finnes refraksjonsseismikk utført av Geophysix i 2015. Landsverk sine mannskaper og utstyr har gjort vertikale kjerneboringer på landsidene. DWTeknikk har boret et vertikalt kjernehull og et retningsstyrt kjernehull i 2015 og 2016. Landsbyggifelagid har utarbeidet en tunneltrasé for prosjektet. Det er også utarbeidet som-bygget dokumentasjon for de to eksisterende undersjøiske vegtunnelen på Færøyene.

Det har vært gjennomført undersøkelser for en fremtidig kryssing av Skopunarfjorden gjennom flere stadier der forskjellige traseer for en undersjøisk tunnel har vært vurdert. Dette har i hovedsak inkludert refleksjonsseismikk, refraksjonsseismikk og kjerneboring, noe spredt som en følge av de ulike traseene og fjordens bredde samt krevende strømforhold. Man har reprosessert tidligere datainnsamling fra seismiske undersøkelser og de siste refraksjonsseismiske profilene ble utført i 2015 av GeoPhysix. Kjerneboring finnes på 7 ulike plasser der vertikale hull er boret ned gjennom stratigrafien som tunnelen skal drives i. Det er utført kjerneboring gjennom mer enn 85% av de formasjoner som tunnelen forventes å krysse, og det er kun den øverste del av tunnelens aller sydligste del som ligger slik til at det er ikke annen kilde til den geologiske beskrivelsen enn observerte forhold ute i felten

En klassisk referanse er imidlertid den geologiske kartleggingen som ble utført av Danmarks Geologiske undersøkelser og utgitt som den grunnleggende geologiske kartleggingen av Færøyene i 1969. Denne er også basis for figur 2 over.

Forundersøkelsene for Sandoyartunnelen ble avsluttet med ferdigstillelse av et nært 1200 meter langt retningsstyrt kjerneborhull boret fra Kirkjubøur og som krysser de geologiske horisontene til et dyp som når nært ned til tunnelens laveste nivå. Hullet er boret dels retningsstyrt og dels uten retningsstyring og følger ikke over tunneltraseen. Hensikten med dette borhullet var primært å bekrefte/avkrefte eventuelle lavhastighetssoner som var funnet ved refraksjonsseismiske undersøkelser i en dyprenne som stryker nært NV-SØ ut fra kysten ved Kirkjubøur, samt skaffe informasjon om de ulike stratigrafiske horisontene på Streymøysiden.

Den planlagte tunneltraseen vil gå gjennom både den øverste (Enni Formasjonen) og den mellomste basaltserien Malinstindur formasjon, og krysse ”Sneis formasjonen” som skiller mellom øverste og mellomste basaltseriene, i omtrent stasjonsnummer 6300 og 8500, med store usikkerhet. I motsetning til Eysturøytunnelen og de andre undersjøiske tunneler i Færøyene vil mesteparten av tunnelen imidlertid ligge i den øvre basaltserien og en kortere del på omtrent 20% av strekningen vil ligge i den mellomste basaltserien (den mellomste basaltserien forventes når tunnelen drives under det høyeste punktet på Sandøy og ut mot fjorden). En revidert tolkning av stratigrafien langs traseen viser at den ligger under "Argir formasjonen" og vil ikke krysse denne. Laghelningen i tunnelområdet er ca. 3° mot øst-nordøst i tråd med det allmenne bildet av stratigrafien på Færøyene.

Hastigheten i det som er vertsbergarten der tunnelen er planlagt drevet ligger rundt 4000m/sekund, men stedvis også ned mot det som GeoPhysix har definert som grensen mot lavhastighetssoner, 3500m/sekund. Det er også lokalt, på begge sider av fjorden registrert lavhastighetssoner mellom 2000 og 2500m/sekund. Det er ikke boret gjennom slike lavhastighetssoner da kjerneborhullene ikke nådde ut til disse.

Både refleksjons- og refraksjonsseismikk indikerer at det over vertsbergarten befinner seg en horisont med varierende tykkelse, men typisk fra 5 til 15 meter tykk, men på det meste opp mot 20 meter tykk. Fra refraksjonsseismikken har man hastigheter på denne som er omkring 2000m/sekund. Det er med andre ord vanskelig å si om dette er dårlig berg, eller om det er hardpakket, komprimert morenemasse. Den reprosesserte refleksjonsseismikken indikerer at det kun er en tynn løsmassetykkelse i fjorden, stedvis kun bart berg. Det er således noe usikkerhet omkring dette. Denne horisonten utgjør derfor en viss usikkerhet for tunneltraseen i og med at det retningsstyrte kjerneborhullet er avsluttet uten at det ble boret gjennom denne horisonten.

Tabell 4. Q-verdier uten korrigering for SRF og Jw på prøver fra kjerneborhull

	ST 1	ST 2	ST 3	ST 4	ST 5	ST 6	ES 3	ES 4
Q min	18	29	14	6	5	6	4	1
Q max	933	800	400	350	200	100	200	400
Q avg	320	181	239	45	37	32	37	60

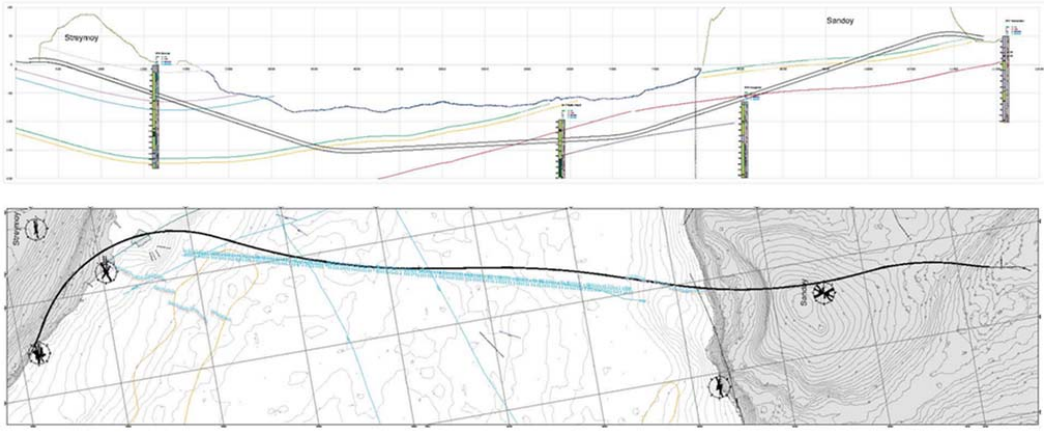
Bergarter og deres mineralogi og petrografi samt stratigrafiske forhold er naturligvis viktig for et slikt tunnelprosjekt, men minst like viktig er de strukturgeologiske forholdene i området. Dette er også beskrevet i rapport fra Jarðfeingi. Det er som det vil fremgå i teksten videre enkelte observasjoner av geologiske strukturer som kan få betydning for tunneldrivingen.

Lavhastighetssoner tilsvarende 2500-2600 m/s skulle tilsi en bergmassekvalitet kategorisert som svært dårlig. Øvrige hastighetssoner mellom 3000 og 4000 m/s indikerer et større spenn på kvalitet, fra svært dårlig til bra bergmasse. Ved hastigheter over 4000 m/s antar vi at kvaliteten i bergmassen er god til meget bra. Dette er grove inndelinger, men gir et bilde av forventede kvalitet langs tunnelens trase.

Figur 11. Fugleperspektiv av Skopunarfjorden og landet på hver side (gjøgv i hvite ellipser)

I figuren over ser man tydelig et gjøgv som skjærer Streymøy i øst-nordøstlig retning og som vises i den ovale ringen. Dette er Øksnagjøgv. Rett nordvest for dette finner man flere parallelle gjøgv til Øksnagjøgv, Sør for Øksnagjøgv viser ikke flyfotoene tilsvarende strukturer, men

flyfotoene antyder ett klart sprekkesystem som stryker NØ-SV. På Hestur viser flyfotoene flere gjøgv helt på sydspissen av øya, en hovedretning her er omtrent øst-nordøstlig som på Streymøy som for eksempel Hvannagjøgv, men enkelte gjøgv (Alvagjøgv) har også retning sørøstlig og stryker nært parallelt orienteringen av fjorden på Færøyene. Det tredje innringede området på figur 11 er Skalsagjøgv nordøst på Sandøy, dette gjøgvet stryker også nært øsv-vest, med tilsvarende retning som de beskrevne gjøgvene på Hestur og Streymøy.



Figur 12. Plantegning og lengdesnitt av Sandøytunnelen, legg merke til badekarformen i fjorden som skal krysses

Som beskrevet over var det behov for å gjøre noen justeringer på sikringssystemet som ble utarbeidet for Vagatunnilin før man gikk videre med Nordoyatunnelen. For de to neste tunnelene bygger man i bunn og grunn videre på de tidligere arbeidede og har derfor utarbeidet et system for bestemmelse av sikring som er basert både på Q-systemet og en mer kvalitativ beskrivelse av geologiske fenomen, disse er beskrevet på en slik måte at de skal være lett gjenkjennelige og lette å enes om. I tillegg er det lagt inn i sikringssystemet forslag til tallverdier for de enkelte parameterne i Q-systemet, dette for å forenkle anvendelsen. Vi har også tett kontakt med det ingeniørgeologiske fagmiljøet på Island og diskuterer med de hvordan Q-systemet skal anvendes, men som tv-reklamen; ost er ost stemmer ikke alltid, og basalt er ikke nødvendigvis alltid basalt. Og basalt på Island er betydelig mer uforutsigbar og komplisert enn dens navnebror på Færøyene.

I sikringssystemet er også lagt inn spesifikk sikringsomfang for de ulike klassene av bergmassekvalitet eller –karakter. Dette ble benyttet på Nordoyatunnelen og fungerte godt. For de to kommende tunnelene er dette bare oppdatert til å ta de siste justeringene i sikringsbestemmelse i Norge inn i systemet. Vi har all grunn til å tro at dette skal fungere også nå og derfor er dette lagt referert til i anbudsdokumentene samme med en standard tegning over sikringsinnstallasjoner.

SIKRINGSKLASSER			
SIKRINGS-KLASSE	**KVALITATIV BESKRIVELSE**	**BERGSIKRING TILTAK OG OMFANG**	**VEILEDENDE Q-VERDI** (typisk parametervalg)
A (Godt og meget godt berg)	* Basalt/bergmasse med stor sprekkeavstand Js>0,6m	Spredt bolting (L=3 m) Lokal sprøytebetong 90 mm (uarmert) [1, 2]	Q > 15 (RQD=60-100, Jn=1-4, Jr=2-4, Ja=0,75-3, Jw/SRF=1
B (Middels til godt berg)	* Basalt/bergmasse med moderat sprekkeavstand 0,2m<Js<0,6m	Systematisk bolting 0,2 bolter/m2 (tilsv. 2,0x2,5m), L=3-4 m (heng) Spredt bolting L=3 m (veggene) Sprøytebetong 90 mm, fiberarmert E700 (heng)[2] Spredt sprøytebetong 90 mm, uarmert (veggene) [1,2]	2<Q≤15 (RQD=40-75, Jn=4-9, Jr=2-4, Ja=1-3, Jw/SRF=1)
C (Spesielle geologiske former)	* Tuff horisonter * Mekanisk svake bergartslag som ryr og smuldrer * Druserom	Systematisk bolting 0,2 bolter/m2 (tilsv. 2,0x2,5 m), L=3-4 m Sprøytebetong 90mm, fiberarmert E700[2] (Heng/vegger behandles likt, sikringstiltaket kan utføres lokalt der de beskrevne geologiske forhold opptrer)	Ikke relevant å foreta Q-klassifisering i denne sikringsklassen
D (Veldig dårlig og dårlig berg)	* Bergmasse med liten sprekkeavstand Js<0,2m * Lamellsoner * Intrusive basaltganger * Bergtrykk	Systematisk bolting i heng/vegg 0,35/0,25 bolter/m2 (tilsv. 1,7x1,7 m/2x2 m), L=4m Sprøytebetong i heng/vegg 120/90 mm fiberarmert E1000. Ved bredde på soner >2 m behandles vegg og heng likt	0,4<Q≤2 (RQD=25-50, Jn=9-15, Jr=0,5-2, Ja=2-4, Jw=1-0,66, SRF=1-10)
E (Ekstremt dårlig og dårlig berg)	* Forkastningssoner * Skjærsoner	Systematisk bolting i heng/vegg 0,6/0,6 bolter/m2 (tilsv. 1,3x1,3 m), L=4 m Sprøytebetong 150/150 mm, fiberarmert E1000 (heng/vegg)	0,04<Q≤0,4 (RQD=10-25, Jn=12-20, Jr=0,5-2, Ja=3-8, Jw=0,66, SRF=2,5-5)
F (Ekstremt dårlig berg og verre)	* Knusningssoner med leirfylling	Systematisk bolting i heng/vegg 0,8 bolter/m2 (tilsv. 1,0x1,25 m), L=4m Fiberarmert sprøytebetong E1000, 150-250mm RRS (kamstålarmerte sprøytebetongbuer)	Q≤0,04 (RQD=10, Jn=15-20, Jr=1, Ja=3-12, Jw=0,66, SRF=5-10)

Js: Joint spacing (midlere sprekkeavstand)

[1] Forsegling med sprøytebetong av lokalt opptredende fenomen som ikke krever stabilitetssikring

[2] Av hensyn til bestandighet på sprøytebetong er 90 mm sprøytebetongtykkelse minimumstykkelse.

Figur 13. System for å bestemme sikring (Fra tilbudsgrunnlaget utarbeider av Norconsult)

Til tross for at man har et slikt relativt omfattende system for bestemmelse av sikring er hensikten at man skal ha den samme nitidige oppfølgingen som man har på anlegg i Norge med tilstedeværelse av ingeniørgeologer i tunnelen og Byggherrens halvtime. Det skal imidlertid være enkelte å skille de ulike geologiske fenomenene fra hverandre og kunne allokere rett sikring. Dette skal også skje i godt samarbeide mellom partene og da kam det ofte være enklere å ha rene kvalitative beskrivelser å referere til enn Q-verdier. Minste sprøytebetongtykkelse er satt til 90 mm, men i en sparekampanje kan det ikke utelukkes at dette reduseres.

På EST har Norconsult vært konsulent for utarbeidelse av forprosjekt og anbudsdokumenter for tunneler og installasjoner, mens det lokale selskapet Landsbyggifelagid har hatt ansvaret de prosjekteringsoppgavene som er knyttet til veg i dagen og frem til tunnelpåhugg. Lokale entreprenører er allerede i gang med å bygge veg fra eksisterende infrastruktur og frem til tunnelpåhuggene der tunnelentreprenøren overtar. Tunnelentreprenøren som i skrivende stund ennå ikke er valgt skal også ha tiltransportert til sitt ansvar elektro og mekaniske installasjoner. SINTEF har hatt rollen som en spesialrådgiver til byggherren på tunnel og har vært tilkoplet prosjektet siden det ble oppstartet på ny i 2014.

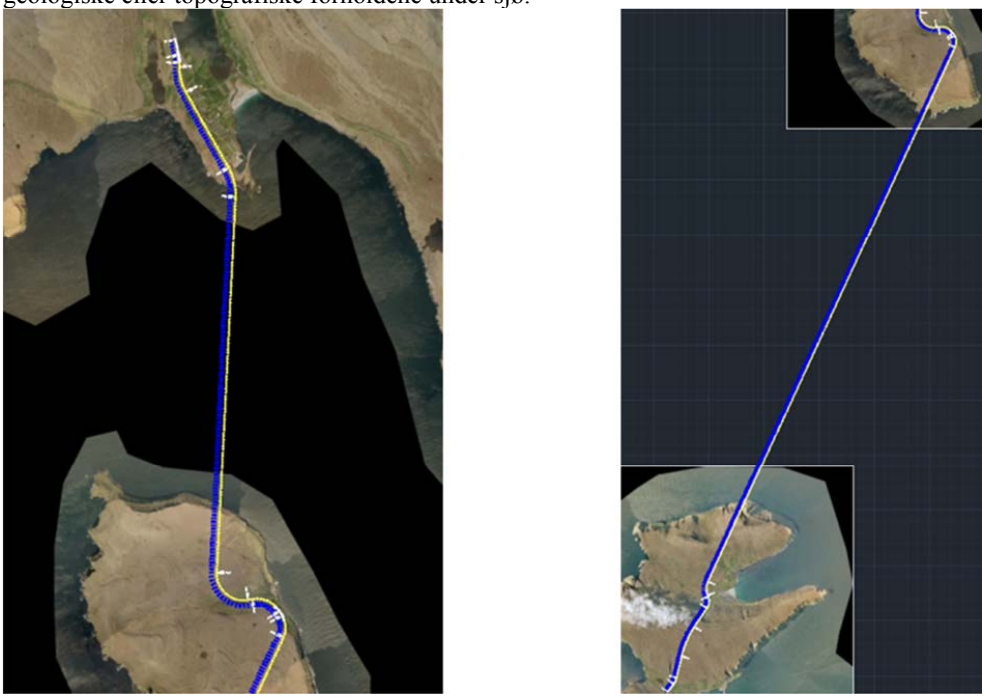
DEN NESTE ULTIMATE UTFORDRINGEN, NÆRT 30KM TUNNEL TIL SUDURØY

Færingene har ikke engang begynt å drive tunnel for de to ovennevnte prosjektene før de starter å se på det neste prosjektet, den ultimate utfordringen med undersjøisk tunnel som skal forbinde Sandøy med Sudurøy kan bli opp mot 30 km avhengig av tunneltrasen. De første tankene om en slik tunnel daterer seg dog tilbake i hvertfall 10-12 år, men hvor mange som tror at dette virkelig vil komme er ikke godt å si. Man kan nok dog anta at jo dypere ned i lagpakken man kommer og spesielt når man kommer i grenseovergangen mellom den mellomste og den nedre basaltserien, der Sudurøy stratigrafisk befinner seg, så øker vanskelighetsgraden med å drive tunnel i disse bergmassene.

Et utall av linjer har vært lagt på kartet uten at noen av de egentlig har vært godt fundert. I 2013 så så man for seg ulike alternativer for en undersjøisk kryssing omtrent som vist i figuren under. Et utall av muligheter, felles for de alle er at det kommer til å bli en lang tunnel.

Figur 14. Mulige lange tunneltraseer mellom Sandøy og Sudurøy (LV)

Dette har så Landsverk på Færøyene foredlet noe uten at man har noe fysisk grunnlag for de geologiske eller topografiske forholdene under sjø.



Figur 15. Fra Sandøy i nord til Skuvøy i midten og så ned til Sudurøy i sør med to tunneler (LV)

Tunnelen vil på det meste kunne ha en trafikkmengde på 1000-1500 kjøretøy. Det er med andre ord en temmelig lang tunnel for et beskjedent trafikkgrunnlag. For å kunne slippe unna med eksempelvis en enkeltløpstunnel har man sett på muligheten for å kunne komme opp på ei øy mellom Sandøy og Sudurøy, denne heter Skúvoy. Dermed stykkes den lange tunnelen opp i to tunneler, en fortsatt ganske lang (~17 km) og en annen noe kortere (~9km), og øya Skúvoy koples til traseen.

BETYDNINGEN AV DISSE TUNNELENE PÅ FÆRØYENE OG KORT OM ERFARINGER MED DEN OPERATIVE FASEN

Utbyggingen av undersjøiske vegtunneler på Færøyene har en enormt betydning for samfunnet på øyene. Vagatunnelen har gjort tilgangen til flyplassen enklere og kortere for alle på Færøyene. Atlantic Airways har opplevet en sterk økning i passasjertrafikken og lufthavnen ble for noen få år siden gjenstand for en betydelig utbedring. Folk kan fortsette å bo på Vågøy mens arbeidsreisen går inn til Streymøy på daglig basis, dette gjelder for 5% av trafikmengden. Trafikken gjennom Vagatunnelen har økt fra 985 biler/døgn (ÅDT) i 2003 til over 2000 kjøretøyer for det siste året inkludert september 2016. Det er en god utvikling og har også betydd at prisen for å bruke tunnelen er senket betydelig i de siste årene og er i dag 25% i nominell krone av hva den var i åpningsåret. Tunnelen er forventet å være nedbetalt i løpet av inneværende eller neste år.

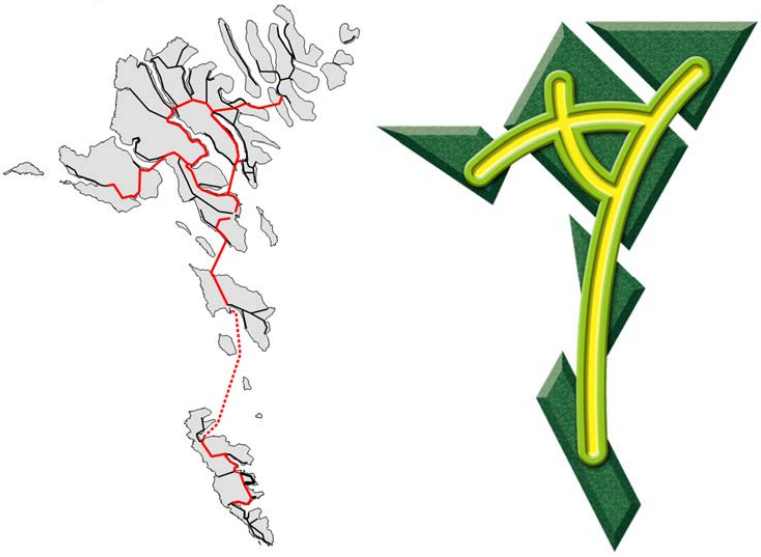
Generell tilfredshet med tunnelen ut til Vågøy indikerer at brukerne, på en skala fra 1-7 gir den 6,0. Vagatunnelen oppfattes mørk, særlig den langsgående skuldrene som kun er gruset. All asfalt-slitasjen ender i grusen og kan ikke enkelt renses opp. Belysningsnivået oppfyller kravene, men det tas sikte på å med tiden skifte til LED-lys. Og så overveies det å støpe skuldrene for å lette rengjøringen.

I Vagatunnelen skjedde det en alvorlig ulykke kort tid efter at tunnelen åpnet, hvor man hadde et arbeide i gang inne i tunnelen, uten at tunnelen var stengt. En arbeider ble påkjørt av en bil med høy hastighet og vedkommende fikk livsvarige skader. Det er kun en bil, som har kjørt inn i veggen, hvor sjåføren fikk kun "små-skader". Det har vært to tilfeller der lastebiler har brukt brandslukkerne utenfor tunnelmunningen (begge på veg inn i tunnelen). I begge tilfellene kunne de slukke ilden med en enkelt brannslukker uten større problemer.

Nordoyatunnelen har nedslagsfelt fra en helt annen befolkningskonsentrasjon enn for Vagatunnelen, men mangler helt det sentrale elementet som flyplassen er for trafikkveksten. Like fullt har man i løpende årstelling for siste telling i september 2016 nådde snaut 2800 kjøretøyer (ÅDT). I 2006 var trafikken omlag 1800 kjøretøyer. De som benytter tunnelen hver dag for arbeidsreiser utgjør ca.10% av trafikkmengden, hvilket skulle bety at en betydelig andel av transporten er trafikk utenfor rene arbeidsreiser, og i tillegg kommer naturligvis transport av fiskeprodukter og lignende. Den generelle tilfredsheten med Nordoyatunnel på en skala fra 1-7 er på 6,2.

Det har kun vært to solo-ulykker i Nordoyatunnelen der personbiler har kjørt inn i tunnel-veggen. Den ene sjåføren hadde falt i søvn, den andre var uoppmerksom. I begge tilfeller var det kun små-skader på de involverte.

Med Vágatunnelen's åpning bandt man sammen 73 % av Færøyenes befolkning mens med Nordoyatunnelen også koplet på trafikknettet så har man bundet sammen 86 % av Færøyenes befolkning.



Figur 16. Færøiske undersjøiske tunneler binder sammen landet (Fra Fridrik Heinesen (LV))

Ved å få Eysturoyartunnilin tilkoplet det samme nettverket øker andelen færinger som er bundet sammen også, skjønt effekten av denne tunnelen er ikke så kraftig målbart, men da er 86 % av Færøyene bundet sammen. Ved å ta inn Sandøytunnelen vil man øke denne andelen til 88 %, mens det siste store steget tar man ved å bygge tunnelen ned til Sudurøy som vil medføre at 99 % av Færøyenes befolkning er på det samme vegnettet. Det vil være en infrastrukturrevolusjon å kunne kjøre fergefritt fra Sudurøy til Nordøyene. Det som tidligere var en dags reise eller mer blir en kjøretur på noen timer

Avslutningsvis en kort anekdote, som det vel har fremkommet gjennom teksten så har Færingene omlag 1,5 meter tunnel per hode når de to tunnelene som ligger inn under ESTpf sitt ansvarsområde er ferdigstilt. Dersom man fortsetter med Sudurøytunnelen får man ytterligere en halvmeter tunnel per Færing, da er de på høyde med nordmenn, vi har også omlag 2 meter tunnel per nordmann. Det minner en sportsinteressert ingeniørgeolog om følgende oppslag på VG-nett mens han satt og skrev sammen denne artikkelen.

Figur 17. Forbigått av Færøyene både på fotballstatistikken (og snart på tunnelstatistikken og)

Det er kan hende på tide å slukke lyset i fotballstudio, så får vi håpe vi klarer å holde fanen høyt hevet i andre sammenhenger. Tunneler bygges mange andre plasser enn i Norge. Vi skal bygge mye og fort i Norge om vi ikke skal bli tatt igjen også på tunnelstatistikken, men så er det det med statistikk da!

TAKK TIL GODE HJELPERE

Jeg vil avslutningsvis få rekke en stor takk til flere gode hjelpere som har bidratt til å få på plass en rekke detaljer som en fyr som meg ikke alltid har like god kontroll over; min gode venn David R. Hansen fra planleggingen og byggingen av VTU og NTU, geolog Martin Heinesen i Jardfeinig, den som kan mest om geologi på Færøyene og som jeg har hatt gleden å lære alt om den Færøyske geologi av (han prøvde), Teitur Samuelsen og Einar Brimnes i EST som tillot bruk av materiale fra prosjektet til denne artikkelen og som nå styrer skuta for de to neste tunnelene; Niklas Foldbo, en legende hva gjelder tunneler på Færøyene; Fridrik Heinesen i Landsverk som har startet å se mot Sudurøy gjennom et tunnelløp, Armgarð Steinholm i Landsverk som fant frem gamle bilder fra Leynar.

FIRE TUNNELBOREMASKINER FRA ETT SENTRALT ANLEGGSOMRÅDE

FOUR TUNNEL BORING MACHINES STARTING FROM ONE CENTRAL CONSTRUCTION SITE

Fernando Vara, Project Director - Acciona Ghella Joint Venture.

SAMMENDRAG

Acciona Ghella Joint Venture skal bygge hoveddelen av den nye tunnelen på Follobanen (EPC TBM), på oppdrag av Jernbaneverket. Tunnel utgjør hoveddelen av prosjektet og omfatter to 20 km parallelltunneler. AGJV vil bygge 18,5 km tunnel ved hjelp av fire tunnelboremaskiner (TBMer).

Tunnelboremaskinene vil bore et hull med diameter 9,96 m, samtidig som tunnelen belegges med betongelementer. Når den er ferdig vil tunnelen bli 8,75 m i diameter innvendig, og i løpet av hele strekningen vil det tas ut omtrent 9 til 10 millioner tonn steinmasser. Installasjon av jernbanesystemer er også en del av prosjektet, og alt skal være ferdigstilt i 2021.

SUMMARY

Acciona Ghella Joint Venture is commissioned by the Norwegian National Railway Administration (Jernbaneverket) to construct the main part of the tunnel at the Follo Line (EPC TBM). The tunnel will be the most significant part of the project, including two 20 km separate single-track twin tunnels. AGJV will construct 18.5 km of the tunnels by using four Tunnel Boring Machines (TBMs).

The tunnel boring machines will drill a hole of 9.96 m in diameter, and line the tunnel with concrete segments, producing a smooth and water tight solution. In itself the tunnel will be 8.75 m in diameter when it's completed. In total approximately 9-10 million tons of rock will be excavated in the tunnel boring. Installation of railway systems is also a part of the project, which will be completed in 2021.

INNLEDNING

Jernbaneverket har engasjert Acciona Ghella Joint Venture til å bygge hoveddelen av den nye tunnelen på Follobanen (EPC TBM). Selskapet startet opp i 2015 og holder til på anleggsområdet på Åsland i Oslo.

OM FOLLOBANEPROSJEKTET

Follobaneprosjektet er det største samferdselsprosjektet i Norge. Prosjektet består av 22 km dobbeltspor mellom Oslo Sentralbanestasjon og den nye jernbanestasjonen på Ski, sør for Oslo.

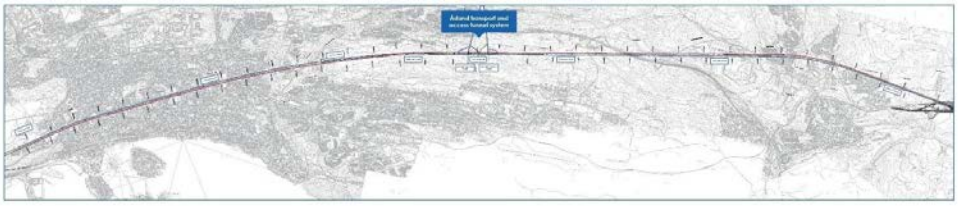
Follobanen er den innerste delen av InterCity-utbyggingen sør for Oslo, og det er Jernbaneverket som er byggherre. Arbeidet med bygging av tunnelen med tunnelboremaskiner (EPC TBM) utgjør den største kontrakten i prosjektet, og innebærer prosjektering, innkjøp og bygging av tunnelen.

TUNNELEN

Tunnelen på Follobanen er den mest omfattende delen av Follobane-prosjektet og inkluderer to 20 km separate tunneler med enkeltspor. Tunnelen blir Nordens lengste jernbanetunnel når arbeidet er fullført i 2021.

Acciona Ghella Joint Venture bygger 18,5 km av tunnelen ved å bruke fire tunnelboremaskiner. De fire tunnelboremaskinene starter fra anleggsområdet på Åsland i Oslo og borer hele tunnelen, med unntak av ca. 1,5 km. Hver av de fire TBMene skal således bore ut ca 9 km tunnel hver.

Det er planlagt en tverrforbindelse ca hver 500 m av tunnelen, og hver forbindelse blir på rundt 25 m2. Tverrforbindelsene skal sprenges ut ved konvensjonell sprengning. Det er også laget en rømningstunnel, samt et tunnelsystem ved Åsland.



Bilde 1: Rute for TBM-tunnel mellom Oslo og Ski.

OM TUNNELBOREMASKINENE

En tunnelboremaskin er en maskin som borer ut en tunnel, monterer betongelementer og samtidig frakter bort de utgravde steinmassene. Dette skaper en bestandig og vanntett tunnel i en prosess. Alle fire maskinene er spesielt designet for å håndtere den harde norske granittiske gneisen.

Tunnelboremaskinen borer ut fjell og stein ved hjelp 71 kuttere på borehodet. Rotasjon av borhodet og trykket fra TBMen sørger for å bore ut fjellet. For å komme seg fremover benytter maskinen et gripesystem som presser mot sideveggene i tunnelen. Double Shield TBM, som brukes på Follobanen, gjør det mulig å bore gjennom vanskelige grunnforhold.

Bilde 2: TBM2 «Dronning Ellisiv» ved utgangspunktet for tunnelboringen, i monteringshallen ved Åsland.

To av tunnelboremaskinene vil bore nordover mot Oslo, og to bore sørover mot Ski, med startpunkt på Åsland, sør i Oslo. Jernbanetunnelen blir 8,75 meter i diameter (borehullet blir 9,96 m).

Figur 1: Startpunktet fra anleggsområdet på Åsland i Oslo.

TBMene er produsert av det tyske selskapet Herrenknecht. Fra fabrikken i Tyskland ble maskinene transportert med lastebil og båt til byggeplassen, der de ble montert i monteringshaller i tunnelsystemet.

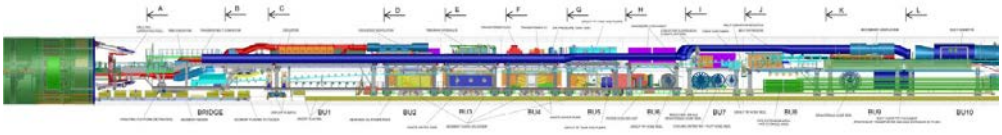
I september og oktober 2016 startet de to første TBMene boringen mot Oslo, mens de to sørgående TBMene starter i november og desember 2016. Det er planlagt at maskinene vil bruke rundt to år på boringen.

Bilde 3: Samferdselsminister Ketil Solvik-Olsen startet opp TBMen «Dronning Eufemia» den 5. september. Statsminister Erna Solberg døpte maskinen.

Fakta om tunnelboremaskinene:

- Lengde: 150 m
- Vekt: 2400 tonn
- Diameter tunnel / TBM: 8,75 / 9,96 m
- Antall kuttere på borehodet: 71
- Planlagt gjennomsnittlig utgravingshastighet: 12-15 m / dag
- Installert effekt: 6200 kW

Den bakre delen av maskinen monterer prefabrikerte betongelementer som settes sammen, boltes fast i en ring og danner en vanntett tunnel. Til en tunnelring går det syv betongelementer.



Snitt av tunnelboremaskinene på Follobanen.

Bilde 4: Innvendig foran ved borhodet på tunnelboremaskinen.

ANLEGGSOMRÅDET

På anleggsområdet på Åsland er den nye tunnelbyen bygget, med kontorer, produksjonslokaler og boområde. Den mest dominerende bygningen på anleggsområdet er fabrikken som skal produsere betongelementer. For øvrig er tunnelinngangen nederst til venstre og transportbåndet som frakter masser fra tunnelen i midten.

Bilde 5: Anleggsområdet på Åsland med fabrikk, kontorer og øvrig infrastruktur.

Betongelementfabrikk

Betongelementfabrikk skal kontinuerlig forsyne tunnelboremaskinene med elementer til

tunnelen. Hele fabrikkområdet er ca 20 000 m2 og har tre produksjonslinjer, betongblandeverk, pukkhåndtering og andre installasjoner.

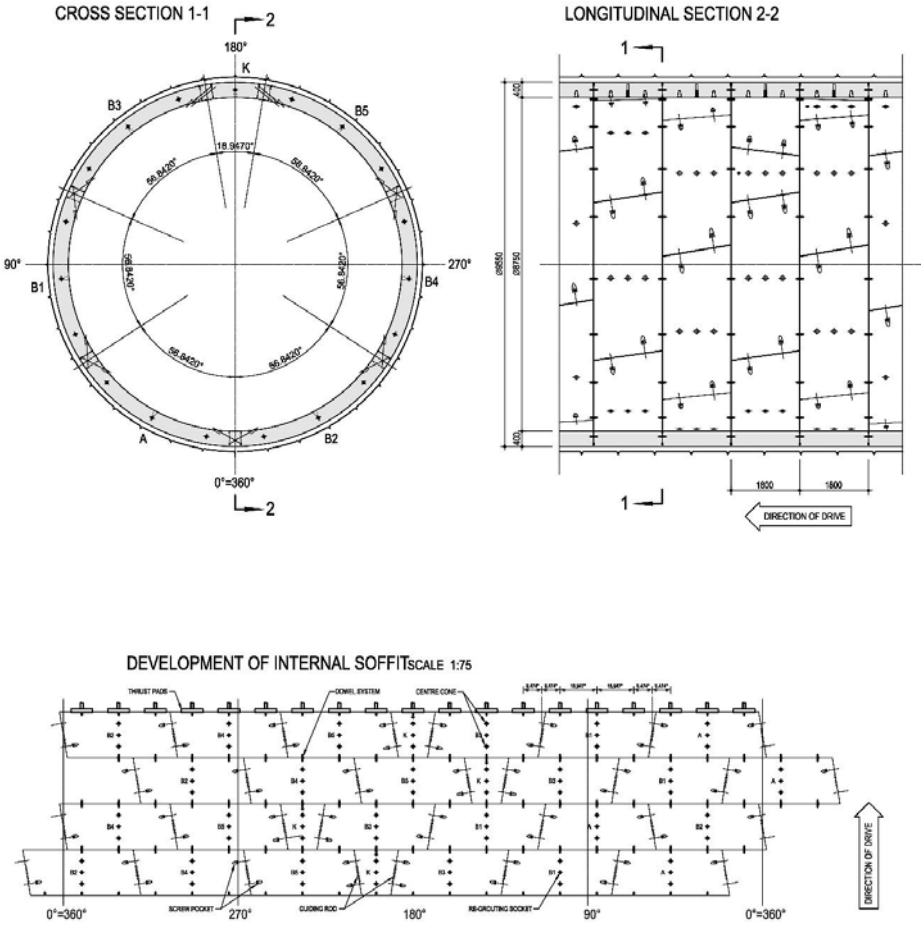
I fabrikken er det planlagt å produsere nesten 20 000 komplette ringer, eller 140 000 betongelementer, i tillegg kommer 20 000 bunnelementer.

Fakta om betongelementene

- En komplett tunnelring veier 51,6 tonn og består av syv betongelementer, i tillegg til ett bunnelement
- Hver ring er 1,8 m bred, 9,55 m høy og 40 cm tykk
- Hver ring består av 32 deler, inkludert elememter, foringer og rør

Bilde 6: Betongelementene blir støpt i former på fabrikken.

Bilde 7: Ferdigproduserte betongelementer ved fabrikken.



Figur2: Sammensetting av betongelementene til tunnel.

Bilde 8: Ferdig boret tunnel med betongelementer på veggene.

SYSTEMER I TUNNELEN

Installasjon av styringssystemer for jernbanen er også omfattet i prosjektet, som vil være sluttført i 2021. Slike systemer omfatter ventilasjon, brann, skinnesystemer og strømforsyning.

GEOLOGI OG MASSELAGRING

Geologien på strekningen består hovedsaklig granittisk gneiss, men med innslag av amifibolitt og pegmatitt. Det er varierende overdekning mellom tunnel og overflate, fra 10m til 155m. Det foretas sonderboring i front av TBM for å se på geologi og vanninntrengning.

Totalt vil det transporteres ut rundt 9-10 millioner tonn stein i løpet av utbyggingen. Rundt 10 prosent av massene planlegges gjenbrukt i betongproduksjonen, mens mesteparten vil lagres på et masselagringsområde øst på anleggsområdet.

Bilde 9: Masselagringsområdet på Åsland.

MILJØ OG SIKKERHET

Hensyn til miljøet og bærekraftig anleggsvirksomhet er svært viktig for AGJV, og selskapet bruker løsninger som reduserer miljøpåvirkningen. I samarbeid med Jernbaneverket, vil AGJV gjennomføre prosjektet på en skånsom måte og begrense negative effekter.

I gjennomføringsfasen vil lokalsamfunnene bli påvirket av støy, støv og aktivitet på anleggsområdet. Jernbaneverket og AGJV jobber aktivt for å ha god kontakt med omgivelsene og finne frem til løsninger.

Målet er at ingen arbeidstaker kommer til skade eller at lokalsamfunnet påføres skade. For å oppnå dette har byggherren Jernbaneverket og AGJV som entreprenør utarbeidet strenge retningslinjer og standarder.

På anleggsområdet gjøres alt for å ha et sikkert og godt arbeidsmiljø. I hverdagen betyr dette en rekke tiltak. Alle som jobber på anlegget eller besøker anleggsområdet må gjennom en sikkerhetsintroduksjon, og ute på anleggsområdet er fullt verneutstyr obligatorisk.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

BERGBRYTNING UNDER KUTTERNE PÅ EN TBM – EN DEL AV FORSKNINGSPROSJEKTET FAST-TUNN

Rock breaking under disc cutters of a TBM – A part of the research project FAST-Tunn

Solveig Vassenden, PhD-kandidat IGB, NTNU/ Multiconsult ASA

SAMMENDRAG
Erfaring fra tidligere TBM-prosjekter i Norge viser at effektiv boretid er på ca. 40% av totalt tidsforbruk, og at ca. 15% av tiden brukes til kutterbytte. En liten økning i kutterlevetiden vil derfor gi store besparelser både i form av materialkostnader og i ren tidsbesparelse. Kutterlevetiden avhenger blant annet av materialegenskapene til kutterstålet, kutterdesignen, hvordan operatøren kjører TBMen og de geologiske forholdene. De tre førstnevnte faktorene kan i teorien endres aktivt underveis i prosjektet, mens de geologiske betingelsene er fastsatt når linja er valgt. Et viktig spørsmål i denne sammenhengen er derfor å finne ut om det er mulig å unngå å jobbe mot de geologiske forholdene, eller kanskje til og med dra nytte av dem. For å få til det, er det essensielt å vite hva som skjer i bergmassen når den utsettes for lasten fra kutterne på en TBM.

Foreliggende artikkel vil presentere noen sentrale deler av arbeidet til stipendiat Solveig Vassenden. Ett av målene for hennes arbeid har vært å etablere en økonomisk- og tidsmessig gjennomførbar metode for å kartlegge effekten av kutterne i tunneler under driving, for deretter å benytte denne metoden for å undersøke og dokumentere hvordan bergmassen påvirkes av TBM-kuttere.

SUMMARY
Experiences from previous TBM projects show that the TBM is boring about 40% of the total boring time, and that cutter change takes about 15 % of the total boring time. A small increase in cutter life will therefore give a considerable saving potential, looking at material costs and time spent. The cutter life depends on the material properties and design of the cutters, the geological conditions and on how the operators run the TBM. Both cutter related parameters and the operation of the TBM can theoretically be changed during a tunnel project. The geological conditions are unchangeable, but it might be possible to avoid working against them, or even to take advantage of them. To do that it is essential to know what is happening in the rock mass when it is exposed to the load from the cutters on the TBM.

This paper will present some of the findings from Vassendens research. One scope of this PhD is to find an economical and time efficient method to detect and map the effects of the disc cutters, not only in a small scale test, and to use this method to investigate and document how the rock mass is effected by the disc cutters of a full size TBM in hard rock.

INNLEDNING

Tunnel Boring Machine eller tunnelboremaskin (TBM) har vært benyttet til driving av tunneler helt siden starten på 1800-tallet. I Norge ble metoden første gang tatt i bruk under driving av tunneler til Tokke kraftverk i 1967, og mer enn 250 km tunnel ble drevet med TBM frem til kraftverksutbyggingen i Meråker ble avsluttet i 1992/1993. Etter dette hadde det ikke vært TBMer i drift i Norge før oppstarten ved Nye Nedre Røssåga kraftverk i november 2013. Dersom en ser verden under ett har TBM i løpet av disse 20 årene blitt den foretrukne metoden å drive tunneler på, og anslagsvis 60-80 prosent av alle nye tunneler drives av TBMer. Teknologien har utviklet seg, og maskinene har blitt større, mer fleksible og mer effektive. Utviklingen har derimot ikke gått like fort når det gjelder kuttere og kutterstålet som er i bruk. I dag er det TBMer som er utrustet med 20 tommers kuttere, men stålkvaliteten er fortsatt den samme som for flere ti-år tilbake.

For å bøte på den manglende teknologiutviklingen innen kuttere startet man et fireårig forskningsprosjekt; *Future Advanced Steel Technology for Tunneling* (FAST-Tunn) der stål og kuttere var i fokus. Forskningen var rettet spesielt mot utvikling av TBM-kuttere og forståelsen av grensesnittet mellom roterende TBM-kuttere i stål og bergmassen.

Figur 1: Prosjektet FAST-Tunn har fokus på TBM-kuttere (venstre side) og Tribologilaboratoriet (høyre side)

Prosjektet hadde en ramme på ca. 30 mill NOK. Av disse dekket Norsk forskningsråd (NFR) 10,5 mill NOK. I tillegg kom 7 mill NOK som ble dekket av industripartnere, en offentlig byggherre, og egeninnsats fra partene i prosjektet. Industripartnerne var Robbins, BASF, BMS og Scana Steel Stavanger. Jernbaneverket var med som eneste offentlig byggherre. I tillegg var NTNU (IGB og IBAT), SINTEF Raufoss samt SINTEF-instituttene Materialer &Kjemi og SINTEF Byggforsk med på prosjektet hvor Eivind Grøv var prosjektleder. Underveis ble prosjektet utvidet ved at LNS og Babendererde ble invitert med i prosjeket som en direkte følge av at LNS startet opp TBM-driving for Røssåga vannkraftprosjekt og et identifisert behov for håndtering og systematisering av de store mengdene produksjonsdata som kan hentes ut fra en TBM under boring.

Målet var å øke forståelsen av, og å dokumentere, det som fysisk skjer i grensesnittet mellom stålet i TBM-kutterne og det geologiske materialet. Målsetningen var å produsere kuttere som gir en økt effektivitet på 25 prosent i forhold til eksisterende kuttere. Anvendelse av skum i forbindelse med slik levetidsøkning var også svært interessant å dokumentere.

Javier Macias og Solveig Vassenden ble engasjert som PhD-stipendiater ved hhv. Institutt for bygg, anlegg og transport (BAT) og Institutt for geologi og bergteknikk (IGB) ved NTNU. Sistnevnte har supplerende finansiering fra NFF's utdanningsfond. I tillegg har Yongbeom Seo

vært knyttet til FAST-Tunn, gjennom BAT, men han har hatt egen finansiering utenfor prosjektet. Stipendiatene har jobbet med følgende oppgaver:

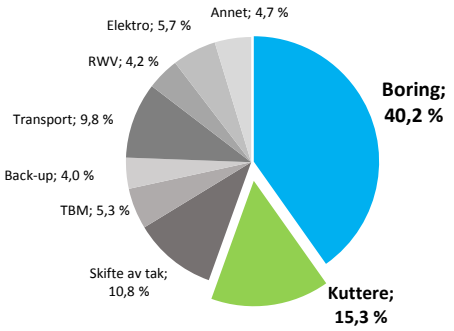
- Macias : «*Estimation of TBM Performance and Tool Life*» (veiledere: Amund Bruland og Eivind Grøv)
- Seo: «*Numerical modelling of rock breaking of hard rock in TBM tunneling*» (veileder: Amund Bruland)
- Vassenden: «*Mechanical properties of geological material influencing abrasion of cutter steel for TBM-boring*» (veiledere: Eivind Grøv og Charlie Lie)

FAST-Tunn er tidligere presentert på Fjellsprengnignskonferansen i 2013 av prosjektleder Eivind Grøv og stipendiat Solveig Vassenden. Prosjektet ble avsluttet 2015, i henhold til opprinnelig plan for prosjektet. I skrivende stund har Macias levert sin oppgave, og venter på å få disputere. Seos oppgave er for tiden under arbeid, og Vassendens oppgave er under ferdigstillelse.

Foreliggende artikkel vil presentere noen sentrale deler av arbeidet til Vassenden. Det bemerkes at denne artikkelen ikke behandler bakgrunnen for alle valg og vurderinger som er tatt, og at enkelte tema ikke er behandlet. Detaljer vedrørende resultater er heller ikke presentert.

BAKGRUNN FOR PHD-ARBEIDET

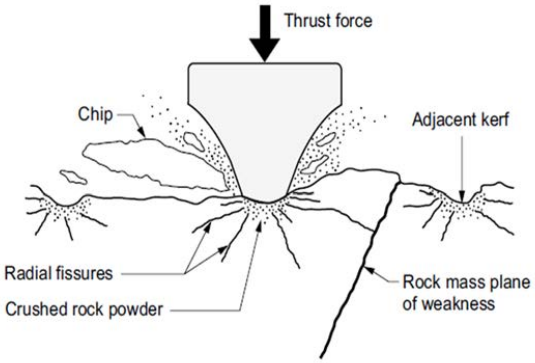
Erfaring fra tidligere TBM-prosjekter i Norge viser at effektiv boretid er på ca. 40% av totalt tidsforbruk, og at ca. 15% av tiden brukes til kutterbytte, se Figur 2. En liten økning i kutterlevetiden vil derfor gi store besparelser både i form av materialkostnader og i ren tidsbesparelse. For eksempel vil en 10 prosent økt kutterlevetid på på Follobane-prosjektet gi en besparelse på 20-25 mill. kroner, kun knyttet til forbruk av kutterne. Legger man til tidsbesparelsen vil det ligge ytterligere en besparelse på rundt 125 mill. kroner.



Figur 2: Tidsforbruk under boring av tunneler ved Meråker kraftverk (Johannesen, Askilsrud, & Bruland, 1998).

Kutterlevetiden avhenger blant annet av materialegenskapene til kutterstålet, kutterdesignen, hvordan operatøren kjører TBMen og de geologiske forholdene. De tre førstnevnte faktorene kan i teorien endres aktivt underveis i prosjektet, mens de geologiske betingelsene er fastsatt når linja er valgt. Et viktig spørsmål i denne sammenhengen er derfor å finne ut om det er mulig å unngå å jobbe mot de geologiske forholdene, eller kanskje til og med dra nytte av dem. For å få til det, er det essensielt å vite hva som skjer i bergmassen når den utsettes for lasten fra kutterne på en TBM. Figur 3 viser en allmenn akseptert prinsippskisse for hvordan

bergbrytningen skjer under kutterne på en TBM. Det er imidlertid ingen som har gjort undersøkelser som kan bekrefte, avkrefte eller nyansere denne prinsippskissa.



Figur 3: Prinsippskisse for bergbrytning under en kutter på en TBM (Bruland, 1998).

Ett av målene med denne PhDen har derfor vært å etablere en økonomisk- og tidsmessig gjennomførbar metode for å kartlegge effekten av kutterne i tunneler under driving. Først etter at en slik metode er etablert kan arbeidet med å undersøke og dokumentere hvordan bergmassen påvirkes fortsette. Det har blitt utført tester i lab, og det er mye teoretisk kunnskap om dette, men det er ikke tidligere tatt prøver på stuff til dette formålet. Faktorer som sprekketetthet, hvor dypt inn sprekkene går, hvilken vinkel de har i forhold til stuffen og i hvilken grad geologiske forhold som for eksempel lagdeling og kornstørrelse påvirker oppsprekkingen er viktig kunnskap å ta med seg videre i arbeidet med å redusere kutterslitasjen og å øke effektiviteten.

PRØVETAKING, GEOLOGISK KARTLEGGING OG VISUELL KONROLL AV KJERNEPRØVER

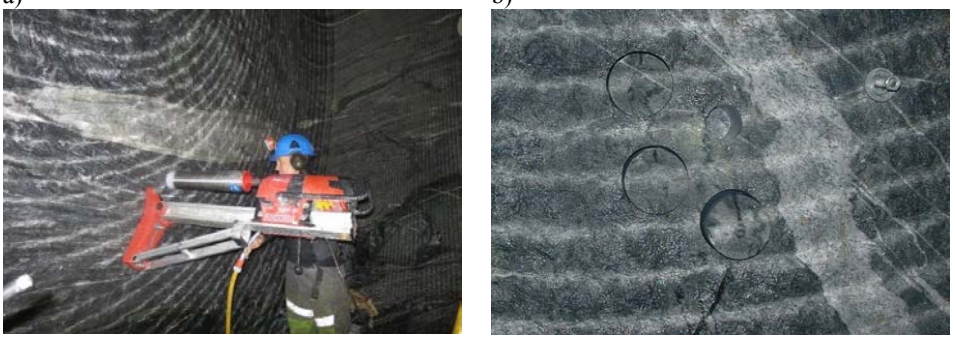
Med både Robbins og LNS med som partnere i FAST-Tunn var det naturlig å bruke prosjekter der de var aktive parter til feltarbeid. Feltarbeidet for dette PhD-arbeidet har vært utført ved Alimineti Madhava Reddy (AMR) Project i India og ved Nedre Røssåga Kraftverk. En oppsummering av noe sentral informasjon er gitt i Tabell 1.

Tabell 1: Sentral informasjon om AMR og Nedre Røssåga kraftverk.

	AMR	Nedre Røssåga kraftverk
Byggherre	Government of Andhra Pradesh	Statkraft
Entreprenør	Jaiprakash Associates Ltd.	LNS
Lokalitet	Andra Pradesh, India	Korgen, Hemnes kommune
Formål	Vannoverføringstunnel	Vannoverføringstunnel, kraftverk
Maskin	Robbins dobbelskjold TBM, Ø 10 m	Robbins åpen maskin, Ø 7,2 m,

Begge tunnelene har vært under driving, så all prøvetaking har måttet tilpasse seg driften. Ulike metoder ble vurdert, og valget falt til slutt på kjerneboring på stuff. Denne metoden har noen ulemper som ikke vil bli diskutert her, men den ble vurdert å være den mest tids- og kostnadseffektive metoden som lettest kunne tilpasses driften ved anleggene. Alle utborede kjerner ble registrert med orientering og plassering på stuff.

a) b)



Figur 4: A) Kjerneboring på stuff ved Nedre Røssåga. B) Eksempel på mønster for prøvetaking.

For å kunne identifisere sprekker som var sammenfallende med stedlige sprekker ble det utført en geologisk kartlegging for hvert av prosjektene. Ved AMR måtte denne kartleggingen skje over jord, ettersom det ble montert betongelementer forløpende og at eneste tilgjengelige bergoverflate var foran kutterhodet. Ved Nedre Røssåga var tunnelen tilgjengelig gjennom hele anleggsfasen, så der kunne all kartlegging skje under jord. Her ble det også utført kartlegging i henhold til NTNUs prognosemodell for TBM-drift. I tillegg ble det utført kartlegging på stuff ved begge prosjektene.

En visuell kontroll av kjerneprøvene som ble hentet fra AMR-prosjektet viste at det ikke var noen synlige sprekker av en slik karakter at de kunne skyldes kutterne på TBMen. Kjernene ble kontrollert både i tørr og våt tilstand. Tynnslip ble vurdert som en videre vei å gå, men ettersom det ikke var noen indikasjoner på hvor en kunne forvente å finne sprekker ville et eventuelt tynnslip kun presentere fakta i et lite, tilfeldig område. Det ville kunne produseres utallige tynnslip før en eventuelt traff blink. Dessuten ville eventuelle tynnslip medføre at kjernene ikke lenger kunne brukes til andre undersøkelser. For å oppfylle målet om en tids- og kostnadseffektiv metode for å dokumentere sprekker på, ble derfor tynnslip vurdert å være en lite egnet fremgangsmåte.

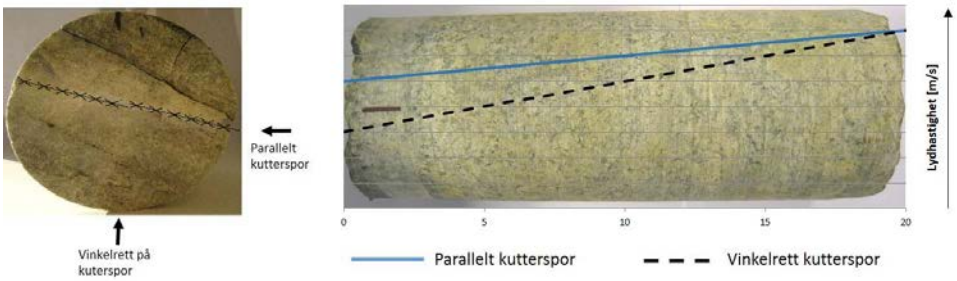
LYDHASTIGHETSMÅLINGER

Med utgangspunkt i målsettingen ble lydhastighetsmålinger vurdert som en potensiell ikke-destruktiv metode. Arbeidshypotesene før oppstart var:

1) Lydhastigheten ville øke med økende avstand fra stuff etter som berget blir mindre påvirket
2) Lydhastigheten ville være høyere når en måler parallelt med kuttersporet enn når en måler vinkelrett på det dersom oppsprekkingen skjer radielt ut fra kuttersporet

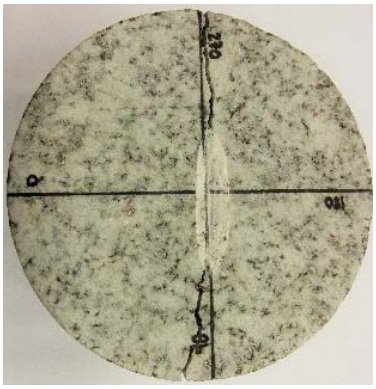
En prinsippskisse for arbeidshypotesene er vist i Figur 5.

Ved standard laboratorietesing av lydhastighet måles lydhastigheten i kjernens lengderetning. For å undersøke kjernene med tanke på eventuell oppsprekking fra kutterne måtte lydhastighetsmålingene utføres radielt på kjernene. For å redusere antall feilkilder ble det bygd et stativ der både kjerneprøven og måleprobene kunne flyttes trinnløst. Både kontinuerlige målinger og enkeltmålinger, ulik størrelse på probene og ulike frekvenser på lydsignalet ble testet ut. Etter tester med ulike kombinasjoner og innspill fra miljøer som driver med lydmålinger ble det valgt et oppsett. Under utprøving av metoden ble det benyttet kjerner av Trondhjemitt, ettersom egenskapene til denne bergarten er godt dokumentert gjennom utallige laboratorietester.



Figur 5: Prinsippskisse for arbeidshypoteser ved lydhastighetsmålinger i kjerner som er boret på stuff.

For å kontrollere kvaliteten på målingene og repeterbarheten ble det først utført målinger på intakte kjerner som ikke hadde blitt utsatt for ytre påkjenninger. Det ble målt lydhastighet i to retninger; 0-180° og 90-270°, der de to retningene står vinkelrett på hverandre, se Figur 6.



Figur 6: Trondhjemittkjerne som har vært belastet med punktlast i form av kutterring langs 90-270°-linja.

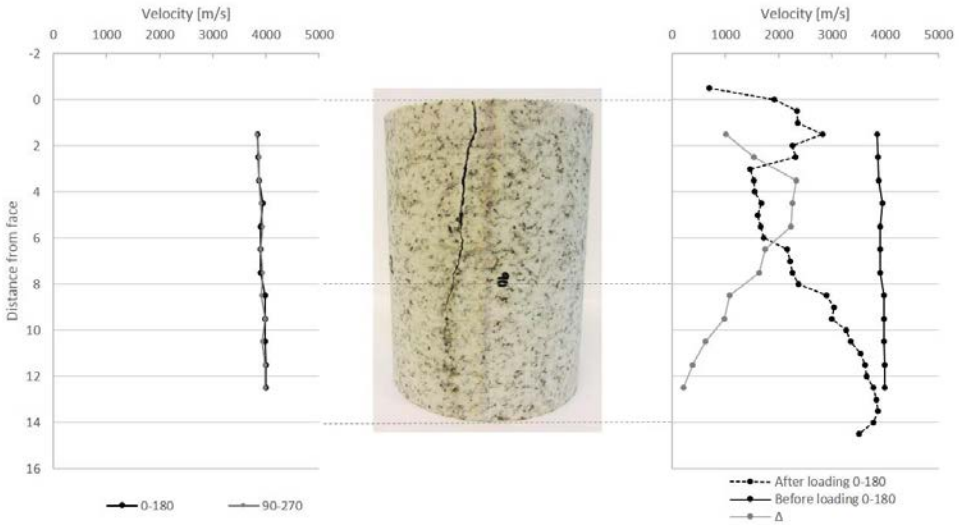
Resultatene viste at målt lydhastighet var så å si identisk gjennom hele kjernens lengde, og i begge måleretningene. Dette er vist i grafen til venstre i Figur 7. Merk at det er måleprobenes midtpunkt som er markert i grafen. Målingene ble gjennomført flere ganger, og det var svært små avvik mellom måleresultatene.

For å dokumentere effekten av en enkelt sprekk, ble kjernene belastet med en punktlast bestående av en kutterring langs linja 90-270° inntil kjernen gikk i brudd. Resultatet av en slik belastning ble sprekkeplan som var åpne nært overflaten, og tilsynelatende lukkede lengder ned

i kjernene. Sprekkeplanene var nært plane, og kunne ses langs hele 90-270°-linja på toppen av kjernene. Forløpet langs kjernens lengde kan ses på bildet i midten i Figur 7.

Deretter ble lydmålingene gjennomført på nytt, i de samme punkene som før belastning av kjernene. Målinger langs 0-180° ble da vinkelrett på sprekkeplanet, og langs 90-270° ble målingene parallelt sprekken. Målingene parallelt sprekkeplanet varierer stort langs kjernens lengde, mens målingene vinkelrett på sprekkeplanet langt på vei sammenfaller med arbeidshypotesene, se Figur 7. De høye verdiene i målepunkt 2-7 kan skyldes at bare deler av måleproben har vært i kontakt med kjernen, eller det kan skyldes lokale forhold akkurat under der kutterringen har vært kontakt med kjernen, se Figur 6.

Lydmålinger på kjerneprøver fra stuff med påviste sprekker viser en god korrelasjon mellom lydhastighetsmålinger og lengde på identifiserte sprekker.



Figur 7: Til venstre vises resultatet av lydhastighetsmålinger i intakt kjerne, mens grafen til høyre viser målinger utført på samme kjerne etter belastning med kutterring.

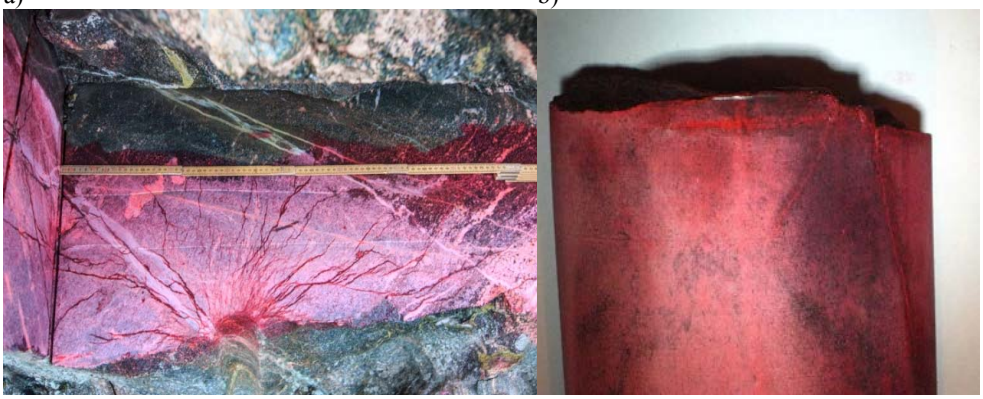
Eirik Hannestad skrev våren 2015 sin masteroppgave med tittelen "*Use of indentation tests to study rock breaking mechanisms induced by a TBM disc cutter*" ved IGB, NTNU. I denne oppgaven vurderer Hannestad blant annet hvor egnet lydhastighetsmålinger er til dette formålet, og han konkluderte med at det er en del usikkerheter knytet til metoden, men at den likevel gir en klar indikasjon på hvorvidt kjernene har vær påvirket av en TBM, og hvor langt inn i kjernen de er påvirket, gitt at målingen er utført vinkelrett på bruddplanene (Hannestad, 2015).

VISUALISERING AV SPREKKER

Lydhastighetsmålinger ble vurdert å være et godt hjelpemiddel for å identifisere utholdenheten til sprekker i kjerneprøver tatt på stuff, men de kunne ikke si noe om hverken antall sprekker, vinkelen på dem eller hvor i kjerneprøven de var lokalisert. For å finne ut av dette måtte

sprekkene synliggjøres. Mats Olsson i EDZ Consulting har i en årrekke brukt penetrant for å påvise og dokumentere sprekker i bergmassen forårsaket av sprengning, se Figur 8a, og han mente at metoden også kunne brukes til å dokumentere sprekker initiert av TBM-kuttere (Olsson, 2014). Penetrant brukes mye innen fly-, skips- og annen stålindustri til å detektere mikrosprekker og riss i skrog og andre konstruksjoner, og det kan brukes til å identifisere sprekker ned til 20 µm, altså sprekker som ikke er synlige ved visuell inspeksjon. Allerede ved første forsøk ga denne metoden gode resultater, se Figur 8b. Sprekker som ved tidligere visuelle undersøkelser ikke hadde vært synlige, kunne nå sees med det blotte øye.

a) b)

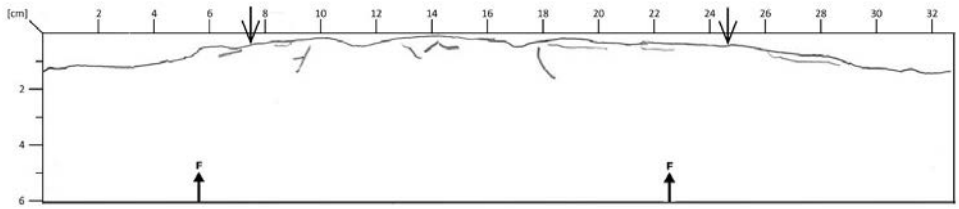


Figur 8: A) Dokumentasjon av sprekker etter sprengning med penetrant (foto: Mats Olsson). B) Dokumentasjon av sprekker etter kuttere på en TBM.

Metoden viste seg å ha flere fordeler i forhold til målsetningen om å etablere en tids- og kostnadseffektiv metode for dokumentasjon av sprekker. For det første er penetrant en ikke-destruktiv metode og kjernene kan dermed brukes til andre formål etterpå. For det andre er det en rask metode som ikke krever laboratoriefasiliteter. Og for det tredje er det en rimelig metode, rent kostnadsmessig.

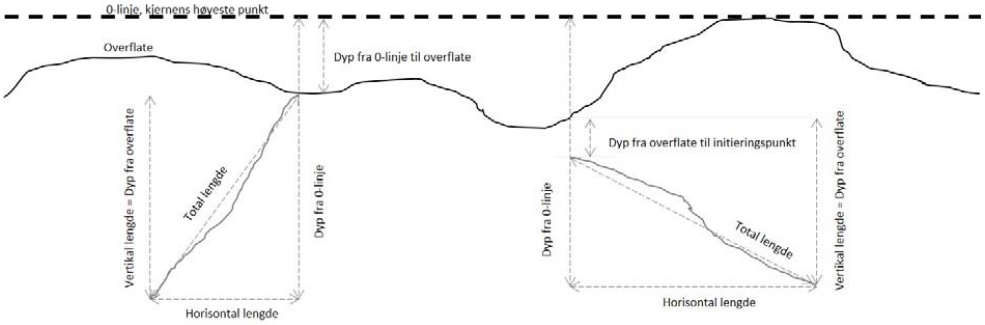
DOKUMENTERING AV SPREKKER

For å dokumentere og digitalisere observerte sprekker ble alle kjerner kartlagt i målestokk 1:1, og deretter ble det produsert digitale utbrett av kjernene. Et eksempel på et slik utbrett kan ses i Figur 9. Denne karleggingen viste at det er stor variasjon i oppsprekkingsmønster fra kjerne til kjerne, og at virkeligheten er mye mer kompleks enn det som fremkommer av prinsippskissa i Figur 3.



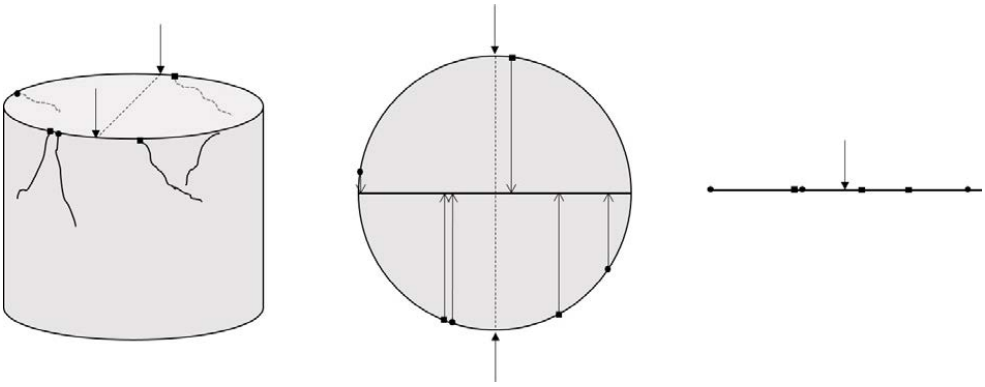
Figur 9: Eksempel på utbrett av kartlagt kjerne fra Nedre Røssåga.

For å kunne sammenligne kjerneprøvene med hverandre er noen egenskaper for alle observerte sprekker målt inn etter et bestemt system. Bakgrunn for valg av dette systemet blir ikke nærmere diskutert her, men de valgte egenskapene kan ses i Figur 10.



Figur 10: Innmålte sprekkeegenskaper for observerte sprekker.

Sprekkenes avstand fra kuttersporet ble målt inn, og de ble registrert hvorvidt sprekkene hadde fall mot eller bort fra kuttersporet. En prinsippskisse for projisering av sprekker fra kanten på kjernen til ei linje som står normalt kuttersporet er vist i Figur 11.



Figur 11: Prinsipp for projisering av sprekker fra kant på kjerne til normalspor til kutter.

PRAKTISK ANVENDELSE AV METODE

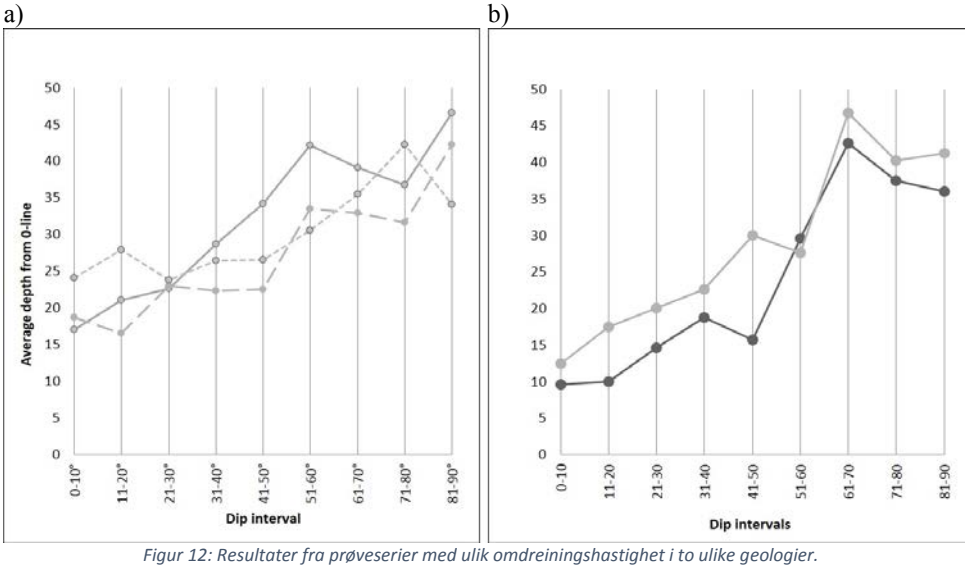
Gjennom kjerneboring, lydmålinger, penetrant og system for innmåling av sprekker var delmålet om en tids- og kostnadseffektiv metode for å dokumentere effekten av kutterne i tunneler under driving oppfylt. Neste skritt var dermed å bruke denne metoden for å se om det var mulig å dokumentere noen forskjeller eller likheter i oppsprekking i prøver tatt under ulike driveforhold. Er det i det hele tatt mulig å få lik respons i to prøver som er tatt på forskjellig sted men under ellers like forhold?

Geologi, TBM-design, materkraft, dreiemoment, kutterstål, kutterdesign, operatør og omdreiningshastighet er alle ytre betingelser som er med på å påvirke bergbrytning under kutterne på en TBM (Maidl, Scmid, Ritz, & Herrenknecht, 2008). For å se eventuelle effekter av hver enkelt betingelse må så mange betingelser som mulig holdes konstante. For dette forskningsprosjektet ble omdreiningshastighet valgt som den variable betingelsen. Bakgrunnen for dette valget vil ikke bli nærmere kommentert her.

Ved Nedre Røssåga lå alt til rette for å kjøre tester med ulik omdreiningshastighet, men med konstant materkraft, dreiemoment, TBM-design, kutterstål og kutterdesign. Det var også muligheter for å kjøre de samme testene både innenfor korte avstander med lik geologi, og med ulik geologi. Dessuten var det, med litt planlegging, mulig å kjøre testene med den samme operatøren. Erfaringer fra tidligere runder viste nemlig at hver operatør har sin egen kjørestil.

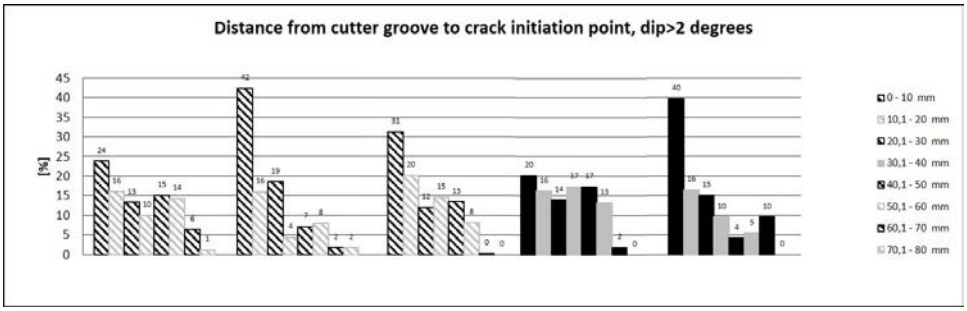
SENTRALE FUNN

I alt 1243 sprekker fordelt på 64 kjerner og 6 prøveserier og 2 ulike geologier er målt inn og analysert for å dokumentere effekten av omdreiningshastighet. Resultatene viser blant annet at det er flere trender som er sammenfallende både på tvers av geologi og omdreiningshastighet. Et eksempel på dette er vist i Figur 12a og b. Disse to figurene representerer to ulike geologier, der det er kjørt tester med hhv. 3 og 2 ulike omdreiningshastigheter. Plottene viser at trenden er lik for de ulike seriene. De samme figurene viser også at en endring i omdreiningshastighet har en innvirkning på gjennomsnittlig inntrengningsdyp for sprekkene.

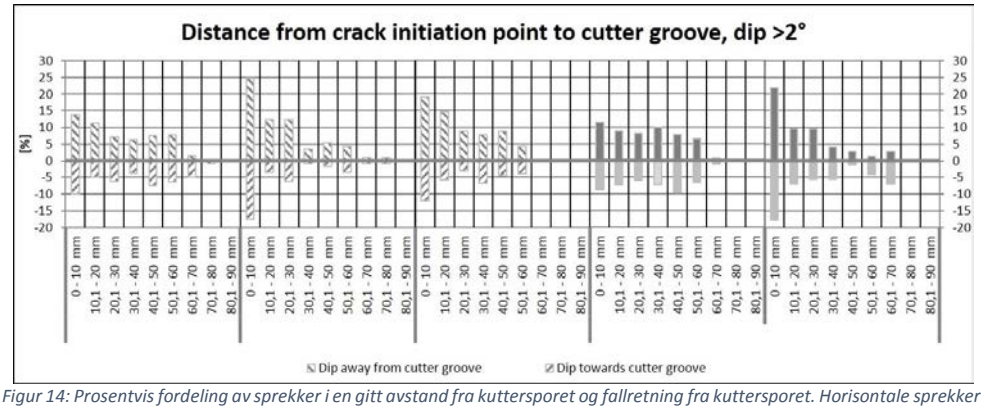


Figur 12: Resultater fra prøveserier med ulik omdreiningshastighet i to ulike geologier.

Videre analyser viser også at en endring i omdreiningshastighet vil ha innvirkning på oppsprekkingsmønster, både når det gjelder retning på sprekker og hvor langt fra kutterne disse sprekkene opptrer, se Figur 13 og Figur 14.



Figur 13: Prosentvis fordeling av sprekker i en gitt avstand fra kuttersporet. Horisontale sprekker er ikke inkludert.



Figur 14: Prosentvis fordeling av sprekker i en gitt avstand fra kuttersporet og fallretning fra kuttersporet. Horisontale sprekker er ikke inkludert.

KONKLUSJON

Forskningsarbeidet har blant annet vist at:

- Kjerneboring på stuff er en rimelig og effektiv metode for innhenting av prøvemateriale fra tunneler under driving
- Lydmålinger i de samme kjerneprøvene kan gi en god indikasjon på hvor langt inn berget er påvirket av TBM-kutterne
- Bruk av penetrant er en tids- og kostnadseffektiv måte for å avdekke sprekker som ikke er synlige med det blotte øye. Metoden krever dessuten ingen tilgang til laboratorier og kan utføres i felt

Analyse av innsamlet sprekkedata viser blant annet at:

- Under like driftsforhold er det stor variasjon i oppsprekkingsmønsteret under TBM-kutteren, og oppsprekkingen er mye mer kompleks enn det som fremkommer av prinsippskissa vist i Figur 3
- Enkelte trender går igjen på tvers av geologi og omdreiningshastighet
- Omdreiningshastighet har innvirkning på hvor dypt inn bergmassen påvirkes av TBM-kutterne
- Omdreiningshastigheten har innvirkning på oppsprekkingsmønsteret

ACKNOWLEDGMENT

Undertegnede benytter anledningen til å takke NFF for den økonomiske støtten, det er et positivt tiltak av foreningen å støtte PhD-kandidater som går på stipend. Takker også prosjektet FAST-Tunn og dens bidragsytere, som allerede er nevnt innledningsvis, for tilgang på prosjektdata og for at de har gitt meg anledning til å utføre arbeidet mitt gjennom prosjektet.

REFERANSER

Bruland, A. (1998). *Doctoral theses, Hard Rock Tunnel Boring, Vol 7 of 10, The Boring Process.* NTNU.

Hannestad, E. (2015). *Use of indentation tests to study the rock breaking mechanisms.* Trondheim: IGB, NTNU.

Johannesen, S., Askilsrud, O. G., & Bruland, A. (1998). The Meråker project - 10 km of tunnel in 12 months. In N. T. NFF, *Publication 11 - Hard Rock TBM Tunneling* (pp. 85-89).

Maidl, B., Scmid, L., Ritz, W., & Herrenknecht, M. (2008). *Hardrock Tunnel Boring Machines.* Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenscaften GmbH und Co.KG.

Olsson, M. (2014, Mai). (S. Vassenden, Interviewer)

HÅNDTERING OG BRUK AV TUNNELSTEIN
EN FORSMAK PÅ KOMMENDE ITA-RAPPORT

Siv.ing. Jan K.G. Rohde, Sweco Norge AS

SAMMENDRAG

Tunnelstein, i alle fall her til lands, er en verdifull ressurs, og har mange anvendelsesmuligheter. Brukt direkte i prosjektet gir både kostnads- og miljøgevinster. Tunnelstein som ikke kan anvendes, er å betrakte som avfall og må håndteres deretter. Håndtering og gjenbruk av tunnelstein er et vesentlig element i et tunnelprosjekts levetidsanalyse (LCA).

Som eksempel kan nevnes Gotthard Base tunnel i Sveits, der 46% tunnelstein ble anvendt i prosjektet, 53% ble solgt til ekstern bruk og 1% ble deponert. Kostnader til håndtering og produksjon i prosjektet er anslått til ca. 67 mill. NOK og besparelsen anslått til ca. 840 mill. NOK.

Ved Follobanen vil tilslaget bli benyttet til betongproduksjon, deriblant ca. 141.000 betongelementer, og 33% til oppbygging av nytt forstadsområde.

For håndtering og disponering av tunnelstein er det meget viktig å utarbeide en massedisponerings- og håndteringsplan på et tidlig tidspunkt.

SUMMARY

Tunnelmuck must be considered as an important ressource, and there are several opportunities for utilisation of the muck. Used directly in the project, there are both environmental and cost benefits. Handling and use of tunnel muck is an important issue in the Life Cycle Assessment of a tunnel project (LCA).

As an example, at the Gotthard Base tunnel prtoject, 46% of the tunnel muck were used directly in the project, 53% sold for external use and 1% dumped as waste. Coast for handling and production in the project were estimated to approx. 67 mill. NOK while the savings were estimated to approx. 840 mill. NOK.

At the Follobanen Railway tunnel, the tunnel muck will be used for concrete production (141.00 lining elemeents) and 33% for foundation of a new township.

For handling and use of the tunnel muck, it is very important to prepare a Tunnel Muck Management Plan at an early stage

INNLEDNING

ITA, eller «the International Tunnelling and Underground Space Association», grunnlagt i 1974, er forenklet sagt, det internasjonale svar på NFF – Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk. Nettsiden ligger på www.ita-aites.org. ITA har flere arbeidsgrupper, deriblant arbeidsgruppe, eller «Working Group» no. 15, med ansvar for underjordsanlegg og miljø. Arbeidsgruppas slagord er «Sustainable Use of the Underground Space. Arbeidsgruppene utarbeider rapporter for diverse tema innen sitt ansvarsfelt.

Siste rapport fra WG15 foreligger som utkast, og er forhåpentligvis klar for utgivelse ved neste ITA-møte, som er i forbindelse med World Tunnelling Congress, WTC2017 i Bergen.

Rapportens tittel er «Handling and Use of Tunnel Muck», eller på godt norsk, Håndtering og bruk av tunnelstein.

Rapporten tar for seg miljømessige muligheter og utfordringer, og gir dessuten anbefalinger knyttet til håndtering og bruk av tunnelstein.

For å kunne fange opp muligheter og problemstillinger fra forskjellige deler av verden ble det sent ut et spørreskjema, og det er i alt mottatt opplysninger/tilbakemelding fra i alt 61 prosjekter som dekker Asia, Australia, Europa og USA.

En kortfattet gjennomgang av rapporten er gitt i de følgende avsnitt.

MULIGHETER

Tunnelstein er i de fleste tilfeller, i alle fall her til lands, en verdifull ressurs. **Tunnelstein som ikke kan utnyttes, er å betrakte som avfall, og må håndteres deretter.**

Med muligheter for kostnadsbesparelse, mulige inntekter og miljømessige fordeler, er gjenbruk av tunnelstein en vesentlig del av et prosjekts levetidsbetraktninger, LCA – Life Cycle Assessment.

Tunnelstein har mange anvendelsesområder. Blant disse kan nevnes:

- Fyllinger, industriområder, boligområder, veier og plasser
- Midlertidige anleggsveier og opparbeidelse av riggområder
- Utvidelse av landområder
- Jord- og steinfyllingsdammer
- Tilslag for asfalt og betong
- Vegoppbygging og ballastpukk
- Erosjonsforbygning, skråningsvern og stabilisering
- Gabioner og natursteinsmurer
- Skredforbygning
- Anleggsveger og riggområder
- Tilbakefylling i massetak, steinbrudd og rehabilitering av landskap

Mulighet for videre anvendelse avhenger av bergarts type og kvalitet, uttaks/brytningsmetode samt videre håndtering.

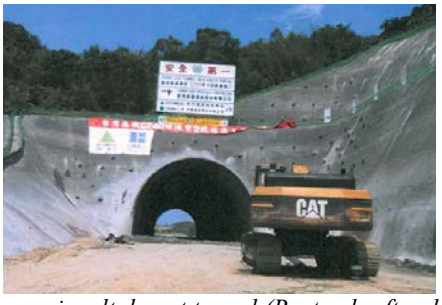


Foto 1 Det er stor forskjell på stein fra konvensjonelt drevet tunnel (Rosten kraftverk, foto Ø.Fæhn, Skanska) og the Taiwan Highspeed Rail der tunnelene i tertiær sand- og slamstein ble gravd ut med gravemaskin

Variasjoner er store fra varierende bergarter og grunnforhold, tunneldriving i myke bergarter og løsmasser (foto 1).

Et godt eksempel på gjenbruk av tunnelstein er Gotthart Base Tunnel, 57 km lang jernbanetunnel mellom Ertsfeld i Sveits og Bodio i Nord-Italia. Ved prosjektet ble det produsert mer enn $14*10^6$ m^3 fast berg. Gjennom planlegging var det meget stor fokus på gjenbruk av tunnelstein for å oppnå økonomiske besparelser og å begrense miljøpåvirkningene mest mulig. I denne sammenheng var følgende tema sentral:

- Direkte bruk av tunnelstein til betongtilslag
- Transport og mellomlagring med bruk av utstyr med minst mulig avgasser/utslipp
- Støy og støv holdes innenfor gitte toleransekrav

Ved prosjektet ble 13% av tunnelstein brukt til fyllinger og diverse konstruksjonsformål, 33% som betongtilslag til tunnelutforing og andre betongkonstruksjoner, 53% ble solgt til 3. person til diverse formål slik som flom-/erosjonsvern og landskapsrehabilitering, og 1% til deponi/tipp.

Foto 2 Rigg- og prosessområde ved Gotthard Base Tunnel, Sveits

Ved prosjektet ble det brukt ca. 8 mill. CHF tilsvarende ca. 67 mill. NOK for etablering og tilrigging av prosessutstyr, mens besparelse i form av mindre kostnader til innkjøp av tilslagsmateriale og transport er kalkulert til ca. 100 mill. CHF tilsvarende ca. 840 mill. NOK.

I Norge har planleggingen vært noe mer tilfeldig, men det kan nevnes prosjekt som Fellesprosjektet E6/Dovrebanen langs Mjøsa, Rv174, «Lakseveien» til Hitra og Frøya i Sør-Trøndelag m.fl. der tunnelstein er benyttet i prosjektet til konstruktive formål.

I dag er Follobanen, ca. 20km jernbanetunnel i oppstartsfasen. Det meste av tunneldrivingen vil være med TBM, men noe av tunnelsystemet inn mot Oslo drives med konvensjonell bore- og sprengning.

Ved anlegget vil det bli produsert ca. 9 mill. tonn tunnelstein, hovedsakelig grunnfjells gneis. Det er etablert anleggs- og riggområde ved Åsland pukkverk der det tas imot tunnelstein fra tverrslag, monteringshaller for TBM og den TBM-drevne delen av tunnelsystemet med tverrtunneler og diverse.

Foto 3Flyfoto fra riggområde og produksjonsanlegg ved Åsland pukkverk, Follobanen.

Her vil deler av tunnelsteinen bli benyttet til betongtilslag for sementproduksjon (ca. 141.000 elementer), ca. 33% vil bli benyttet til oppbygging av grunn for etablering av en egen bydel og mest mulig av den resterende delen skal benyttes som tilslag til diverse betongkonstruksjoner i og utenfor tunnelsystemet.

Midlertidig bruk, anleggsveger og riggområde

I de fleste tunnelprosjekt er det et umiddelbart behov for masser til oppbygging av riggområde, anleggsveger, fundamentering av brakkerigger, lager, verksted mm. (foto 4). Problemet er dessverre at behovet er der før tunneldrivingen er kommet skikkelig i gang. De fleste norske bergarter kan benyttes til dette formålet.

Foto 4 midlertidig anleggsveg Follobanen (JBV)

Fyllinger, utfylling for industri- og boligområder, elveforbygning og erosjonsbeskyttelse

Vanlig bruk av tunnelstein er til fylling, fortrinnsvis direkte i linja, ved veg- og jernbaneanlegg. Brukt direkte i prosjektet, vil det gi korte transporavstander, kostnadsbesparelser og miljøgevinster i form av mindre CO_2-fotavtrykk.

Eksempel på bruk av utfylling til boligformål her til lands, er tunnelstein fra Strindheimtunnelen som ble transportert og fylt ut i Grilstadbukta ved Charlottenlund/Ranheim.

Ved Fellesprosjektet E6/Dovrebanen, ble mye av spreng- og tunnelsteinen benyttet i linja samt for terrengarrondering (foto 5). Overskuddstein er lagt i fylling på Kolomoen, for senere gjenbruk i E6 videre nordover.

Foto 5 Ved Fellesprosjektet E6/dovrebanen langs Mjøsa, ble store deler av sprengstein fra tunneler og skjæringer benyttet i linja, til arrondering, moloer og erosjonsbeskyttelse ved siden av betongtilslag.

I våre dager med klimaendringer og ekstremvær, er det stort behov for forbygninger mot flom og erosjon.

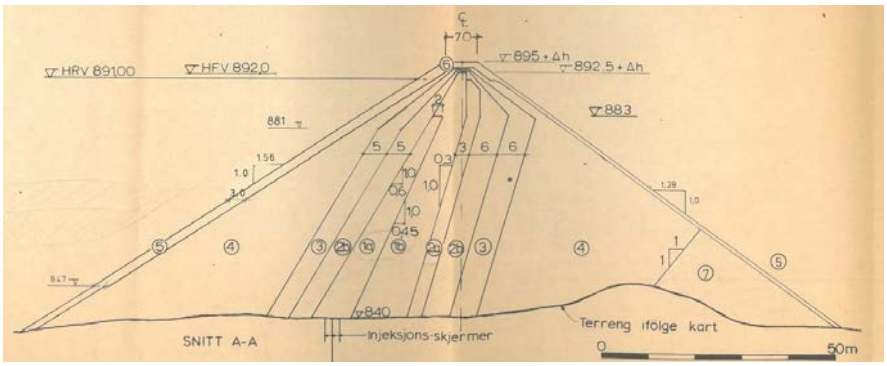
I værharde strøk, som ved Hamnøy i Lofoten (foto 6), er det barske forhold når været står på fra Vestfjorden og Barentshavet. I dette tilfellet ble det benyttet stor stein fra forskjæring i linja til fylling opp til 3m under havnivå som bølgebryter. Tunnelstein var for «finkornet».

Foto 6 Ved Hamnøy i Lofoten står været hardt på fra Vestfjorden og Barentshavet (Foto Statens vegvesen)

Jord- og steinfyllingsdammer

I Norge ble det bygget jord- og steinfyllingsdammer i stor skala på 60, 70 og ut over i 1980 – årene. Norge var langt fremme i den teknologiske utviklingen på området.

Ett eksempel er Førsvassdammen, magasin-dammen ved Kjela-anlegget, siste ledd i Tokke-utbyggingen (Tokke VI) som ble bygget ut på 1970-tallet i Statkraft-regi (den gang NVE). Tverrsnitt av dammen er vist i figur 1.



Figur 1 Tverrsnitt med oppbygging av Førsvassdammen ved Kjelaanlegget (Statkraft/NGI)

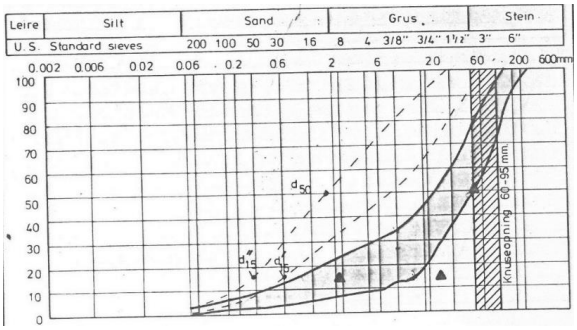
For oppbygging av dammen er følgende materialer benyttet:

- Sone 1a og 1b Morene fra massetak
- Sone 2a og 2b Grus fra massetak, sone 2b delvis med knust sprengstein <90mm
- Sone 3 Overgangssone, sprengstein fra tunnel
- Sone 4 Støttefylling av bruddstein
- Sone 5 Plastring av bruddstein
- Sone 6 Damkrone av bruddstein
- Sone 7 Drenerende damtå av storstein fra bruddet

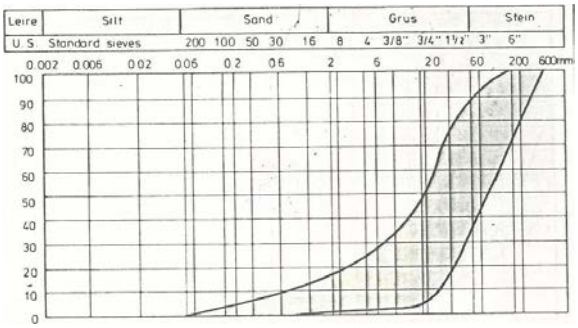
Foto 7 Oversiktsbilde fra Førsvassdammen under bygging (Rohde 1977)

I førsvassdammen ble det benyttet i alt 100.000m^3 med tunnelstein, hvorav ca. 24.000m^3 som knust stein i sone 2b nedstrøms, og ca. 86.000m^3 i sone 3. Volum av sone 4, 5, 6 og 7 er ca. 431.000m^3, mens dammens totale volum er ca. 721.000m^3.

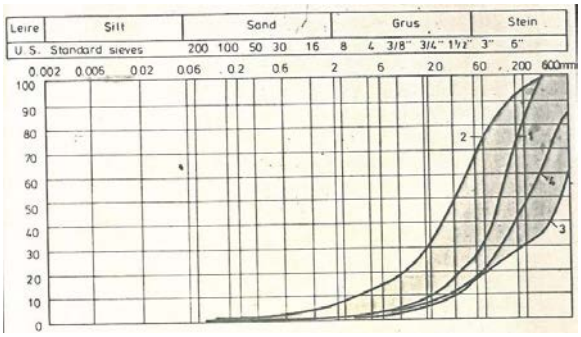
Kornkurver fra sone 2b knust stein, 3 tunnelstein og 4 med sprengstein er vist i figur2, 3 og 4.



Figur 2 Knust stein fra sone 2b, Førsvassdammen (Statkraft/J. Rohde NGI)



Figur 3 Tunnelstein fra sone 3, Førsvassdammen (Statkraft/J. Rohde NGI)



Figur 4 Knust stein fra sone 4, bruddstein ved Førsvatn (Statkraft/J.Rohde NGI)

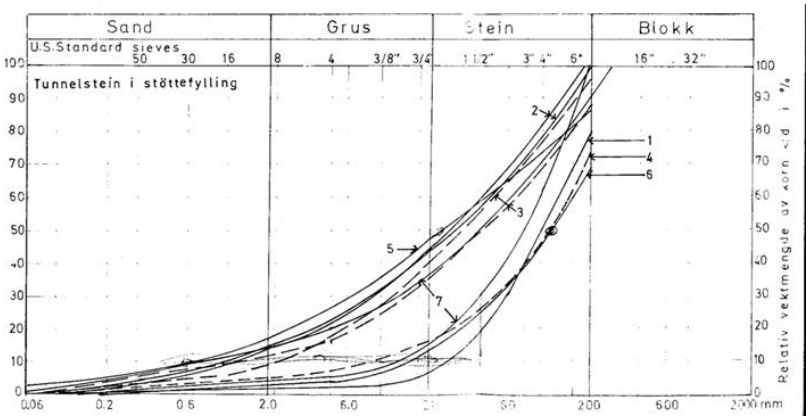
Tunnelstein – noen kommentarer

I tillegg til bergart, mineralogi og bergmassekvalitet, vil kornfordelingskurve og størrelse på sprengstein fra tunneler avhenge av tunneltverrsnitt, borhulls lengde og mønster, bormeter pr.

m^3, sprengstofftype og sprengstoffmengde pr. m^3. Tunneltverrsnitt ved Kjelaanlegget lå rundt 17 m^3.

Videre vil opplasting, transport, tipping og eventuell komprimering føre til ytterligere nedknusing av sprengstein på grunn av sprekkdannelse fra sprengning og nedknusing av skarpe kanter på steinen.

Kornkurver tatt fra overgangssone av ferdig innebygd tunnelstein i fyllingsdammer (Statkraft/NGI) er vist i figur 5. Stein over en viss størrelse (>2 (enhet) lagtykkelse ved utlegging og komprimering) er skilt ut.



Figur 5 Tunnelstein fra overgangssone i fyllingsdammer (Statkraft/T. Valstad, NGI)

Studier for bruk av sprengstein/tunnelstein

På 1970-tallet ble det utført studier og forsøk på utnyttelse av sprengstein/tunnelstein til bygging av fyllingsdammer. Resultat av disse studiene foreligger i rapports form (NTH 1978),

Det ble den gang konkludert med at sprengstein/tunnelstein kan benyttes som støttefylling og plastring/erosjonsvern, overgangssone og filter. Som tetningskjerne kan det benyttes som tilslag til asfaltkjerne, men er mindre gunstig for bruk som tetningskjerne. Dette er bergartsavhengig.

Tunnelstein fra TBM-tunneler

På grunn av drivemetode, er det en stor forskjell på mekanisk bryting av berg med TBM, og bruk av sprengstoff ved konvensjonell boring og sprengning.

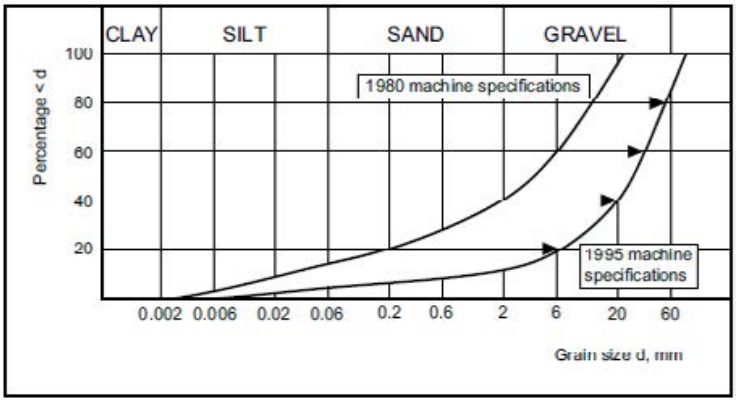
Tunnelstein fra TBM har generelt mindre kornstørrelse, og har dessuten en mere flat og stenglig geometri enn sprengt tunnelstein.

Tunnelstein fra TBM-tunneler kan deles i fire kategorier:

- Bergstøv dannet i kontaktsonen mellom kuttere og berg
- Bergfragmenter dannet av kuttere og oppsprekking av små bergfragmenter
- Flak eller «chips» dannet ved bryting mellom to kuttere
- Større og mindre bergblokker dannet ved kombinasjon av boring/kuttere og naturlig oppsprekking i berget

Foto 7 Gjennomslag i TBM-tunnel (foto Robbins)

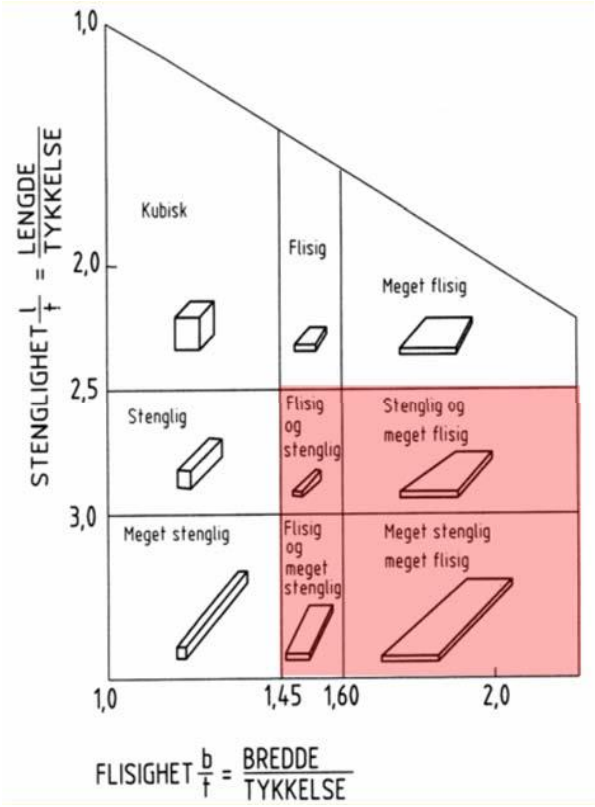
På 80-tallet ble det gjennomført en rekke tunnelprosjekt innenfor kraftverk, vann- og avløp. Norge var den gang blant de fremste innen «HardRock TBM Tunnelling». Studier utført ved NTH/NTNU 1990 (Amund Bruland), viser en klar sammenheng mellom matekraft/trykk pr. kutter, steinstørrelse og inndrifter ved at økt kuttertrykk gir økt kutterdybde, økt steinstørrelse og at kutteravstand mer enn 100 mm gir større inndrifter og produksjon i forhold til kutteravstand på 70 – 90 mm (fig. 6). Optimalisering av matetrykk og kutteravstander gir mulighet for energibesparelse ved TBM-driving av tunneler.



Figur 6 Kornkurver fra TBM-drevne tunneler som viser utvikling fra 1980-spesifikasjoner til 1990-spesifikasjoner

Studier fra «The Alp Transit Project» og «The Brenner Base Tunnel» viser generelt at fragmenter over 8 mm i diameter har jevnt over for flat form og ikke er kubisk nok for betongproduksjon, mens kornstørrelser mindre enn 8 mm jevnt over tilfredsstiller krav til

geometri. Andre studier bekrefter også dette, at kornformen fra TBM-tunneler er mindre gunstig mht. gjenbruk enn korn/fragmenter fra konvensjonelt drevne tunneler.

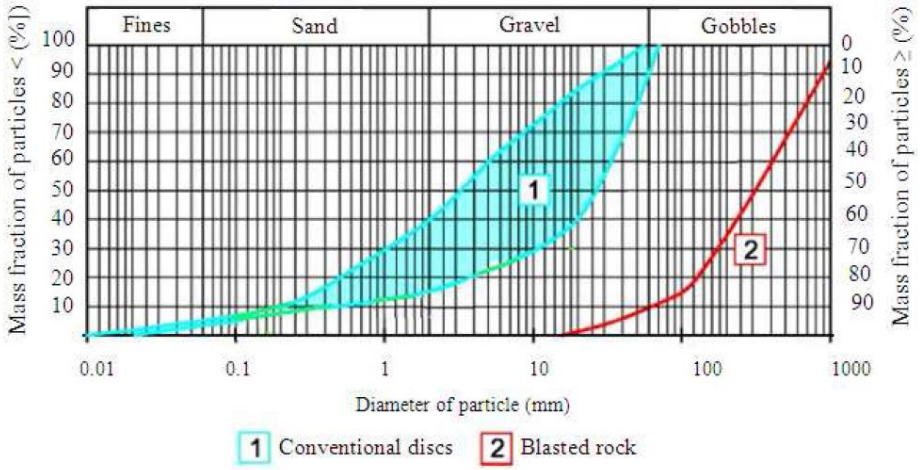


Figur 7 *Diagram med typisk kornform for TBM tunnelmasse*

Tunnelmassen har dessuten større finstoffinnhold i utgangspunktet, krever mere vann ved bruk som tilslag, har større tendens til nedbrytning under prosessen, brytes ned og produserer økt finstoffinnhold ved komprimering og blir derved mindre frostbestandig.

Overflateruhet og skarpe kanter øker binding mellom korn og bindemiddel i betong, men reduserer bearbeidelighet og krever større vanntilsetning og øker således kostnadene i forhold til masser fra konvensjonelt drevne tunneler.

En annen sammenligning mellom kornfordeling av materialer fra TBM-tunneler og konvensjonelt drevne tunneler er vist i figur 8.



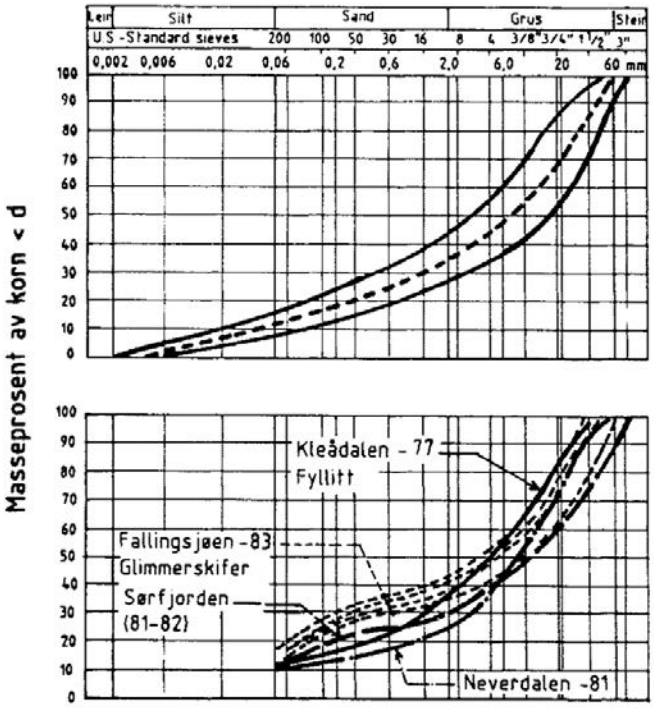
Figur 8 Sammenligning av kornfordelingskurver fra TBM og konvensjonelt drevne tunneler

TBM, eller fullprofilboring som det heter på godt norsk, er igjen tatt i bruk i Norge, etter at vi på 80-tallet var blant de verdensledende innen «Hard-Rock TBM» (ref. NFF Publikasjon …).

Nylig ble kraftverkstunnel ved Røssåga avsluttet der LNS' «Jern-Erna» gjorde en bra innsats, og arbeidene er i full gang ved jeernbanetunneler i Bergen, …og ved Follobanen.

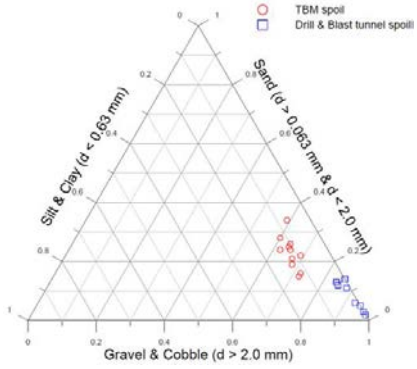
Ved Follobanen har Jernbaneverket, med bistand fra Norges Geotekniske Institutt, gjennomført en rekke forsøk og tester for bruk av tunnelstein fra TBM-tunneler. Resultat gjennomført i Statkraftregi, er i denne sammenheng benyttet. Resultatene er stilt til disposisjon for undertegnede gjennom JBV's rapport fra Follobanen.

Kornfordelingskurver fra kraftverkstunneler (Statkraft/NGI) er vist i diagram/figur 9. Prøvene er fra forskjellige lokaliteter og i forskjellige bergarter. Dette til tross, kurvene viser lite variasjon, og de fleste prøvene er velgraderte. Basert på disse resultatene, kan det konkluderes med at for de fleste norske bergarter er det lite variasjon, samt at tunneldiameter og leverandør av TBM spiller liten rolle. Det må imidlertid også bemerkes at kuttertype, kuttertrykk og kutteravstand spiller en vesentlig rolle for kornstørrelse ved TBM-boring.

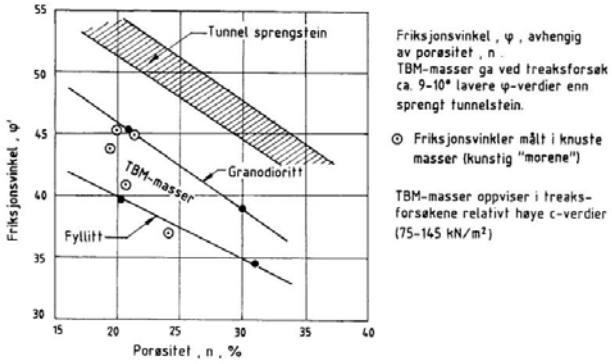


Figur 9 Kornfordelingskurver fra norske TBM-tunneler (Statkraft/NGI)

Kornfordeling for tunnelstein fra TBM og konvensjonelt drevne tunneler er også vist i diagram, figur 10. Som for kornfordelingskurvene, viser dette at tunnelstein fra konvensjonelt drevne tunneler er mere i grus og steinfraksjonen, mens masser fra TBM har mere sandig og siltig materiale.



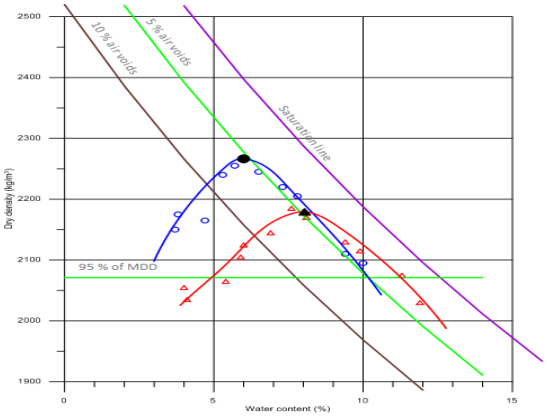
Figur 10 Diagram med kornstørrelser for tunnelstein fra konvensjonelt drevne og borede tunneler (TBM) (Jernbaneverket/NGI)



Figur 11 Friksjonsvinkler for tunnelstein fra konvensjonelt drevne og borede tunneler (TBM) i Norge (Statkraft/NGI)

Diagrammet i figur 11 viser en sammenligning av friksjonsvinkler for konvensjonelt drevne og borede/TBM-tunneler for varierende pakningsgrad/porøsitet. Mens friksjonsvinkler for sprengstein ligger i størrelsesorden 45º til 55º, varierer tunnelstein fra TBM-tunneler i størrrelsesorden 35º til 45º.

Det er også foretatt komprimeringsforsøk, eller Standard Proctor-forsøk på tunnelstein fra TBM-tunneler (Statkraft/NGI). Resultatene er benyttet for å vurdere tunnelmassenes egnethet ved Follobaneprosjektet. Resultatene viser en tørrdensitet fra 2180 kg/m3 til 2270 kg/m3 med optimale vanninnhold på hhv. 6% og 8% (figur 12).



Figur 12 Standard Proctor test resultater på tunnelstein fra borede tunneler.

Forsøk som er utført i Norge (NVE) og Sverige viser at masser fra TBM-tunneler også kan benyttes til revegetering, og har gode egenskaper, spesielt blandet med torv og jord. På grunn av finstoffinnholdet har massene evne til å holde på vann og fuktighet, kornene har stor overflate, og er dessuten rik på nyttige mineraler for vegetasjonen.

Tilslag og ballast

Tunnelstein med god kvalitet kan benyttes som tilslag til asfalt og betong, eventuelt som ballastpukk til jernbane.

Oversikt over densitet og styrke for noen vanlige norske bergartstyper er vist i tabell 1 (A. Palmstrøm). Tabellen viser at de fleste norske bergarter har en enaksial trykkstyrke høyere enn for betong.

Tabell 1

Bergart	**Densitet g/cm^3**	**Enaksial trykkstyrke MPa**
Gabbro	3,15	180 - 300
Amphibolitt	3,15	100 - 250
Basalt	3,10	190 - 400
Diabas	3,10	160 - 260
Grønnstein	2,85	170 - 280
Glimmerskifer	2,80	20 - 80
Fyllitt	2,75	20 - 80
Dolomitt	2,80	60 - 300
Kalkstein/marmor	2,75	50 - 180
Granitt/Syenitt	2,75	100 - 250
Gneis (mørk)	2,75	80 - 200
Gneis (lys)	2,70	80 - 200
Kvartsitt	2,65	130 – 250
Sandstein	2,60	75 - 160
Betong	2,40	30 - 60

Som eksempler gitt innledningsvis, er det store kostnader å spare ved å bruke tunnelstein direkte til produksjon av konstruksjoner i prosjektet, dersom tunnelsteinen oppfyller gitte kvalitetskrav. Det bør også vurdere å benytte tunnelsteinen til gjennomføring av tiltak av midlertidig karakter der kvalitetskravene kan tilpasses noe.

Av krav som stilles til tilslag, kan nevnes:

- Geometri på korn
- Kornfordeling og finstoffinnhold
- Fysiske egenskaper og styrke (nedknusing, slitasje, densitet, vannabsorpsjon, bestandighet, seighet mm.)
- Kjemi og mineralogi (kloridinnhold, svovelinnhold, karbonat, glimmer etc.)
- Frost og tineegenskaper

Foto 8 Ballastpukk til jernbane (Fellesprosjektet E6/Dovrebanen langs Mjøsa)

Forskningsprosjekter er igangsatt flere steder for systematisk å finne muligheter for anvendelse av tunnelstein. Blant disse kan nevnes prosjekt som «ReMuck» i Italia og «DRAGON» som er et samarbeidsprosjekt mellom Østerrike, Tyskland, Sveits, Frankrike og England. Prosjektet er knyttet til TBM-tunneler, og har til hensikt å utvikle effektive metoder på bruk/gjenbruk av tunnelmasse og reduksjon av CO_2 knyttet til transport og utlegging av tunnelstein. Her brukes levetidsanalyser (LCA), gjennomgang av scenarier og analyser av masseflyt for å kvantifisere, sammenligne og optimalisere forskjellige bruk og deponering av tunnelmasse.

Foto 9 TBM utstyrt for prøvetaking og testing av tunnelmasse (DRAGON-prosjektet)

Alternative drivemetoder

Som alternativ til konvensjonell driving med boring og sprengning, og TBM- boring, brukes EPB (Earth Pressure Balanced Shield) i løsmasser og varierende grunnforhold («mixed face conditions»), fresing med «roadheader» (foto 12) i løse bergarter og graving i myke bergarter (foto 13). I tillegg kommer graving, støping av tunnel i betong og igjenfylling, såkalt «Cut and Cover».

Som eksempel på EPB kan nevnes C1 Andora – San Lorenco Railway Link i Italia (foto 12), og «The Alaskan Highway» i Seattle, der verdens største EPB med diameter på 17,4m, «Big Bertha» jobber.

Foto 10 Roadheader klar til innsats

Foto 11 Bologna Railway Junction, Italia

Foto 12 EPB-maskin, C1 Andora – San Lorenzo jernbaneprosjekt Italia

UTFORDRINGER

Foruten muligheter, er det en rekke utfordringer knyttet til håndtering, bruk og eventuelt deponering av tunnelstein. Potensielle miljøproblemer kan være knyttet til bergarten, i tillegg til drivemetode, logistikk, håndtering, transport, midlertidig lagring eller permanent deponering.

Generelt kan sies at tunnelstein som ikke kan utnyttes, er å betrakte som avfall og må behandles deretter.

Logistikk, håndtering, lagring og deponering av tunnelstein er plasskrevende. Plass er en utfordring, spesielt i tettbebyggelse og bystrøk, mens i utkantstrøk, vil naturmiljø og landskap være en utfordring.

Foto 13 Kraftverkstipp, Rosten kraftverk, Ø. Fæhn, Skanska, disponeres til lokale formål

Her til lands, vil ofte avstand fra anlegg til eventuelle brukere og avtagere for tunnelstein være stor, og gjenbruk ikke økonomisk attraktiv tiltross for god kvalitet. Lokalt vil det ofte være problem og omsette det volumet som produseres fra tunneler/bergrom.

I de følgende avsnitt nevnes noen av de vanligste utfordringer vi har knyttet til tunnelstein.

Geologi og grunnforhold

Enkelte bergartsformasjoner har mineraler som i seg selv er skadelig for omgivelsene.

Her til lands kan nevnes alunskifer som ikke er uvanlig i Oslo, ved Hamar, Nittedal og tilhørende nærområder. Tunnelstein med alunskifer er definert som problemavfall og må håndteres deretter. Andre skiferbergarter kan ha høyt svovelinnhold, og enkelte bergarter inneholder asbest. Amfibolmineralet blåsbest ble påtruffet i den vestilge portalen ved Storbergetunnelen, parsell 12.2 Vestfoldbanen.

Lignende problem er knyttet til bergarter i utlandet, og for betongtunneler etablert i åpen byggegrop (Cut and Cover), hender det at man må krysse områder der det er forurenset grunn.

Ved deponering av forurenset tunnelstein må massene forsegles og avrenning være under overvåking og kontroll. Dette gjelder spesielt avfall og masser fra gruvevirksomhet.

Drivemetoder

Selv drivemetoden har betydning med hensyn til deponering av tunnelstein.

Ved konvensjonelt drevne tunneler, vil det være sprengstoffrester som kan gi høyt nitrat-innhold, og rester av betong og sprøytebetong samt injiserte bergmasser som kan gi høy pH-verdi. Overvåking og behandling av sigevann fra sprengsteindeponi kan derfor være påkrevet. Temaet er omtalt/behandlet i Teknisk Rapport 09 fra NFF.

I det senere har det også vært fokusert på rester av skyteledninger i salva som kan medføre problem ved tipping i vann eller sjø.

Ved boring med TBM benyttes rent vann til kjøling av boreverktøy og støvdemping, og metoden har ikke de samme problemene. Ved Follobanen er forhold som tilsøling med smøremidler, olje og metallpartikler fra borslitasje vært vurdert, men dette er forsvinnende lite i forhold til produsert steinvolum. Her til lands er således bruk av TBM et meget miljøvennlig alternativ. I mykere bergarter, kan det være nødvendig med bruk av kjemikalier, skum o.l., og behandling av tunnelsteinen kan bli nødvendig.

Ved tunneldriving med EPB («Earth Pressure Balanced Shield»), er forholdet annerledes. EPB benyttes i løsmasser, løse bergarter og der grunnforholdene varierer («mixed face condition»). Metoden er aktuell blant annet for metro/tunnelbaner og annen infrastruktur i Oslo og andre storbyer i Norge

Foto 14 Gjennombrudd ved Bologna Railway Junction, Italia

Ved EPB brukes kjemikalier, skum og slurry av forskjellige slag. Noen stoffer er skadelige for miljøet, andre ikke. Håndtering og gjenbruk av massene vil derfor variere fra prosjekt til prosjekt. Vanlig håndtering av masser fra EPB er tørking, vasking og sortering før gjenbruk.

EPB benyttes ved flere infrastrukturprosjekt i utlandet, især i urbane strøk. Som eksempel kan nevnes «The Alaskan Highway» der verdens største EPB-maskin, «Big Bertha» med diameter på 17,4m er i ferd med å spise seg gjennom undergrunnen i Seattle (foto 15).

Foto 15 «Big Bertha», verdens største EPB-maskin borer «The Alaskan Highway» i Seattle, USA

Logistikk, håndtering og transport av tunnelstein

For å oppnå en mest mulig optimal, kostnadseffektiv og miljømessig riktigst mulig håndtering av tunnelstein er det viktig å etablere en massehåndteringsplan på et tidlig tidspunkt.

En massehåndteringsplan bør inneholde følgende:

- Mulig gjenbruk av tunnelstein
- Transportmetoder og transportruter/masselogistikk
- Behov for mellomlagring og permanent deponering (pr. definisjon avfall)
- Arealbehov for sortering og videre prosessering av tunnelstein
- Grunnforhold ved områder for viderebehandling, algring og deponering
- Miljøulemper som støy og støv, trafikksikkerhet langs transportveger, sigevann fra deponi, arrondering og landskap

Lista er ikke komplett og må vurderes fra prosjekt til prosjekt.

Utarbeidelse av massehåndteringsplan må igangsettes på et tidlig stadium slik at tidkrevende prosesser som politisk behandling og regulering kommer i mål innen byggestart.

Massetransport vil forårsake miljøulemper mht. støy, støv og luftforurensning, og bør begrenses til et minimum. Bruk av masser i prosjektet vil være en meget stor fordel både økonomisk og i forhold til miljø.

Foto 16 Deler av logistikk og transportsystemet ved The Alaskan Highway, Seattle

Bruk av transportbånd for transportering av tunnelstein har mange miljø- og HMS-messige fordeler. Transportbånd er vanlig i bruk ved TBM og EPB-tunneler. Ved lange tunneler kan også transport på skinner være gunstig, især ved små tunneltverrsnitt (mindre enn 15m^2). Skinnedrift var vanlig her til lands ut i 1970-tallet ved avløps- vann- og vannkrafttunneler, men er lite (ikke?) brukt i dagens tunneldriving her til lands. Skinnedrift var også vanlig ved tidligere TBM-tunneler i Norge, mens det ved de nyere TBM-tunnelene, Røssåga, Ulriken og Follobanen benyttes transportbånd for å frakte ut tunnelsteinen.

Foto 17 Skinnedrift var vanlig i Norge frem mot 80-tallet

Opplasting, tipping, opmlasting, knusing og sortering av tunnelstein, er aktiviteter som genererer støy og støvplager. Tiltak er nødvendig for å holde disse ulempene på et akseptabelt nivå.

Foto 18 Håndtering, knusing og sortering av tunnelstein ved Follobanen

For mindre anlegg, finnes en rekke mobile enheter for sortering og knusing av stein og blanding av betong.

Foto 19 Mobilt knuse- og sorteringsverk (Follobanen)

Midlertiedig lagring og permanent deponering

Som tidligere nevnt, er det ofte et misforhold mellom produsert steinvolum, behov for stein lokalt og store transportavstander til aktuelle brukere/mottak av tunnelstein. Dersom det er begrenset behov i prosjektet, blir deponering av tunnelstein ofte resultatet.

I enkelte tilfelle, vil lokale massetak (grustak og steinbrudd) melde seg på banen for å ta imot stein, ofte for betaling. I mange tilfelle overlates også tunnelmassene til entreprenøren, som kan utnytte dette til sin fordel i en konkurransesituasjon, dersom de har anvendelsesmuligheter i et nærliggende prosjekt.

For deponering av stein, må det avsettes tilstrekkelig areal, området med tilhørende nærområde må vurderes med hensyn til stabilitet og fundamentering, og eventuelle miljøulemper i nærområdet. Det må utarbeides planer for utforming og arrondering, samt instruks for utlegging og komprimering. Likeledes må det utarbeides planer for kontroll og overvåking av sigevann fra massedeponiet. Dersom det er forurensede masser eller skadelige mineraler (eks. alunskifer), må deponerte masser forsegles og sigevann kontrolleres. Dette gjelder spesielt for EPB-masser samt evt. også TBM-masser der kjemikalier, skum og/eller slurry er benyttet.

KONTRAKTSMESSIGE FORHOLD

Ved utarbeidelse av tilbudsgrunnlag, er det viktig å sette fokus på miljømessige forhold, føringer og tiltak som entreprenøren må forholde seg til med hensyn til håndtering og bruk av tunnelstein. Prisbærende poster må innarbeides for de tiltak som er nødvendig.

Av elementer i kontraktsgrunnlaget kan nevnes:

- Krav i miljøtiltak og miljøoppfølgingsplan for massehåndtering og deponering må innarbeides
- Massehåndteringsplan for tunnelstein må utarbeides og tiltak innarbeides i prisbærende poster
- Hvis masser skal brukes i prosjektet, må krav til kvalitet og testing innarbeides i kontraktsgrunnlaget
- Instruksjoner og restriksjoner for håndtering, transport og deponering må innarbeides
- Risikoforhold og –fordeling mellom byggherre og entreprenør må klargjøres/defineres
- Miljøtiltak må spesifiseres i prisbærende poster
- Entreprenør/tilbyder må oppfordres/oppmuntres til å utarbeide/foreslå miljøgunstige gunstige løsninger

RÅD OG ANBEFALINGER

I forbindelse med massehåndtering og bruk av tunnelstein kan følgende anbefales:

Planfasen

- Geologisk kartlegging for å sjekke massenes egnethet til gjenbruk, eventuell fare for miljøskadelige mineraler eller formasjoner (alunskifer, asbest mm.)
- Vurdering av miljøulemper og risiko, ulemper og muligheter knyttet til tunnelstein
- Etablere en miljøoppfølgingsplan (MOP) knyttet til tunnelstein
- Etablere en massehåndteringsplan
- Planlegging av massedeponi (grunnforhold, landskap, utforming og revegetering, vurdering av skaderisiko relatert til sigevann og sigevannskontroll etc.)
- Planlegging av transportruter og tilhørende sikkerhetstiltak, anleggsveier og masselogistikk
- Utarbeide planer for bruk av tunnelstein (sorterings- og knuseverk, produksjon av asfalt og betong, mellomlagring og annen logistikk)

Utarbeidelse av tilbuds- og kontraktsgrunnlag

- Innarbeide føringer og krav relatert til massehåndtering, massetransport og deponering ift. ytre miljø
- Avbøtende tiltak må defineres og spesifiseres i prisbærende poster
- Massehåndteringsplan innarbeides

Bygging

- Miljøtiltak implementeres
- Miljøoppfølgingsplanen følges opp av byggherre og eentreprenør

Etter bygging

Miljøoppfølgingsplanen med kontrollrutiner følges opp av byggherre/utbygger/eier.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

FJÆRLANDSANLEGGENE; BYGGING AV VEILØSE KRAFTANLEGG

The Fjærland HPP facilities; Construction of hydropower plants without road access.

Ola Kvammen, Prosjektleder, Lemminkainen Norge AS

SAMMENDRAG

Småkraft AS gjennomfører i totalentreprise en utbygging av 6 mindre kraftverk i Fjærland med en total installasjon på 41 MW. Byggherre er Sognekraft. Lemminkainen Norge AS utfører på oppdrag av Småkraft AS, byggingen av alle veiløse anlegg i denne utbyggingen, deriblant komplett utbyggingen av Lidal Kraftverk og Romøyri Kraftverk.
God samhandling mellom oppdragsgiver og entreprenør har bidratt til å utvikle prosjektet i en positiv retning. Sammenlignet mot opprinnelig plan har samhandlingen resultert i endret design for Lidal Kraftverk og en mer komprimert gjennomføring, som i sum har redusert byggetiden med ca. 2 år. Tunnelene skulle drives med minimale terrenginngrep. For å oppfylle dette kravet ble rigg for tunneldrivingen etablert på lekter. Dette viste seg å være effektivt, og få dager etter ankomst var drivingen i full gang. Til tross for omfattende sprak og ditto bergsikring, oppnådde vi gode inndrifter. Den veiløse anleggsdriften krevde logistikkformer utenom det vanlige. Bla. benyttet vi oss av båttransport og helikopter. Parallelt med driving pågikk arbeider med boring av sjakt i fjellet midtvinters. Logistikken midtvinters var utfordrende.
Inntransport av tungt utstyr til arbeider i fjellet, foregikk på snøvei over fjellet fra Leikanger kommune. Byggingen skal pågå enda noen måneder. Så langt har fremdriften i prosjektet ligget på plan.

SUMMARY

The energy developer Småkraft AS is currently conducting a turnkey development of 6 smaller power plants in the Fjærland area on behalf of the project owner Sognekraft AS, consisting a total installation of 41 MW. Småkraft AS assigned Lemminkainen Norge AS as the executing contractor for all remote facility developments (not accessible by roads), hereunder the complete the development of Lidal HPP and Romøyri HPP.
Excellent interaction between the client and the contractor helped to develop the project in a positive direction. Compared to baseline the interaction resulted in a modified design for the Lidal HPP and a more compressed overall implementation, reducing the initial construction time by approximately 2 years. The tunnel excavation was restricted to operate with minimal ground intervention. In order to fulfil this demand and achieve operational benefits, the Rig-support for the tunnel operations was established on a barge. This proved to be a very efficient solution during ramp up allowing operations at full speed just a few days after arrival on site. Despite extensive rock burst generating heavy rock support, we achieved excellent penetration rates.
Operating in remote locations required logistics beyond the ordinary. Amongst others the use of boat transport and helicopter in our daily operations. The pressure shaft development where conducted in parallel with the ongoing tunnel excavation from the upper mountain area during winter time, creating some challenging logistics. During this period an 18 km. long snow road crossing the mountain from the Leikanger municipality, was established in order to mobilize heavy machinery and equipment for the execution of works related to the intake structures. The construction will continue a few more months. So far, the progress develops on schedule.

INNLEDNING

Figur 1: Fjærland på Norgeskartet.

I Fjærland bygger Småkraft AS ut 6 kraftverk på vegne av Sognekraft AS. Lemminkainen Norge AS gjennomfører på oppdrag fra Småkraft AS de mest komplekse anleggene i denne utbyggingen. I kontrakten inngår byggingen av Lidal kraftverk og Romøyri Kraftverk, samt byggingen av inntakskonstruksjoner for henholdsvis Hatlestad og Bjåstad Kraftverk.

Anleggene ligger plassert på begge sider ut langs Fjærlandsfjorden. Det er ikke tilkomst med vei til noen av disse anleggsområdene. Utbyggingen er av den grunn spesielt utfordrende.

Dette dokumentet diskuterer utfordringene med gjennomføring av vegløs utbygging og gir et innblikk i hvordan entreprenøren løste oppgaven.

Kontrakten er en enhetspriskontrakt. BH står for prosjekteringen og innhenter alle tillatelser for utbyggingen, herunder utslippstillatelse for driftsvann og tillatelse til å deponere sprengte tunnelmasser i sjø.

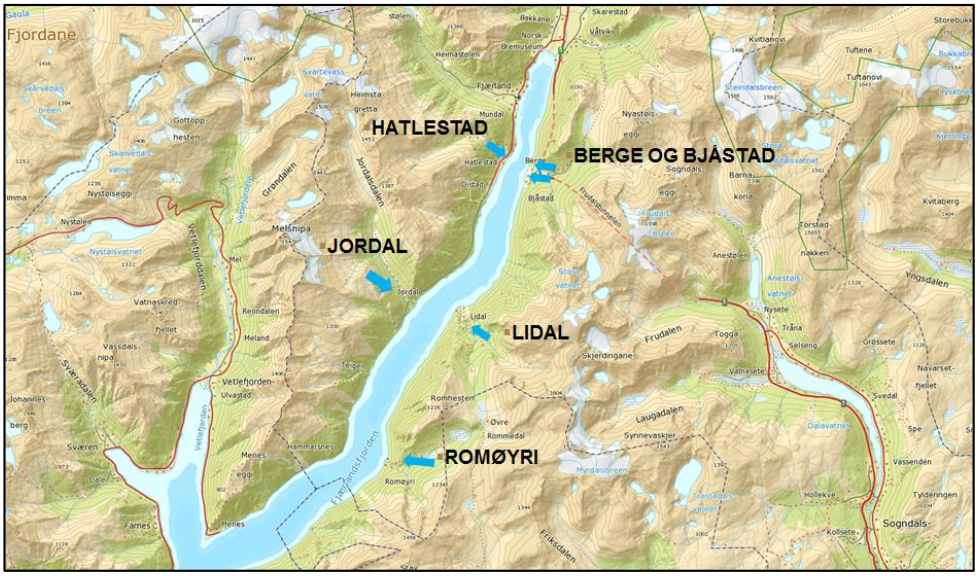
Det er stor aktivitet ved Fjærlandsanleggene med entreprenørdrift på alle anlegg. Også ELMEK har startet montasje på et par av anleggene. I Lemminkainen Norge sin kontrakt, er bergarbeidene ved Lidal og Romøyri fullførte. Noen av inntakene er også ferdigstilte.

FJÆRLANDSANLEGGENE

Fjærland er et bygdesamfunn som ligger i Sogndal kommune i Sogn og Fjordane fylke. Stedet ligger innerst i Fjærlandsfjorden, en 27 km lang sidearm av Sognefjorden.

Langs Fjærlandsfjorden bygger Sognekraft AS ut 6 kraftverk. Anleggene bygges ut uten magasinering, med inntakskonstruksjon plassert direkte i vassdrag i fjellet og med vannvei til kraftstasjon nede ved fjorden. Fallhøyde varierer fra 260 til 536 m. For inntaksdammene er det valgt forskjellige modeller dvs. både fyllingsdam med betongkjerne, gravitasjonsterskel i betong, betongterskel og fyllingsdam med kjerne og overløp i tre. Som vannvei nyttes rør i grøft alene eller i kombinasjon med boret sjakt, og boret trykksjakt i kombinasjon med trykktunnel.

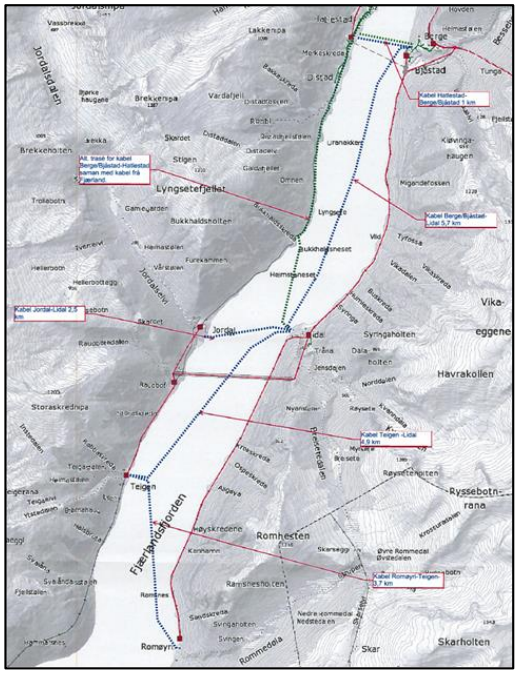
Utbygging er planlagt for en normalårsproduksjon på 114 GWh og vil samlet ha en total installasjon på 41 MW. Det er for tiden stor byggeaktivitet på alle anlegg. Prøvedrift er planlagt til september 2017. Endelig sluttfrist for ferdigstillelse av den samlede utbyggingen er 1. april 2018.



Figur 2: Fjærlandsanleggene, oversikt.

For å hente ut kraftproduksjonen fra Fjærlandsanleggene, bygger Sognekraft AS ut parallelt en transformatorstasjon ved Lidal Kraftverk med tilhørende 132 KV linje ut fra anlegget. Den nye 132 kV-lina vil gå fra transformatorstasjonen i Lidal over fjellet til Grindsdalen trafostasjon i Leikanger. Fra Grindsdalen trafostasjon blir Sognekraft påkoblet Statnett si eksisterende 420 kV-linje.

Trafostasjonen i Lidal knytter sammen alle kraftverkene i Fjærlandsutbyggingen. For sammenknytningen er det lagt ut 22 KV sjøkabel i Fjærlandsfjorden fra hvert av kraftverkene og fram til transformatorstasjonen på Lidal.

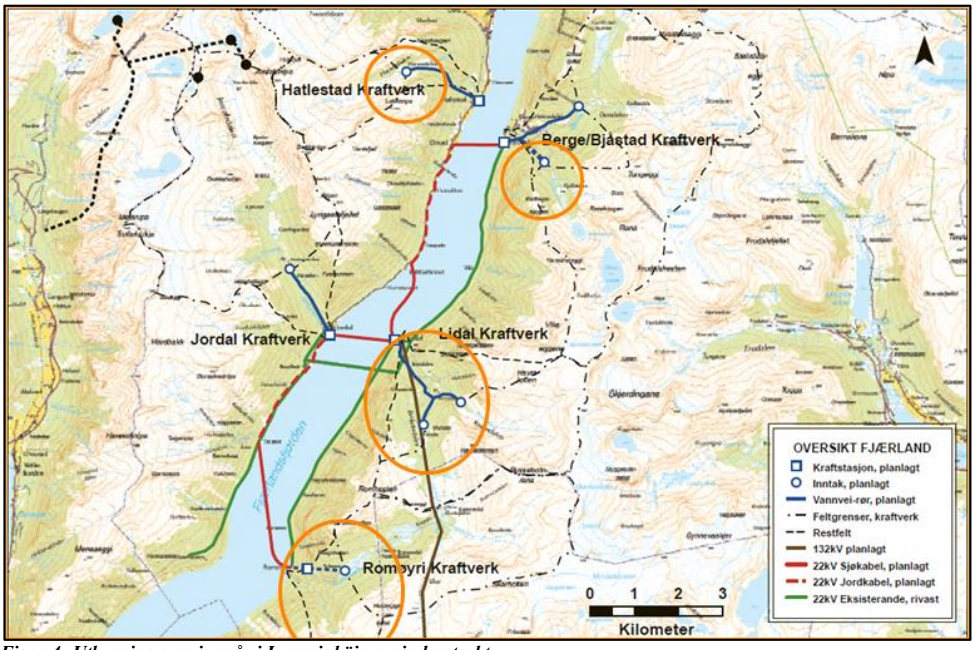


Figur 3: Trase for sjøkabel.

For gjennomføringen har Sognekraft engasjert Småkraft AS som totalentreprenør. Småkraft AS har i sin tur kontrahert entreprenører for å gjennomføre utbyggingen, dvs. grunn- og

betongarbeider samt elektromekaniske arbeider.

Etter tilbudskonkurranse høsten 2014 ble Lemminkainen Norge AS valgt som entreprenør for utbygging av Lidal Kraftverk, Romøyri Kraftverk, Inntakskonstruksjon Bjåstad og Inntakskonstruksjon Hatlestad. Alle anlegg som inngår i denne kontrakten er veiløse. For de øvrige anleggene som inngår i utbyggingen av Fjærlandsanleggene, er det tilkomst med vei.

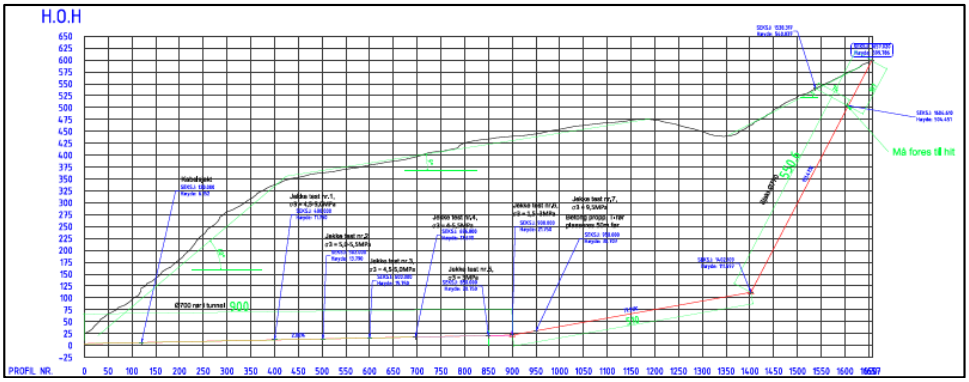


Figur 4: Utbygging som inngår i Lemminkäinen sin kontrakt.

Lidal Kraftverk
Et helt særegent prosjekt: Vannvei i Y-fasong - i fjell hele vegen.
Stasjonsbygg som portalbygg i fjellhall sammen med transformerings- og bryteranlegg. Høyspentkabel under jorda første delen.

Nøkkeltall:

- Fallhøyde: 636 fallmeter
- Vannvei: Tunnel 1420m / sjakt 550 m / rørgate i Y-fasong 1392 m
- Slukeevne: 1,5 m³/s
- Røyrdimensjon: 700 mm
- Installasjon: 7,7 MW
- Produksjon normalår: 22 GWh
- Inntak: 1 betong massivterskel, 1 steinfyllingsdam med tettekjerne og overløp i tre.
- Kabelsjakt: 200 m.
- Bygg: Betongbygg, felles for kraftstasjon og bryter/transformeringsanlegg

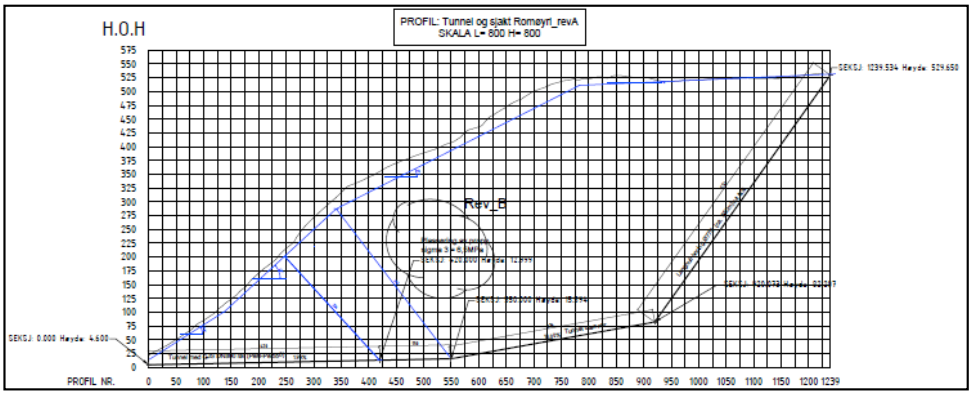


Figur 5: Lidal Vannvei snitt.

Romøyri Kraftverk
Alt unntatt inntak skal ligge i fjell. Stasjonsbygg som portalbygg i fjellhall.

Nøkkeltall:

- Fallhøyde: 528 fallmeter
- Lengde vassveg: 926 m tunnel og 550 sjakt
- Slukeevne: 1,9 m³/s
- Røyrdimensjon: 800 mm
- Installasjon: 8,7 MW
- Produksjon normalår: 24 GWh
- Inntak: Betong gravitasjonsterskel
- Bygg: Kraftstasjon i portalbygg av betong



Figur 6: Romedal Vannvei snitt.

SAMHANDLING OG UTVIKLING

Det har vært god samhandling mellom aktørene i prosjektet. Selv om det i utgangspunktet ikke var lagt til grunn en egen plattform for samhandling har det vært tett dialog mellom aktørene helt fra fasen før kontraktsinngåelse. Resultatet kan vi i dag se i et betydelig

videreutviklet prosjektgrunnlag som med positivt fortegn har hatt god effekt på både utbyggingskostnad og fremdrift. Prosjektets forhistorie og forbedringsforløp følger illustrertnedenfor:

Tilbudsbefaring ble avholdt 12. og 13. november 2014. Tilbudsfrist var satt til 23.01.2015.

Lemminkainen hadde totalt sett det mest fordelaktige tilbudet. Kontrakt mellom Smakraft AS og Lemminkainen Norge AS ble underskrevet 3.7.2015.

Oppdragsgivers opprinnelige planer for prosjektet hadde en betydelig lengre byggetid enn det som er blitt resultatet etter at Lemminkainen og Småkraft i fellesskap bearbeidet planene for prosjektet. Småkraft hadde i opprinnelig plan lagt 2 forhold til grunn i sin planlegging av bergarbeidene:

1. At all vannveg på de vegløse prosjektene skulle ligge i berg. Dette innebar i sum, bygging av 2 tunneler og 3 sjakter, ettersom Lidal måtte ha sjakter fra 2 inntak til felles trykktunnel, altså en Y-formet vannveg i sin helhet i berg.
2. At utslippstillatelsen ikke tillot dumping av tunnelstein i fjorden i sommerhalvåret.

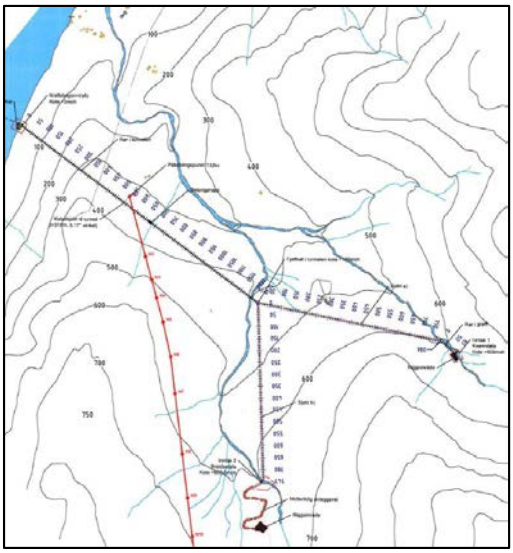
I oppdragsgiver sin hovedfremdriftsplan datert 26.11.2014 var byggestart for Lidal kraftverk planlagt til 16.6.2015. Igangkjøring av kraftverket var planlagt til 16.4.2018.

Som følge av konstruktiv samhandling ble vannveien for Lidal Kraftverk vesentlig endret. I prosessen oppnådde Småkraft med velvillig behandling fra NVE, å få aksept for at «Y-en» i Lidal kunne utføres med en grøft i terreng fra inntakene til en felles sjakt til trykktunnelen. Derved falt en sjakt bort, og bergarbeidene ble således redusert både i omfang og kompleksitet.

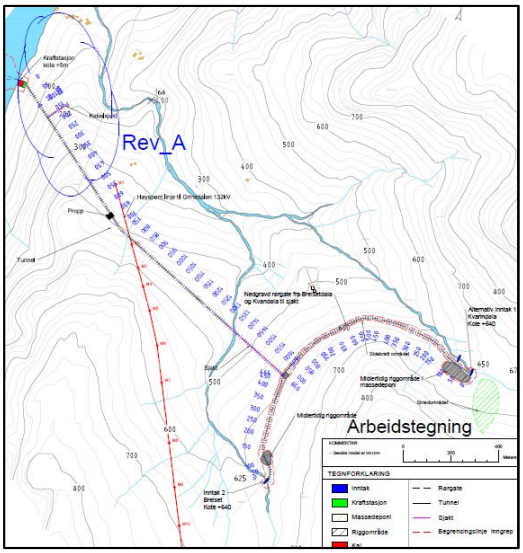
Videre fikk Lemminkainen komprimert tunneldrivingen til å vare i kun 1 høst/vinter/vårsesong – i hovedsak takket være rigging på lekter som effektiviserte tilriggingen på begge tunnelpåhoggene. I sum har ovennevnte redusert varigheten av de samlede bergarbeidene med minst en sesong sammenlignet med Småkraft sin opprinnelige fremdriftsplan.

I opprinnelig konsept inngikk boring av sjakter fra en fjellhall innerst i trykktunnelen. Tunneldriving og boring av sjakt måtte i et slikt konsept utføres som påfølgende aktiviteter etter hverandre. Endring av vannvei åpnet for muligheten til å kunne bore sjakt parallelt med tunneldrivingen.
I sum kunne dermed den totale byggetiden for Lidal Kraftverk reduseres, og frist for ferdigstillelse og igangkjøring endres til 5.6.17 i kontraktplan, tilsvarende ca. 10 mnd. redusert byggetid.

I tillegg til ovennevnte ble tunnelpåhugg flyttet og metode for boring av kabelsjakt endret. Endringene gav hver for seg et positivt bidrag til prosjektresultatet.



Figur 7: Opprinnelig vannvei



Figur 8: Endelig vannvei

I tilbudsdokumentene for Romøyri Kraftverk var idriftsettelse av Kraftverket planlagt til 12.2.2019.
Vår driftsplanlegging la til grunn at det var synergier å hente på å se driften av Lidal og Romøyri som en enhet. Byggestart på Romøyri kraftverk ble av denne grunn i kontraktplan planlagt slik at tunneldriving og sjaktboring etter avslutting på Lidal, enkelt kunne flyttes til Romøyri. Etter noen avklaringer som førte til mindre endringer, ble oppstart av tunneldrift i kontraktplan satt til 7.3.2016. Valgene vi gjorde hadde stor påvirkning på fremdriften i prosjektet, og medførte at planlagt dato for igangkjøring ble endret til 5.4.17, dvs. nesten to år tidligere enn oppdragsgiver sin hovedframdriftsplan fra november 2014. (Dette er helt sant!)

Imidlertid har det tilkommet noen endringer i prosjektet etter den tid, der både økt konstruksjonsvolum og linjebygging har skjøvet virkelig igangkjøring noen måneder ut i tid. Til tross for dette må gevinsten av forannevnte med tanke på tidligere inntekter for utbygger, sies å være betydelig.

VEILØS DRIFT, UTFORDRINGER OG LOGISTIKK.

Arbeider i felt kom i gang litt før plan i juli 2015 med utsprengning av forskjæring for tunnelen på Lidal. Tunnelarbeidene startet opp på plan i månedsskiftet august/september. Før vi kom så langt var det imidlertid gjennomført et stort forberedende arbeid for å gjøre rigg- og drivefasen så effektiv som mulig. Riggområdene for både Lidal og Romøyri var begrensede i omfang, der myndighetskrav la restriksjoner på hva som kunne berøres av anleggsdriften. Arealene var langt mindre enn hva som behøvdes for en normal rigginstallasjon for tunneldrift. Dermed måtte alternative metoder vurderes for å tilfredsstille gitte forhold myndighetskrav.

Det ble konkludert med å bruke lekter til rigg- og serviceområde for tunneldrivingen. Lekter

ble kontrahert og rigget ved vårt lager på Husnes. På lekteren fikk vi tilgang til et riggareal på ca. 2500 m2. Dette dekket vårt behov både for plassering nødvendige installasjoner som kontor, lomp, verksted, slurrytelt, vannrensingsanlegg mm, samt vårt behov for uttransport og deponering av stein i sjø på en trygg og effektiv måte.

Etter at lekter var ferdig rigget og fylt opp med utstyr og maskiner, ble lekteren tauet til Lidal i Fjærlandsfjorden. Før ankomst var Lidal klargjort for mottak av lekter. Ved ankomst ble det lagt ut anker og fortøyninger, og deretter tilkobling av vann, elektrisitet, vannrensing og en 20 m dyp siltgardin utlagt rundt tippområdet i sjøen utenfor tippstokk bakerst på lekteren, før drivingen kunne igangsettes.

Fire dager etter at lekter ankom var tunneldriften i gang, med komplett ferdigrigget støtteapparat. Valgt metode la ikke beslag på arealer utover prosjektert forskjæring. Lekter som riggareal gjorde det ekstremt effektiv å komme raskt i gang med drivingen. Det at vi kunne benytte samme oppstilling på 2 tunneler etter hverandre, gav dobbel tidsmessig effekt for både opp- og nedrigg.

Figur 7: Lekter ved Lidal Kraftverk.

Den daglige driften av et anlegg på «andre siden» av fjorden uten vegforbindelse, stiller ekstra krav til logistikk både for transport av personell og leveranser av materiell og utstyr. Sist vinter, i perioder med ustabilt vær, var logistikken ekstra utfordringene. Under slike forhold blir veien fra Fjærland til vårt utskipingssted stengt i perioder. Slike hendelser gjorde transport sjøveien 9 km. lenger. For å håndtere utfordringene med logistikken i prosjektet måtte vi derfor planlegge med fokus på en så trygg, effektiv og økonomisk fordelaktig transportvei som mulig. Vi endte opp med følgende konsept:

Personaltransport ble organisert morgen og kveld og i skiftbytter i regi av oppdragsgiver med «MB Vassvegen», en 35 fots kombibåt. Båten føres av lokale båtførere. Båten erstatter det som på land er skiftbuss.

Som formannsbåt anskaffet prosjektet en skjærgårdsjeep. Båten tilførte ønsket mobilitet og erstattet i stor grad formannspickupen i et vanlig anlegg.

For tyngre transporter sjøveien ut til Lidal og Romøyri, har vi i hovedsak benyttet 2 alternativer. Maskintransporter, transport av tyngre utstyr og materialtransporter, samt transport av BH sin ELMEK utføres av ferje med ilandsettingsmuligheter. Denne løsningen anvendes sporadisk og tilkalles kun når det er behov for den type transporter og aller helst når det finnes et akkumulert behov. Ferje håndterer transporterer opp til ca. 150 tonn og er svært effektiv når volum skal flyttes sjøveien, eller som kai for andre fartøy som ikke har mulighet til å levere uten kunne legge til kai.

Figur 8: "MB Vassvegen"

I den daglige driften håndterer(te) vi sjelden veldig tunge kolli. Vi kom over en ledig oppdrettsbåt døpt «Olivia» som fullt ut stetter(t) vårt behov i den daglige driften. Båten har stor dekksplass for last samt kran for å laste og losse. Med båten flyttes effektivt enkeltkolli og maskiner på opp til 8 tonn. Under tunneldrivingen ble nesten alle leveranser gjort med Olivia, herunder all sprøytebetong. Vi utviklet et eget konsept for denne leveransen som viste seg effektiv på alle måter.

For enklest mulig logistikk etablerte Lemminkainen base for levering av materialer i Jordal. Basen ble rigget for transporter både med båt og helikopter, og inneholdt både kai, helikopterlandingsplass, tankanlegg mm. På basen ble det også rigget et lagertelt for mellomlagring av materialer, spesielt med tanke på materialer som må stå tørt og varmt.

TUNNELDRIVINGEN

Bergmassivet i Fjærland er preget av store bergspenninger og sprakfjell. Tunnelene i Lidal og Romøyri var ikke noe unntak. Etter ca. 200 m. driving kom vi inn i sprak på begge tunnelene og mengden bergsikring (bolter og sprøytebetong) økte betraktelig. På tross av dette og de ekstra utfordringene dette påførte vår allerede stramme logistikk, oppnådde vi gode inndrifter.

Tunnelene ble drevet med gjennomsnittlig minstetversnitt på ca. 22 m^2. Drivingen ble utført med en 2 boms borerigg av merke Atlas Copco M2 med 16 fot mateguider. Drivelaget besto av 4 mann som utførte alle arbeidsoperasjonene som inngikk i driving av tunnelene. Erfarne lag utførte drivingen. Kvaliteten på utført arbeid er utmerket med god kontur og lite avvik i såle.

I de beste ukene oppnådde vi inndrift på vel 120 m/uke, og gjennomsnittlig under hele drivingen ca. 85 m/uke.

Plassering av propp ble bestemt med grunnlag i resultater fra jekketester som fastsatte minste hovedspenning. For Lidal var propp planlagt plassert ved pel 600. Vi oppnådde først tilfredsstillende resultater av jekketestingen ved pel 950. Trykkledning fra propp til Kraftstasjon blir dermed betydelig lenger enn opprinnelig planlagt.

På Romøyri gikk det motsatt vei. Der oppnådde vi tilfredsstillende resultater ved pel 400 mot

opprinnelig planlagt ved pel 550. Propp er beslutt plassert ved pel 420.

INNTAK OG SJAKTER

Forberedende arbeider for anleggsdriften i fjellet på Lidal og Romøyri, ble utført i løpet av høsten 2015. Først ut var etableringen av riggområde for påhugg til sjakt for Lidal Kraftverk. For arbeidet ble maskiner og utstyr flydd inn. Maskinene ble flydd i deler og montert sammen på arbeidsstedet ved hjelp av helikopter. For innkvartering ble det rigget brakker i fjellet. Vi hadde også tilgang på et «stølshus» i nærheten med overnattingsmulighet ved behov for større kapasitet.

Etter ferdigstilling av Lidal ble maskiner og utstyr flyttet til Romedal hvor inntaket til Romøyri Kraftverk ligger, og de samme arbeidsoperasjonene gjentatt der.

Tunnelen i Lidal endte ved sjaktefot. For at dette skulle passe «hånd i hanske», var boring av pilot sjakt til Lidal kraftverk planlagt å ferdigstille samtidig med tunneldrivingen. Boringen av sjakt måtte derfor gjennomføres midtvinters. For at dette skulle kunne gjennomføres på en trygg måte planla vi med boligrigg og stort arbeidstelt for utførelsen på arbeidsstedet. For boringen behøvde vi 1000 l. vann/min. Midlertidig inntak ble etablert 450 m unna arbeidsstedet, og vannforsyning etablert i vinterisolert ledning. For driftsvannet ble det etablert et sedimenteringsanlegg. Ca. 50% av driftsvannet ble gjenbrukt i boreoperasjonen. Øvrig energi ble tilført gjennom 2 dieselgeneratorer på stedet.

Forberedelser for rigging ble utført i november 2015, under tidvis ustabile værforhold. 1. desember 2015 startet vi rigging av Raiseborer, forlegning og arbeidstelt. Riggingen foregikk med helikopter i kombinasjon med lift. Totalt ble det flydd opp 200 tonn fordelt på ca. 90 hiv. Flyving i desember er prisgitt gode flyforhold og akseptable lysforhold. Vi var forholdsvis heldige med forholdene. I løpet av 3 dager var alt på plass. Tiden frem mot juleferie ble brukt til riggdetaljer, innjustering av Raiseborer og annen klargjøring slik at boring kunne starte etter endt juleferie.

For driften ble all logistikk, dvs. mannskapsbytte og forsyninger utført en dag pr. uke. Det var ikke alltid det var vær til å fly den dagen det var planlagt. Derfor hadde vi alltid nok forsyninger i fjellet til å kunne holde driften gående noen dager ekstra om nødvendig. Som beredskap i nødstilfeller plasserte vi en snøscooter på riggen i fjellet. Nødrute ble etablert til Grindsdalen i Leikanger, en kjøretur på ca. 18 km. Kjøretøyet var utstyrt med GPS instrument med forhåndsprogrammert kjørerute.

Figur 9: Rigging for boring av sjakt i fjellet.

Senere på vinteren, når snøen hadde satte seg og forholdene ble mer stabile, etablerte vi permanent vintervei over fjellet fra Grindsdalen i Leikanger. Ved hjelp av denne veien transporterte vi inn tyngre maskiner og utstyr for arbeidene som skulle utføres i fjellet kommende sommer, i forbindelse med inntakskonstruksjoner og rørgrøft for vannvei mellom inntak og sjakt. Veien ble også benyttet til å transportere inn tunge kolli for oppdragsgiver. Maskiner og utstyr som ble brukt i fjellet i sommerhalvåret, skal fraktes ut igjen kommende vinter og vinterveien reetablert for dette formålet.

Etter at veien var etablert foregikk nesten alle anleggsbesøk til anlegget i fjellet, over denne veien. Vi hadde på det meste 4 snøscootere i drift over fjellvegen, noen med slede for enkle driftstransporter.

Etter at sjakt var ferdigstilt for Lidal Kraftverk, ble hele Raiseborer utrustningen flyttet over vintervei fra Lidal til Romedal, en strekning på ca. 5 km. kjøring en vei. Bruken av vintervei var svært vellykket og effektivt, og gav oss besparelser i driften. Vi klarte å holde veien i kjørbar stand frem til månedsskifte april/mai.

RØRGRØFT OG INNTAK

Arbeidene med inntak og rørgrøft kom i gang tidlig i mai 2016. For arbeidene ble det etablert brakkerigg for bolig og hushold. Brakkeriggen huset på det meste 14 personer.

Logistikk for arbeidene ble håndtert som for vinterarbeidene, der 1 dag pr. uke var satt av til mannskapsbytte og levering av forsyninger. Sommerhalvåret var det i tillegg tilgang på gangsti for den som ville gå opp eller ned.

Hovedutfordringen med inntak er som oftest kontrollert håndtering av vannmasser i byggetiden. Dette ble det funnet gode løsninger på. For inntak Kvanndøla (Lidal) og Romedal ble elven lagt i nytt løp. For Breisete (Lidal) lot vannet seg håndtere gjennom åpning i terskel.

Figur 10: Inntak Kvanndøla - Lidal Kraftverk

Rørgrøft til inntak fikk en total lengde på ca. 1392 m. Dette var 269 m. lenger enn hva som låg til grunn i opprinnelig plan. Mye av traseen lå i til dels bratt terreng, og med fjell i store deler av traseen. Den økte grøftelengden kom for dagen før vinterveien ble avviklet. Dermed klarte vi å mobilisere nødvendig kapasitet for å håndtere denne mengdeøkningen.

Det er 35 m. fall fra inntakene på Lidal til sjakt. Fallhøyden tillot bruk av PE-rør som trykkledning. Rørene ble flydd inn i 18 meters lengder. Rørdelene ble sveist sammen i fjellet, lagt i grøft, fylt ned, og grøftetraseen ført tilbake til opprinnelig terreng. PE-rør er et

fortreffelig produkt å bruke på veiløse anlegg utenfor allfarvei, både robust og fleksibelt.

For bygging av rørgrøft og inntak har fremdriften foregått i samsvar med opprinnelig planlagt. I dag er inntakene på Lidal ferdigstilt. Ved inntaket i Romedal gjenstår noen arronderingsarbeider.

BETONGARBEIDER

Kraftstasjonene for begge kraftverkene er bygget som portalbygg delvis i dagen og delvis i fjell. Byggene er i hovedsak bygd i betong med innredning i lettere byggematerialer. I kraftstasjonen på Lidal inngår også Sognekraft sin trafostasjon. Trafostasjonen utgjør omtrent 1/3 av bygningsmassen i Lidal.

Det bygges også kaianlegg for begge kraftstasjonene. For Lidal legges skinnegang fra hovedtransformator ut på kaia. Uteområde tilordnes med erosjonssikring i form av plastring ned mot sjø, samt tilbakeføring av terreng rundt kraftstasjonene.

På Lidal ble propp i tunnel støpt over 3 dager med start 14. september. Nedstrøms plassering av propp er ved pel 950. Proppen er 17 meter lang og ligger med 18% stigning. Støpevolumet var 490 m^3. Å pumpe inn dette volumet tok ganske nøyaktig 50 timer. Leveransen sjøveien gikk med ferje fra Fjærland. Underveis var det noen utfordringer med leveransen pga. stor fjære og sterk strøm i fjorden. Utover dette var det ingen større utfordringer.

Under støp ble betongen retardert for å unngå for rask herding og for å ha kontroll med støpetrykk. Vi hadde 2 trykkmålere installert nedstrøms. Begge målte resultater godt under det vi hadde lagt til grunn for dimensjonering av forskaling.

RØRGATE I TUNNEL

Arbeidet med rørgate i tunnel for Lidal Kraftverk pågår i skrivende stund. Det nyttes duktile rør med lengde 6 meter. Hvert rør har egenvekt på 2600 kg. Rørene monteres på braketter forankret i fjell med bolter. Det stilles store krav til nøyaktig utførelse.

Med unntak av utstøping på fjell under brakett, har arbeidet et industrielt preg, med bruk av prefabrikkerte produkter og gjentagende operasjoner. Rør transporteres ut til anleggsstedet med ferje, og deretter inn til montasjestedet med en spesialanretning til formålet. Deretter heises røret på plass og festes med klammer til forankringsboltene.

KONKLUSJON

Historien fra denne utbyggingen viser at god samhandling mellom oppdragsgiver, oppdragsgivers partnere og entreprenør er en premissgiver for å kunne forbedre prosjektetgrunnlaget i positiv retning. I dette prosjektet var oppdragsgiver villig til å samhandle. Uten dette som utgangspunkt ville resultatet uteblitt eller blitt vanskeligere å oppnå.

Arbeid med veiløse anlegg krever god planlegging for å få logistikken til å fungere på enn effektiv måte. På Fjærlandsanleggene valgte vi enkle løsninger litt utenom det vanlige som viste seg å gi ønsket effekt både for prosjektresultat og fremdrift.

REFERANSER

Småkraft AS (2014), konkurransegrunnlag Fjærlandsanleggene, prosjekt E2 Fjellanlegg, E6 Inntak, E7Bygningsmessige arbeider.

Småkraft AS (2015), kontraktgrunnlag Fjærlandsanleggene, prosjekt E2 Fjellanlegg, E6 Inntak, E7Bygningsmessige arbeider.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

BYGGING AV TUNNELER OG FJELLANLEGG BASERT PÅ FULLSKALA BIM – ERFARINGER FRA VAMMA 12 KRAFTVERK

Construction of tunnels and underground facilities based on full scale BIM – Experience from Vamma 12 Hydropower Project

Øyvind Engelstad, Avdelingsleder Kraftverk Bygg, Norconsult AS
Inge Handagard, Fagsjef BIM, AF Anlegg AS

SAMMENDRAG

Building information modelling (BIM) har gjort sitt inntog i bygg- og anleggsbransjen. På kraftverksprosjektet Vamma 12 i Glomma bygges hele anlegget uten 2D tegninger, men basert direkte på modellene beriket med produksjonskritisk informasjon. BIM er med på å sikre god samhandling og informasjonsutveksling mellom alle partene i prosjektet. For tunneler og fjellanlegg anvendes BIM direkte til maskinstyring og data som innsamles automatisk (skanning, borlog, NWD etc) og manuelt (kartlegging, foto etc.) kan fores tilbake inn i BIM for løpende vurderinger og justeringer samt fungere som «som bygget» dokumentasjon for driftsfasen. BIM bidrar til å endre arbeidsprosessene og å sikre god produktivitet og rett kvalitet.

SUMMARY

Building information modeling (BIM) has arrived in the construction industry. In the Vamma 2 Glomma Hydropower Project the whole plant is constructed without 2D drawing without 2D drawings, but based directly on 3D models enriched with production critical information, namely BIM. BIM is helping to ensure good coordination and information exchange between all parties in the project. For tunnels and underground facilities, the BIM is used directly for data operation of machinery and data collected automatically (scanning, bore logs, NWD etc) and manually (surveying, photography, etc.) can be fed back into the BIM for ongoing assessments and adjustments, and form basis for "as built" documentation for the operation phase. BIM helps to change the work process and to ensure good productivity and right quality.

INNLEDNING

Building Information Modeling (BIM) har de seneste årene blitt tatt i bruk i økende grad også i forbindelse med infrastruktur prosjekter som involverer store konstruksjoner (bruer, kulverter etc.), veger, masseflytting, tunneler og fjellanlegg. Selv om byggherre og konsulenter har benyttet BIM i utstrakt grad i prosjekteringen, har man tradisjonelt i grensesnittet mot entreprenøren allikevel valgt å kommunisere arbeidsgrunnlaget som 2D arbeidstegninger. I forbindelse med at Hafslund Produksjon AS bygger ut kraftverket Vamma 12 i Skiptvet kommune gikk Norconsult AS sammen med byggherren inn for å utføre prosjektet kun basert på BIM uten leveranse av tegninger. Bakgrunnen for dette valget var ønsket om å sikre optimal flyt av informasjon mellom partene og redusere manuell data håndtering til et absolutt minimum. Målet var å sikre at alle parter har full innsikt i hvordan de ulike fagene spiller sammen for å skape det endelige produkt, samt å oppnå optimal flyt i prosessen for å sikre god produktivitet og rett kvalitet i alle grensesnitt.

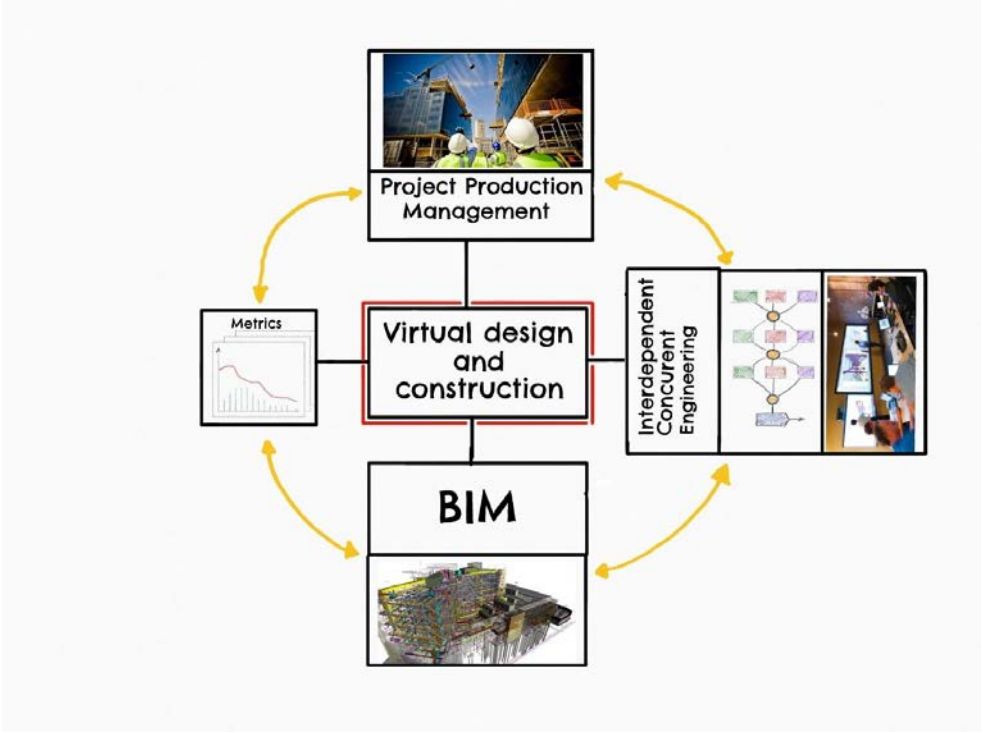
Før ferdigstillelse av forespørselsgrunnlaget var det dialog med samtlige pre-kvalifiserte entreprenører for å sikre forankring for tilnærmingen og kartlegge ønsker og behov i forhold til bygging basert på BIM. AF Anlegg ble etter evaluering av innkomne tilbud og forhandlinger valgt som hovedentreprenør for de bygningsmessige arbeidene. Kriterier for valg av entreprenør var, i tillegg til pris, kompetanse, oppgaveforståelse og ikke minst planlagt tilnærming til bruk av BIM i produksjon. I tillegg til bygg og anleggstekniske arbeider, inngår en rekke andre entrepriser for leveranse av elektromekanisk utstyr, transformator og mekanisk utstyr i vannveien. Disse leveransene utføres som totalentrepriser (EPC) og har derfor ansvar for å levere grunnlag som BIM i Samordningsmodellen.

Tilnærmingen ble solid fundamentert i kontrakten. Fremfor å etablere rigide instrukser for samarbeid i BIM valgte vi å etablere en BIM strategi der samarbeid, fleksibilitet og felles utvikling av «best practice» er førende for prosessen. Da BIM som arbeidsgrunnlag på anlegg var nytt for alle parter var vi av den formening at fleksibilitet og felles mål var avgjørende for suksess. Dette har også vist seg å fungere godt. BIM tilnærmingen har etter intensjonen medført at partene har fått felles forståelse for totaliteten og mulige konfliktpunkter har blitt avdekket tidlig. Videre har partene gjennom samarbeid og felles læring foretatt løpende justeringer for å sikre god flyt og tilgang på kritisk informasjon. En slik prosess vil selvfølgelig aldri løpe uten utfordringer, men med basis i strategien for BIM og fokus på samarbeid og felles utvikling har alle parter bidratt til å løfte prosessen fremover.

Artikkelen beskriver innledningsvis overordnet tilnærmingen til BIM og hvordan dette har vært anvendt på anlegget for å sikre god produksjon. Deretter går vi inn på hvordan BIM har spilt og kan spille en vesentlig rolle i forbindelse med arbeidene med tunneler, fjellanlegg, skjæringer og fyllingsarbeider.

VIRTUAL DESIGN AND CONSTRUCTION (VDC)

Bruk av BIM i forbindelse med prosjektering og bygging handler vel så mye om prosess og kommunikasjon som teknikk. En internasjonal betegnelse på denne prosessen er Virtual Design and Construction.



Figur 1 – VDC elementer

BIM står i sentrum for prosessen, og som Professor Martin Fischer fra Standford University uttalte det under et seminar i Stavanger tidligere i høst: «The BIM is the best tool I have found for ensuring that everyone is working on the same prosject». Med dette mener han at man i BIM til enhver tid vil kunne se utviklingen av prosjekteringen fra hver disiplin, hvordan og hvordan dette påvirker øvrige aktører. Dette i motsetning til den tradisjonelle tilnærmingen der man i prosjekteringen i for stor grad sitter i hver sin «bås» og fokuserer på sin disiplin for så å sende grunnlaget videre over til neste «bås». Detaljeringsnivået utvikler seg gjennom prosjekteringens gang og grensesnittene avklares løpende. Når deler av modellen er ferdig detaljert, frigis disse delene for bygging. Entreprenøren kan anvende modellen i sin planlegging og mater også data tilbake i modellen slik at prosjekterende kan gjøre nødvendige tilpasninger.

Når samtlige disipliner jobber inn mot en felles samordningsmodell, og denne er tilgjengelig for alle parter i prosessen, kan man gjennom en strukturert prosess for såkalt samtidig prosjektering (Interdependent Concurent Engineering (ICE)) sikre at grensesnittene ivaretas løpende. For å sikre an god prosess benytter vi såkalte «Big Rooms» der alle involverte disipliner kan møtes og samhandle med BIM i sentrum. I mellom samhandlingsmøtene utveksles modeller i skyen slik at partene har tilgang til siste versjon av alle fagmodeller inn i

samordningsmodellen. På Vamma 12, har vi kjørt denne prosessen i prosjektering og i grensesnitt mot entreprenør og leverandører i såkalte arbeidsgrunnlagsmøter. Her har vi hatt modellen oppe på skjerm og diskutert byggbarhet og nødvendige tilpasninger for å sikre optimal produksjon på anlegget.

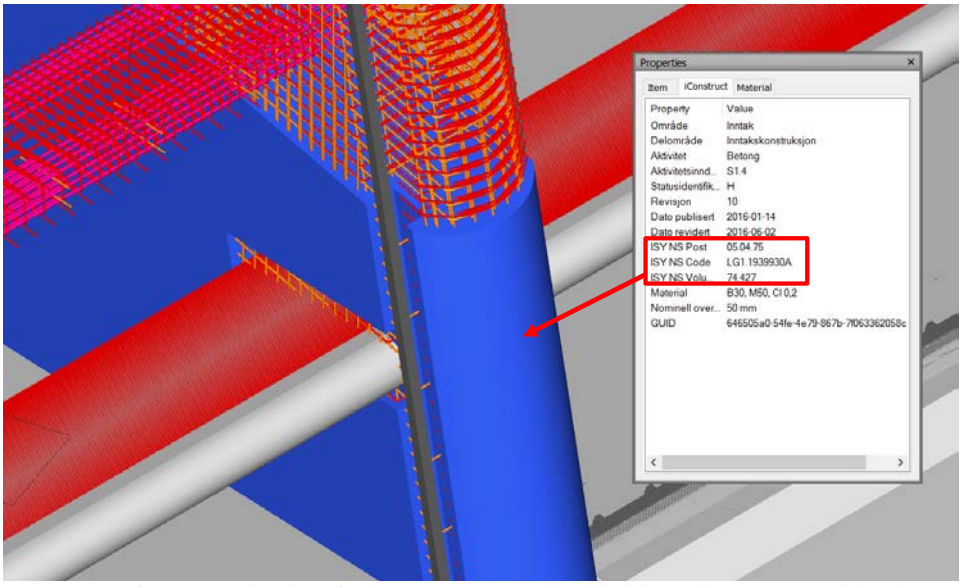
For til fulle å oppnå kostnads- og fremdriftsmessig effekt av VDC prosessen, må man også ta BIM i bruk i produksjonsplanlegging og benytte data direkte som grunnlag for produksjon. Vi kommer nærmere inn på hvordan dette er gjort på Vamma 12 i de etterfølgende kapitlene.

PROSJEKTERING

På Vamma 12 har Norconsult benyttet en rekke verktøy for å prosjektere anlegget. Betongkonstruksjonene er i første rekke modellert i Revit, mens grunnlaget fra leverandørene er produsert i Inventor, Microstation og Solidworks. Da det åpne formatet IFC ikke foreløpig er tilpasset den kompliserte geometrien man har på denne typen anlegg har vi valgt å benytte andre formater som SAT og STEP for å konvertere modellene inn i Revit. Samordningen av alle modeller foregår i Nawisworks, og det er denne plattformen som danner utgangspunktet for kommunikasjon med entreprenøren.

For terreng og fjellarbeider har vi benyttet Powel Gemini Terreng og Entreprenør i prosjekteringen. Da entreprenørene også anvender dette verktøyet til produksjon på anlegget, har denne tilnærmingen sikret god kommunikasjon og dataflyt. Det faktum at Powel er en norsk leverandør som kjenner bransjen og er tett på i prosessen, har bidratt til at vi har fått utført løpende oppgraderinger og tilpasning av programvaren til de behov som har dukket opp i prosessen.

For å sikre at produksjonskritisk informasjon er lett tilgjengelig for entreprenøren har vi benyttet iConstruct for å sortere ut og presentere kvalitetssikret data for hvert element i modellen.



Figur 2 – Informasjon direkte på elementene i BIM (med kobling til post i mengdeliste)

I denne sammenheng har Norconsult AS gjennom sitt datterselskap Norconsult Informasjonssystemer AS utviklet en applikasjon for dynamisk kobling mellom mengdeliste og elementene i modellen. Dette sikrer også klar kontraktuell kobling mellom modell og krav i kontrakten. Hvert element som graving, sprengning, forskaling, betong, armering, innstøpningsgods etc. er koblet mot relevant post nummer i mengdelisten og tilhørende NS kode. På denne måten har vi sikret sporbarhet mellom NS3420 og refererte standarder (materialkrav, utførelseskrav etc.) og elementene i BIM.

Hvert element i modellen er også gitt en statusidentifikasjon. Det er kun elementer som har status H = «for bygging» som er frigjort for bygging. Revisjonsnummer og dato fremkommer også.

All armering prosjekteres i BIM og hvert jern fremkommer derfor med bøyekode, dimensjon, senteravstand etc. i modellen.

BIM SOM ARBEIDSGRUNNLAG PÅ BYGGEPLASS

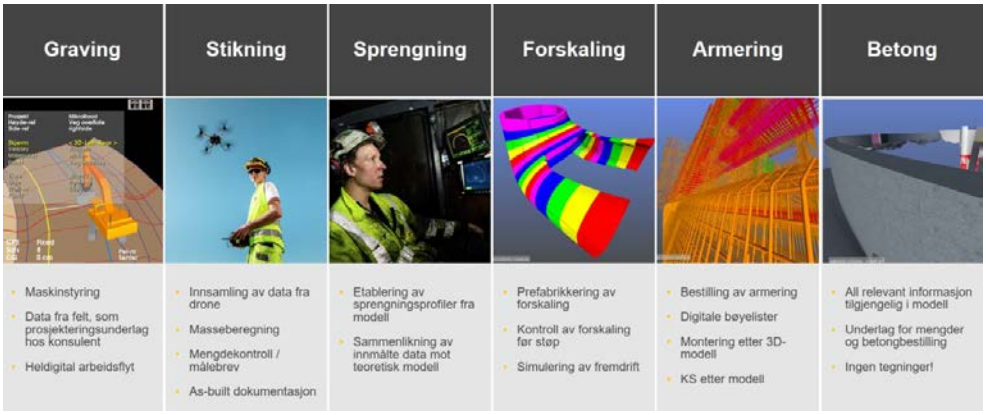
AF Anlegg benytter BIM direkte for utsetting og som basis for bygging på anlegget. I tillegg til tilgang til modellen på brakka, er det etablert BIM kiosker i byggegropa der arbeidslaget kan planlegge arbeidet. Videre er modellene gjort tilgjengelig gjennom A360 Glue og Field på iPad som mannskapet har med seg ut til arbeidsstedet.

Figur 3 – Arbeidsunderlang fra BIM ut i felt

Stikningsdata hentes rett fra modellen med bruk av Autodesk Point Layout og Gemini Entreprenør.

Armering bestilles direkte ved eksport fra BIM uten å gå veien om bøyelister. XML fil sendes til bøyeverk og mates direkte inn i bøyemaskin for produksjon uten manuell innlegging av data.

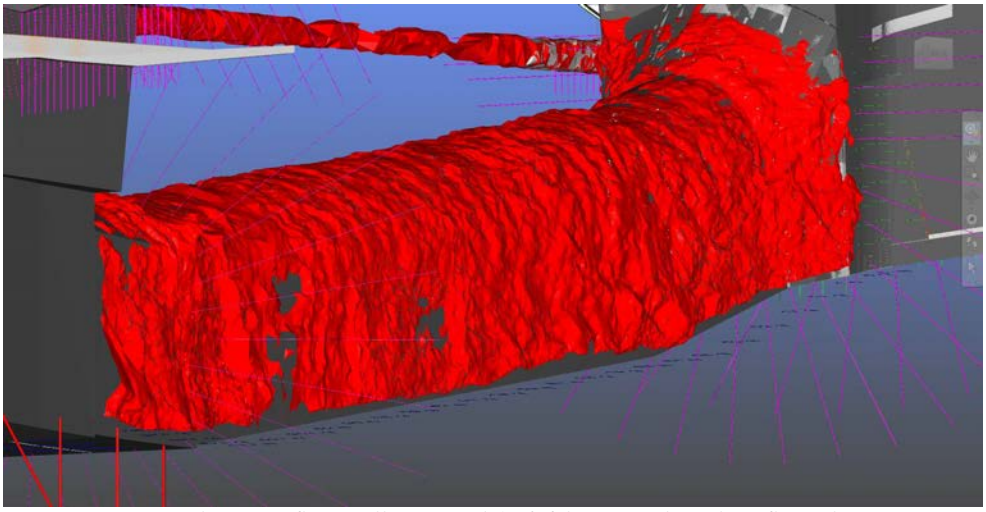
For grave- og sprengningsarbeidene benytter entreprenøren data direkte fra Gemini Terreng og Entreprenør som grunnlag for maskinstyring og som basis for borplaner via Bevercontrol



Figur 4 – AF Anlegg sine prosesser basert på BIM

BIM FOR BERGARBEIDER

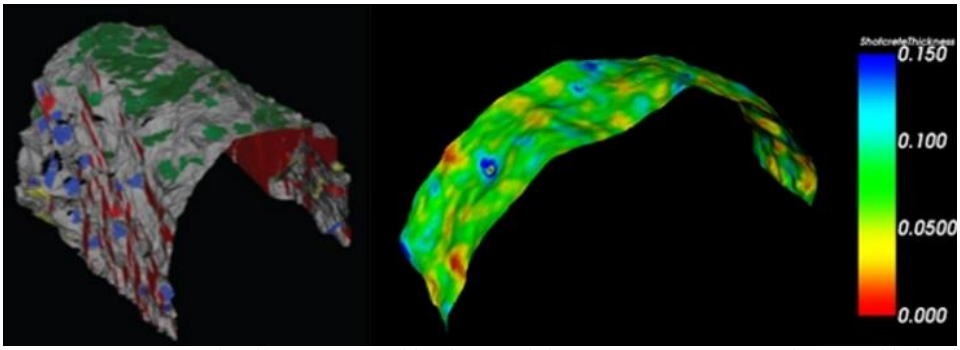
Som beskrevet over har AF Anlegg benyttet BIM modellen direkte som grunnlag for utarbeidelse av borplaner for sprengning av skjæringer og tunneler. Etter uttak av profilet utføres scanning av bergoverflaten for geometrisk kontroll. Punktsky og triangulerte flater oversendes Norconsult for implementering i modellene for tilpassing av konstruksjoner mot bergflaten. Norconsult har her utviklet egne verktøy for effektiv sammenføyning av betongkonstruksjon mot bergflaten.



Figur 5 – Scannet bergoverflate i tilløpstunnel (grå felter viser hvor bergflaten ligger innenfor teoretisk kontur)

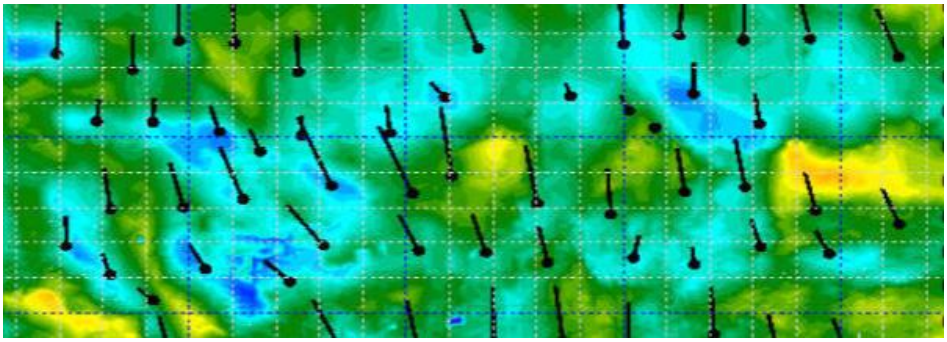
Ut fra de scannede flatene får man god kontroll på overfjell og eventuelle konsekvenser av geologisk betingede utfall. Oppløsningen gjør det også mulig å automatisk kategorisere sprekkeplan (ut fra strøk og fall) og identifisere utgående forløp på geologiske soner.

Det scannes eventuelt før og etter påføring av sprøytebetong for å dokumentere tykkelsen av sprøytebetongen.



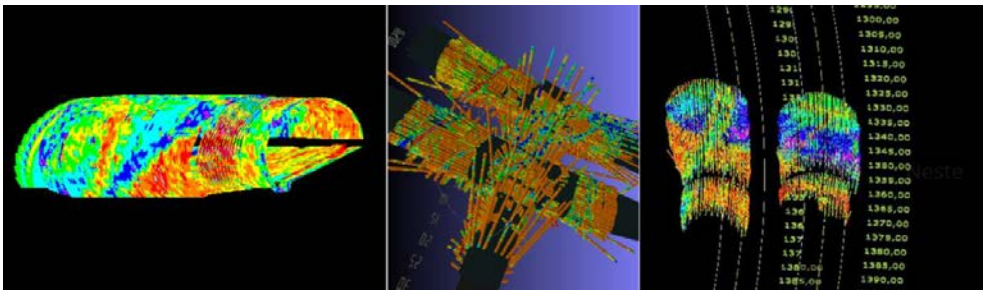
Figur 5 – Automatisk tolkning av sprekkeplan og dokumentasjon av sprøytebetongtykkelse basert på laserskanning (kilde: NGI)

Installerte bolter importeres direkte i modellen på basis av Bevercontrol datalogg fra borrigg eller bolterigg.



Figur 6 – Boltelogg og dokumentasjon av overfjell (kilde: Bever Control)

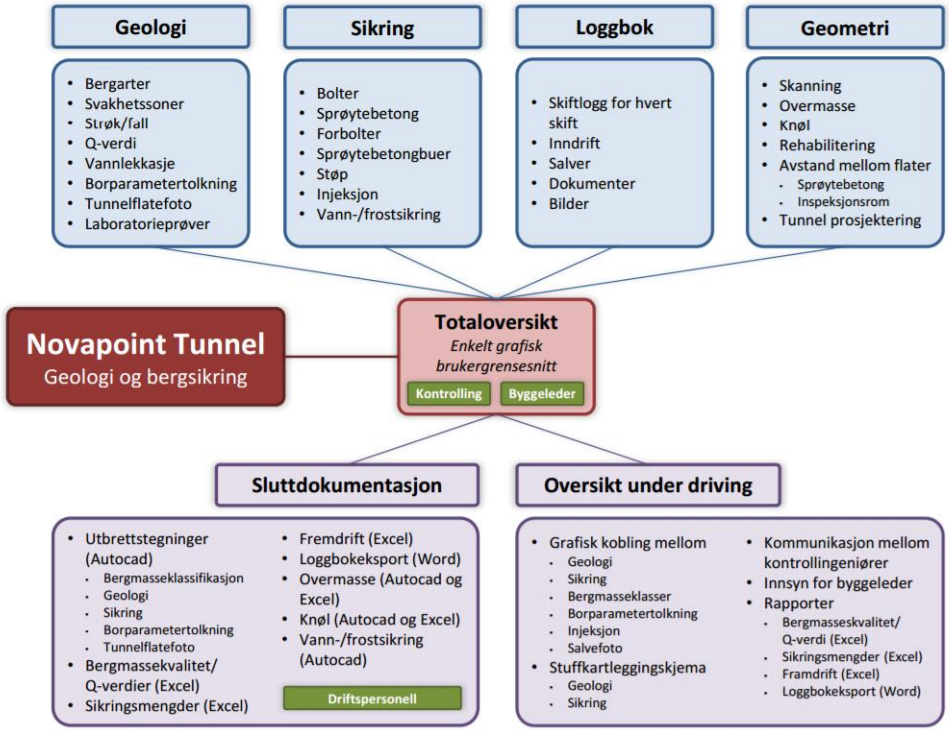
Data fra MWD logg på borriggen kan også tolkes og hentes inn i modellen og fremstilles om et 3D volum.



Figur 7 – Measure while drilling (MWD) data for tolkning av bergmassen (kilde: Bever Control)

Data fra kartlegging og fotodokumentasjon fra geologisk inspeksjon under tunneldrift og/eller høyoppløselig ortofoto tatt i forbindelse med laserskanning kan også kombineres for å dokumentere geologien. Videre kan driftprotokoller og annen data også knyttes inn i modellen. I fremtiden bør denne prosessen automatiseres i størst mulig grad, men man kommer ikke bort fra at fagkyndige ingeniørgeologer og stuffmannskap må inn å «ta og føle på» bergmassen for å danne seg et bilde av hvilke utfordringer man står ovenfor og treffe nødvendige tiltak. Videre er det viktig at dataene anvendes i analyse og som basis for permanentsikring, og ikke kun samles inn og blir liggende som «døde data».

Novapoint Tunnel er et av verktøyene som brukes til å samle og systematisere «as built» dokumentasjonen for tunneler og fjellanlegg. For Vamma 12 har data blitt samlet inn og systematisert i Gemini Terreng og Entreprenør.



Figur 8 – Datainnsamling og systematisering med Novapoint Tunnel (kilde: Novapoint Systems, Jan Erik Hoel (2014))

KONKLUSJON

Å anvende BIM som basis for prosjektering og direkte som arbeidsgrunnlag har fungert svært godt og bidratt til å sikre godt samarbeid, god dataflyt og god produksjon på Vamma 12 kraftverk. Selv om erfaringene er svært positive så langt vil fremtiden vise om bransjen klarer å ta ut hele potensialet som ligger i denne tilnærmingen. BIM er et meget nyttig hjelpemiddel også for fjellanlegg, og samkjøring av data fra flere kilder inn et dokumentasjonsverktøy som

anvendes aktivt i anleggsoppfølging og som basis for fremtidig drift av anlegget kan bidra til å løse flere av utfordringene vi står overfor i slike prosjekter. Det er imidlertid viktig å bemerke at BIM er et verktøy og ikke et mål i seg selv. Uten tilpassing av prosessene, tillitt mellom aktørene og fokus på felles mål, vil et hvert system svikte. BIM kan imidlertid bidra til at «alle parter jobber på samme prosjekt» og vil derfor være et godt fundament for samarbeid.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

BLAAFARVEVÆRKET OG KOBOLTGRUVENE

En glemt stor gruve- og industrivirksomhet på Modum er i dag en komplett museumsopplevelse.

Tone Sinding Steinsvik,
administrerende og kunstnerisk direktør for Stiftelsen Modums Blaafarveværk.

SAMMENDRAG

Malmfunnet i 1772 ga anledning til å bygge Norges første storindustri, der koboltmetall ble tatt ut av gruvene, foredlet og solgt til kunder over hele verden. I 2018 er det 50 år siden arbeidet med å synliggjøre de autentiske kulturminner og vekke interesse for industrihistorien og bergverksdrift som næring begynte. Foredraget holdes av Tone Sinding Steinsvik som sammen med sin nå avdøde mann Kjell Rasmus Steinsvik (1933-2000) har utviklet Blaafarveværket siden 1968.

Nettside: www.blaa.no

SUMMARY

The discovery of cobalt in Modum in 1772 gave the opportunity to build the first industrial complex in Norway, where cobalt was mined, ennobled and sold to customers all over the world. In 2018 it is 50 years since Blaafarveværket reopened as a museum that focuses on visualizing authentic cultural heritage and increasing public interest in industrial history and mining industry in particular. The speech is given by Mrs. Tone Sinding Steinsvik, who in company with her late husband Kjell Rasmus Steinsvik, has led the development of the museum Blaafarveværket since it first opened in 1968.

Webpage: www.blaa.no

INNLEDNING

I 2018 er det 50 år siden arbeidet med å redde Blaafarveværket startet, og 25 år siden kong Harald åpnet Koboltgruvene som besøksgruve.

Vi fortsetter arbeidet med å videreutvikle og synliggjøre Blaafarveværkets Koboltgruver og det godt bevarte industrihistoriske gruvelandskap over jord og i de underjordiske bergrommene med stoller, sjakter og strosser som formidlingsarena. Det er disse bergrommene som er attraksjonene og opplevelsene, og det er her den imponerende gruvetekniske formidlingsverdi ligger.

Blaafarveverket på Modum kan bli verdensattraksjon

Redningsaksjon for 200 år gammelt industrimiljø

Reportasje: Bernhard Rostad og Johan Brun

Allerede i 1968 ble det spådd at Blaafarveværket kunne bli en verdensattraksjon. Reportasje i Dagbladet *16/11-1968 med tekst av Bernhard Rostad og foto av Johan Brun.*

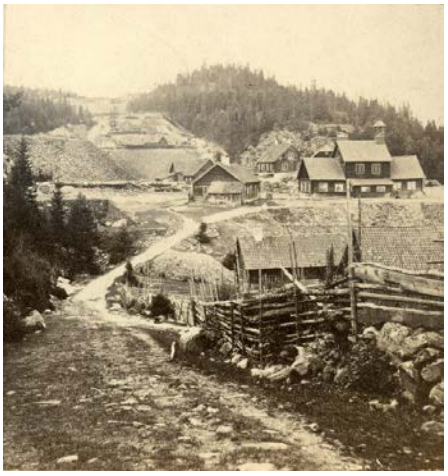
Glasshytten ble konstruert og bygget i 1779 av byggmester Schramm. Bygningen er 500 m².
Her ble koboltmalmen omdannet til en blå glassmelte – smalt.

Ambisjonen er å vekke besøkendes interesse for industrihistorien og bergverksdrift som næring – spesielt rundt kobolt og dens betydning i fortid, nåtid og fremtid. Modums Blaafarveværk var både bergverk og kjemisk industri i den tidlige fasen av industrialiseringen i Norge, og hadde stor betydning for samfunnets utvikling lokalt og nasjonalt.

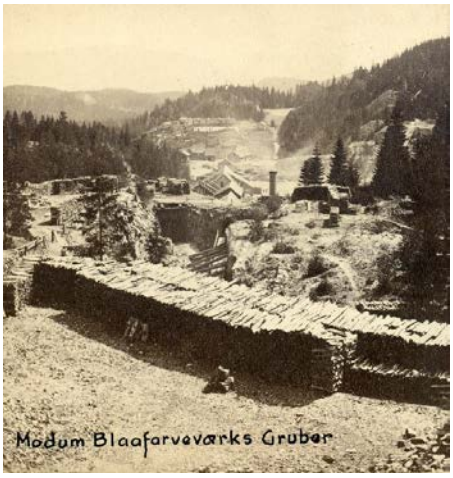
Vi har fokus på høy kvalitet og estetikk og bygger videre på de mange autentiske kulturminner og menneskets utnyttelse av naturressursene ved Blaafarveværket og Koboltgruvene. Den moderne planlegging av gruvedriften som ble gjennomført i 1820-årene ligger til grunn for hele utviklingen av underjordsdriften i Koboltgruvene.

I tillegg har de godt bevarte og tilrettelagte kulturmiljøene med bygningsmasse rundt Blaafarveværket ved Haugfossen og det sosialhistoriske miljøet ved boområdet på Nymoen stor verdi for formidlingen av helhet og sammenheng.

Flomfossen Haugfoss, 39 m. fall, var grunnen til at foredlingsproduksjonen ble lagt 8 km fra Koboltgruvene. Fossen gav kraft til alle de mekaniske pukkverker og finmalingskollerganger. Dette måtte til for å få bearbeidet koboltmalmen helt frem til blått farvepigment.



Gruvetråkka sett fra syd mot nord. Bergmester Böbert konstruerte de korsformede scheidehusene til erstatning for de åttekantede. Scheidehuset til høyre.



Driften i Mellomgruvene sett fra nord mot syd.
Begge foto av Karl Gercke, 1860-årene.

EVENTYRET STARTER I 1772

Det er et stort eventyr som starter for dobbeltmonarkiet Danmark-Norge når Ole Withloch finner kobolt i Skuterudåsen i 1772.

Etter tre års prøvedrift skriver kong Christian VII under på at «malmen skal foredles i Modum».

Planleggingen starter med eiendomskjøp og reguleringsplaner for gruvedriften – knuseverkene og foredlingsverket i Det Kongelige Modumske Blaafarveværk.

I 1779 bygges Glasshytten hvor alle de kjemiske smelteprosesser foregår.
Samtidig starter byggingen av fagarbeiderboligene etter reguleringsplanene.

Bedriften trenger arbeidsfolk, og to arbeiderbyer – Nymoen ved Værket og Skuterudflaten nedenfor Gruvene, blir anlagt.

Det er stor aktivitet på alle fronter. Samtidig må vi huske at alt foregår med håndkraft. Flere statsbudsjett går med for å få Værket opp og stå.

Blaafarveværkets farveprøver helt fra prøvesmeltningen i 1783 og til farveproduksjonen ble nedlagt 1860.

Det er svært utfordrende å få produktet smalt i de kvaliteter som er forventet. Koboltmineralet knuses, skilles fra gråstein og røstes fri for arsen ved 600 ºC i kalsinerovner. Renset koboltmineral smeltes ved 1200 ºC i en glassmelte som igjen knuses til blått pigment.

Geologen Ole Henckel sendes som industrispion til Tyskland og Holland, og leverer i 1783 en fin beretning om blåfarveproduksjonen og om hvordan han lurte til seg de hemmelige opplysningene om farvemønstrene.

BETYDNINGEN AV PORSELENET

Den største prestisje for kongehusene i Europa på denne tid var å eie sitt eget porselensverk.

Den Kongelige Danske Porselensfabrikk startet i 1775 etter at man hadde funnet kaolinleiren på Bornholm og kobolten i Skuterudåsen.

Porselenet var av stor betydning for menneskenes hygiene.

Koboltfarve er det eneste farvepigment som tåler opp til 1200 ºC. Det blåhvite porselenet fikk en rasjonell produksjonsgang.

Den kongelige Porcelainsfabrik. Terrin med blå blomst, 1785.

NAPOLEONSKRIGEN HERJER

Den danske kongen pantsetter Blaafarveværket for å skaffe krigspenger.

Napoleon taper sitt første slag i 1813 og Danmark mister Norge til den seirende side, Sveriges Karl Johan Bernadotte. Kongen kan heller ikke løse ut pantet av Blaafarveværket.
Det ble 1814.

FRA STATSDRIFT TIL PRIVAT STORDRIFT

Så gjør vi et sprang i tid til siste auksjon i 1822. Blaafarveværket selges til baron Wilhelm Christian Benecke von Gröditzberg i Berlin.

Investeringer og aktivitet følges ad, samtidig som Værkets avkastning er god fra første stund. De beste fagfolk i Europa hentes inn for å stå for utviklingen.

Friedrich Roscher blir utnevnt til hytteinspektør, og Karl Friedrich Böbert blir ansatt som bergmester – kun 23 år gammel.

Friedrich Roscher,, hyttemester

Theodor Scheerer, natthyttemester

Karl Friedrich Böbert, bergmester

Vi ser at Værket har ambisjoner og en høy målsetting for effektivitet og kvalitet.

Alt klaffet – tid, sted og personer. Blaafarveværket ble Norges første storindustri og en ledende bedrift på det europeiske markedet. Ved en pragmatisk bruk av kunnskap og utvikling av teknologi ble Blaafarveværket en mønsterbedrift.

→ ***Statsdrift produserte koboltpigment på lager.***
→ ***Nå selges koboltblått farvepigment på ordre.***

Bergmester Böbert konstruerte og bygget Haugfoss bro, som stod ferdig i 1837. Et viktig ledd i effektiviseringen av logistikken fra koboltgruvene – 8 km – ned til pukkverkene her ved Haugfossen. Videre transport til foredlingsverket.

EN MODERNE STORDRIFT VOKSER FREM

Samtidig iverksettes utvidelser og forbedringer av:

- Arbeiderboliger
- Skoler
- Materialforvalterboligen
- Doktorgården med apotek
- Til Hyttemester og Bergmester bygges to identiske fine boliganlegg
- Store pukkverksanlegg
- Logistikken forbedres med Malmveien, 8 km lang, 8 alen bred. Den bygges av 70 mann i syv måneder i 1836
- Haugfoss bro ferdigstilles i 1837

Mellomgruvene sett fra syd mot nord.
Foto Karl Gercke, 1860-årene.

Mellomgruvene sett fra nord mot syd.
Foto Karl Gercke, 1860-årene.

MALMENS STRUKTUR

Med ansettelsen av bergmester Karl Friedrich Böbert i 1827 løftes Koboltgruvene fra å være en enkel gruvedrift over jord til en moderne underjordsdrift.

Malmårene ligger regelbundet nord/syd i ca. 3 km utstrekning. Dette har dannet Dagbruddene med tre hovedrevir: Syd-, Mellom- og Nordgruvene.

Böbert starter stolldrift i syd med Benecke-stoll i 1827. Herfra måler han 800 meter mot nord og 50 meters høyde opp til Forhåpningsstollens innslag i 1828. Der måler han nye 800 meter mot nord og 50 meter høyere opp til Nordgruvene med innslag. Her anlegges transportstoller øst/vest for korteste vei inn til malmåren. I tilknytning til transportstollene ble det drevet ut sjakter for å kunne utnytte tyngdekraften.

Uttaket ble gjort fra toppen av strossen og etasje for etasje nedover i systemet i 160 meter. Her anlegges den første dokumenterte gruvejernbane i Norge. Vognene kom fra Bærum Værk i 1839.

Jernbaneskinne av støpejern sett ovenfra.

Ludvig Eugen-stollen er den nederste stollen i systemet. Den ble påbegynt 1859 og fullført 14/9-1869, 800 meter innover i fjellet. Bildet viser byggingen av luftepipen som fikk røyken fra stollbrenningen ut over takhjellet i stollen og friskluften kom inn nedenifra.

Malmen ble drevet samme måte i 120 år, med håndboring og krutt i strossene og stollbrenning i tunneldriftene, 200 meter uten takhjell. I den 800 meter lange Ludvig Eugen-stollen ble takhjell bygget for å få røyken ut og frisk luft inn.

Her møter stolldriften Constantin-sjakten som forbinder Nordgruvene og Mellomgruvene med utkjøring i Ludvig Eugen-stollen. I en høyde av ca. 160 meter blir stein og malm på sinnrikt vis ført nedover i systemet.

Clarastoll-nivået ligger 25 meter under Forhåpningsstollen på Gruvetråkka. Clara-stollens innslag utenfra er i 1841 med fire mann på stollbrenning. Samtidig starter de med sjakt 10 syd i Forhåpningsstollen ned mot Clara, og de fortsetter med stolldriften mot de andre fra utsiden.

Møtet er tydelig i Clara-stollen, med håndboringsmerker fra begge sider og en meter fjell imellom – for det store gjennomslaget i 1845. Dokumentene forteller om et perfekt møte ved Clara Funn.

EFFEKTIVISERING AV DRIFTEN

Det var til å begynne med utfordrende for gruvefolkene å arbeide under jord. Det krevet en annen teknikk og gjennomtenkning av arbeidet. Bergmester Böbert la stor vekt på at gruvearbeiderne måtte få nykvessede bor og verktøy. Store nye smier ble anlagt tett opp til stollinngangene. Gruvearbeiderne måtte ta med seg brukte bor ut av gruvene ved matpausen, levere dem til Smia og hente nye til neste skift.

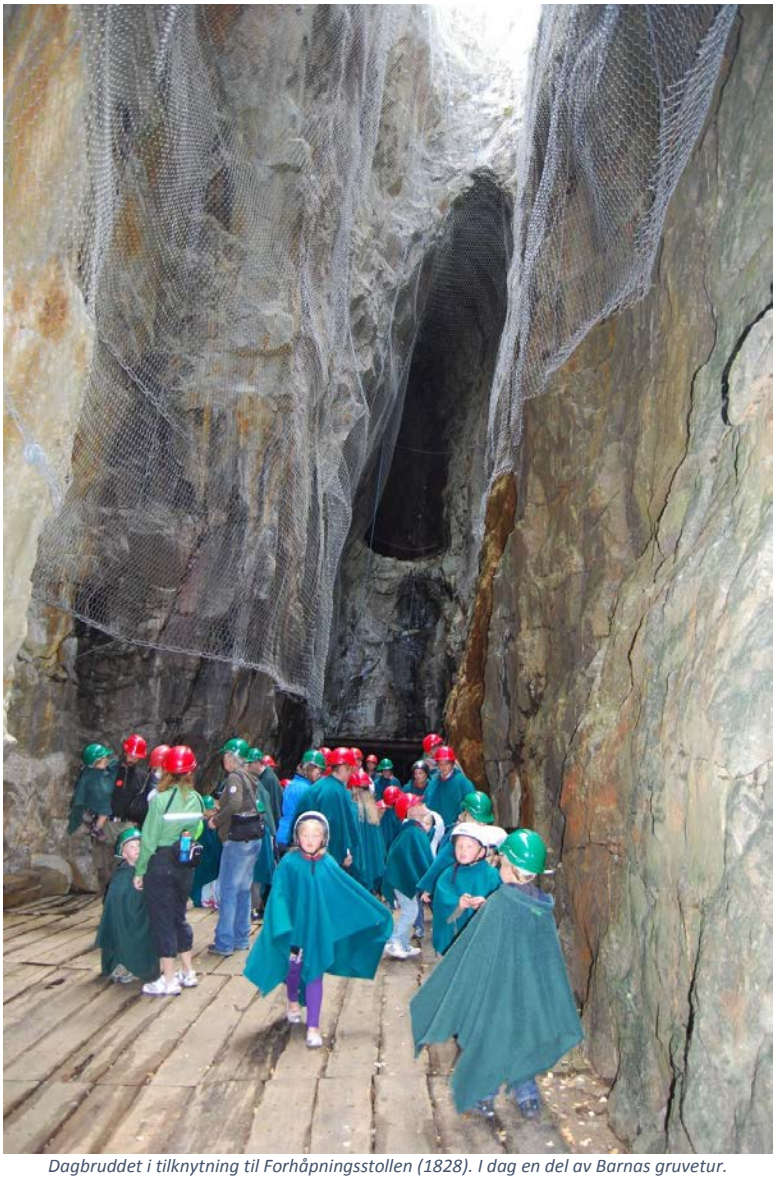
Syd-Gruvene med de åttekantede scheidehus. Tegningen av dr. Heinrich Arnold Thaulow, Blaafarveværkets lege, 14/9-1843.

Malmen og gråsteinen fra gruvene måtte skilles. Dette foregikk i Scheidehusene. Böbert går bort fra de åttekantede Scheidehus og introduserer korsformede Scheidehus.

I sin *Hauptbericht* skrev han for 1827: «I form av et rundt, mangekantet bygget scheidehus, har man den fordel at man i den ytre periferi, har et større antall opplyste arbeidsplasser med lys utenfra, temmelig likt fordelt. I dette rommet er den ytre periferien også den eneste nyttbare, mens man blir sittende igjen med bortkastet plass i midten. En slik stor og tung bygning blir bare halvveis utnyttet og fire ganger så dyr i bygg og vedlikehold. Disse bygningene blir bygget så lavt og som følge derav er vinduene satt så langt ned mot bakken at scheidearbeiderne må sitte direkte på jordgulvet, slik at legemet fra morgen til sen aften blir sammentrykt. Dette kan fra den tidligste ungdommen skape skader og svakheter, selv om dette i øyeblikket ikke så lett merkes. Dette vil jo også få betydning for Værket gjennom et, med tiden, større antall syke- og enkelønninger. I tillegg gir den dårlige arbeidsstillingen en belastning, så man blir tidligere trett og sliten – således lider selvfølgelig dagsverket. Tross disse store bygningene arbeider dessuten en rekke scheidearbeidere sittende under åpen himmel, også om vinteren. Jeg vil i de neste årene gjøre et foreløpig forsøk ved en mindre og langt mer hensiktsmessig type innrettet scheidehus.

Teknologiutvikling kan enkelt synliggjøres.

Før Böbert kommer har arbeiderne sittet og knust steinen mot bakken med 12-15 slag. Böbert bestiller spesialjernplater fra Eidsfos Jernverk. Hammerslagene reduseres til 2-3 slag pr. stein. Dette er teknologiutvikling. Enkelt og menneskelig.



Dagbruddet i tilknytning til Forhåpningsstollen (1828). I dag en del av Barnas gruvetur.

HVORFOR FASCINERER BLAAFARVEVÆRKET OG KOBOLTGRUVENE MEG I DAG?

50 års arbeid med gjenskapning av et fullstendig utradert, gjengrodd, gjemt og glemt bergverk – i sin tid Norges største industribedrift med 2000 mennesker i arbeid og som leverte 80 % av verdensproduksjonen av den aller fineste kulører i koboltblått pigment – er fascinerende fordi:

- Ledelseshistorien i den store private driftsperiode 1822-1848 er et fantastisk ståsted – fascinerende, moderne og før industrialiseringen av Norge i 1850-årene.

- Koboltgruvene ble drevet på samme måte i 120 år, i pakt med naturen. Hva betyr det?

- Jeg ser den praktiske drift gjennomført i forhold til de menneskeskapte prosesser – kun med hammer og meisel er hver eneste stein i de 10 millioner tonn utfordret masse gått fra hånd til hånd – som felshaugene gir et kolossalt vitnesbyrd om.

- Felshaugene er bygget opp med tørrmurer for å holde steinmassene på plass – et stort miljøaspekt.

- Jeg føler respekten for:
    - Utnyttelse av naturressursene
    - Respekt for orden og ryddighet i driften
    - En ærlighet og ekthet som føles i dette anleggets drift

- En ledelsesstruktur med tre fagpersoner:
    - En bergmester som selv er nede i gruvene for å lære opp – helt fra grunnen av – når underjordsdriften blir satt i gang.
    - To hyttemestre som hadde hvert sitt ansvar om dagen og natten. De gir detaljer med sin store innsikt. De har ansvaret for det ferdige produktet, koboltblått pigment i alle nyanser.
    - Viktigst av alt: De leder alt, ned til minste detalj i helhet og sammenheng innenfor sine ansvarsområder, men må samarbeide for det ene viktige: Å levere kvalitet på tid, ved å utvikle og rasjonalisere driften.

- Min mann Kjell og jeg ønsket å drive Blaafarveværket som Böbert og gutta i denne store driftstid, 1822-1848. Kanskje derfor er vi der i dag fullstendig ubyråkratisk med kort vei for bestemmelser og avgjørelser – med gjennomføringskraft.

Sosialhistorien er like fascinerende:

- Med tre skoler
- Egne, høyt utdannede leger
- Opplæring og videreutdanning av egne folk
- Sykelønnsordninger
- Pensjonsordninger
- Kornmagasin til selvkost
- Felles bakerovn og vannpost
- To regulerte boligområder med like mange enkekamre som fagarbeiderboliger.

GRUVELANDSKAPET

Størst av alt er gruvelandskapet over og under jord. Det som særpreger Blaafarveværkets Koboltgruver over jord er beliggenheten i Skuterudåsens østside, med utsikt til Tyrifjorden, opp til Vassfaret og ned til Eikerbygdene.

Dagbruddsdriften viser imponerende mengder av håndbåret stein og systematikk som preger og skaper et vakkert gruvelandskap som dannes av felshaugene. Et kolossalt kulturminne som forteller om menneskenes daglige arbeid.

Hver stein som ligger i felshaugene er håndtert 5-6 ganger.
Gruveturen i Forhåpningsstollen *kommer ut av* Gode efterretninger.

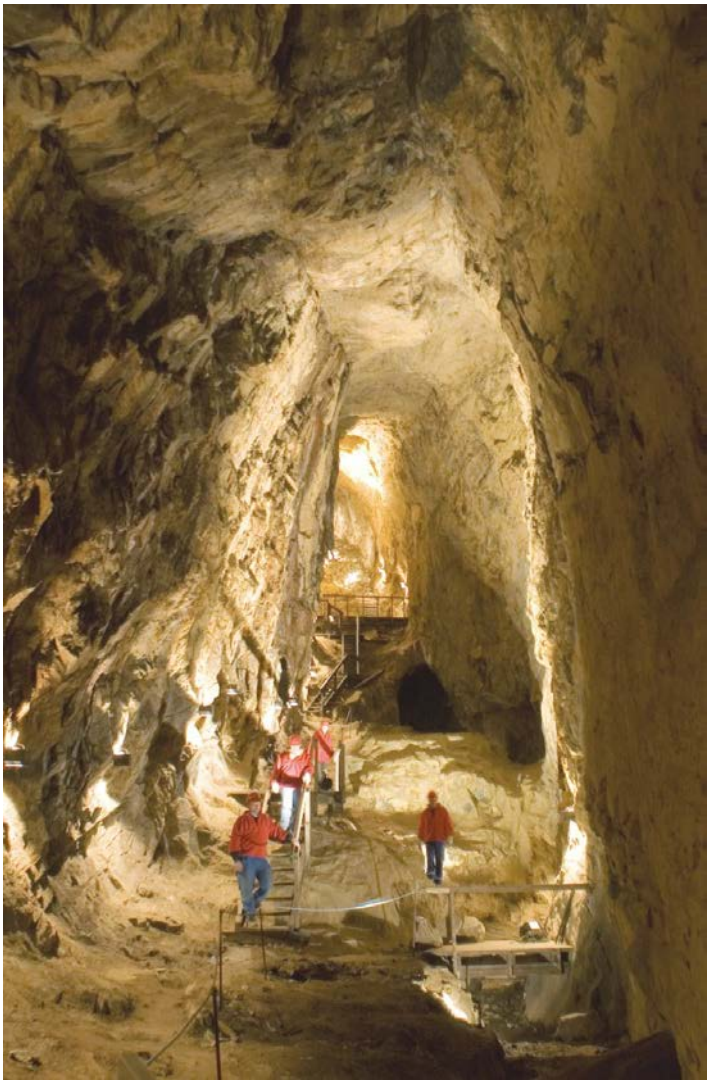
Autentisk gruvetømring i Glück Auf-strossen.

KONKLUSJON

Vi har stilt spørsmålet: Hvordan skal Blaafarveværket bli et av de beste industriminner i Norden? Det autentiske kulturlandskapet som er knyttet til Koboltgruvenes drift i 120 år, fra 1773-1893, og Stiftelsens systematiske arbeid med gruvelandskapet og sikringsarbeid, over og under jord, gjenreisning av bygninger og tilrettelegging for besøk i Kobolgruvene, danner i dag unike opplevelser – en komplett museumsopplevelse for liten og stor.

Blaafarveværket og Koboltgruvene representerer helhet og sammenheng, formidlet gjennom tallrike autentiske kulturminner og miljøer. Vi jubilerer med 50 års utvikling i 2018.

En ny, stor utvikling skjer nå i Koboltgruvene. Jeg håper dere vil bli våre ambassadører. Velkommen til Modum.



Gruvesafarien starter på Clara Stoll-nivået og går helt ned til Ludvig Eugen-stollen. Høydeforskjellen er ca. 80 meter og turen er 1,5 km lang. Her ser vi Østre Strosse i Midt-Strekket.

REFERANSER

Hagen, Ingerid. *Blåfargen fra Modum. En verdenshistorie. Blaafarveværket 1776-1821*. Oslo: Spartacus Forlag, 2014.

Lindeman, Thv. *Modums Blaafarveværk – et bidrag til dets historie*. 1. utg. 1931. Faksimiletrykk. Modum: Blaafarveværket, 1993.

Steinsvik, Tone Sinding. *Blaafarveværket og Koboltgruvene – en del av den store verden.* Modum: Blaafarveværket, 2000.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Anne Kathrine Kalager
Jernbaneverket Utbygging

NYTT FRA AKTIVITETEN I NFF – inkl. WTC 2017, ITA og ITA-Young Members og NFF-Young Members

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Felix Amberg
Amberg Engineering Ltd, Switzerland

Comparison of TBM versus Conventional Excavation with relevance to the New Oslo Pulbic Transport Infrastructure

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.
Oral presentation only.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

NESTENUHELL MED KARBONMONOKSIDGASS ETTER BERGSPRENGNING I DAGBRUDD VED VASSFJELL PUKKVERK

Near accident with carbonmonoxide after rock blasting in Vassfjell quarry

Vegard Olsen, Franzefoss Pukk AS
Pål Drevland Jakobsen, Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU.
Amund Bruland, Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

SAMMENDRAG
Karbonmonoksidgass fra sprengning i dagbrudd migrerte gjennom en 40 m vertikal sjakt til en produksjonstunnel for pukk ved Vassfjell pukkverk mai 2016. Dette ble oppdaget ved at personer som oppholdt seg i tunnelen ble uvel, kvalme og besvimte. Brannvesen, politi og ambulansepersonell ble varslet, og det ble en stor mediasak. Flere ble sendt til sykehus for overvåkning, men ingen ble varig skadd. Hendelsen var ikke forutsett i risikoanalyser, og medførte umiddelbare endringer i bedriftens rutiner ved opphold i underjordsanlegg. Lignende hendelser er ikke funnet i litteratur. Gassmålinger gjort etter ulykkeshendelsen viser at hendelsen kunne hatt fatalt utfall. Karbonmonoksidkonsentrasjonen er målt til over 2000 ppm, som raskt vil kunne gi dødelig mangel på oksygen i blodet. Flere forhold må inntreffe samtidig for at sprenggasser skal migrere fra dagbruddet ned i sjakta, men de viktigst parametrene er kort avstand til sjakt og varmt vindstille vær.

SUMMARY
Carbonmonoxide gas subsequent quarry blasting migrated through a 40 m shaft, into a tunnel for gravel production at Vassfjell quarry in May 2016. A film team from the Norwegian Broadcaster NRK was present in the tunnel during the gas migration, and got sick, dizzy and fainted. Emergency services were dispatched and rescued the involved individuals. In total, 18 persons were sent to the hospital for health control and treatment. None of these were permanently injured. Gas exposure was not included in the risk analysis for the TV-team visit. No similar accidents were familiar to the company at that time. No similar examples are found in literature subsequent the incident. Measurements of gas concentrations in the tunnel after the incident, shows values over 2000 ppm, which is high above lethal levels. It seems that different conditions must occur simultaneously for the explosive fumes, in particular CO, to migrate down the shaft. The most important is the distance between the blast and the shaft, and the weather conditions.

INNLEDNING OG BAKGRUNN
Ved Franzefoss Pukk AS sitt pukkverk i Vassfjellet i Sør-Trøndelag var det en gassulykke den 11. mai 2016. Årsaken til ulykken var migrering av karbonmonoksid gass fra dagsprengning inn i pukkverkets underjordknuseanlegg. Ulykken omfattet at flere personer måtte til St. Olavs hospital i Trondheim for behandling eller overvåkning. Av disse personene var det blant annet to barn og tre personer tilknyttet NRK i forbindelse med barne-tv produksjon. De eksponerte personene var utsatt for karbonmonoksid gass fra dagsprengningen. I etterkant av hendelsen har Franzefoss Pukk AS engasjert NTNU, ved

bygg anlegg og transport, for å prøve å finne årsaken til gassulykken og foreslå tiltak for å unngå tilsvarende ulykker i fremtiden.

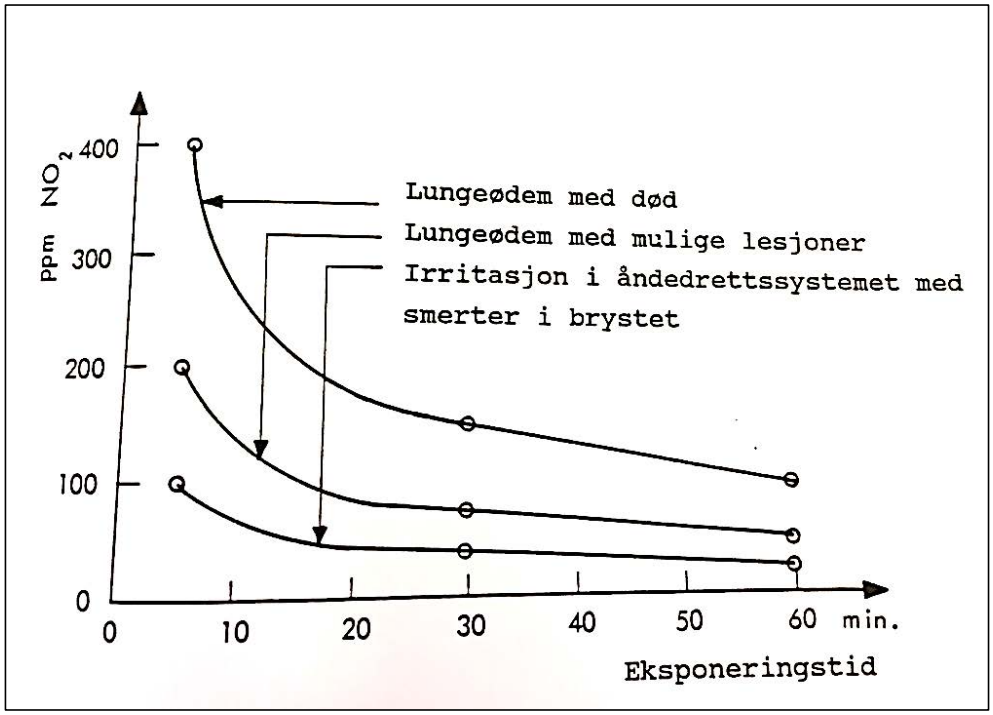
Franzefoss Pukk AS ønsker med denne artikkelen å gi en beskrivelse av hendelsen som skjedde 11. mai 2016, presentere resultatene fra gassmålinger utført i ettertid, og beskrive de sikkerhetstiltak som er iverksatt som følge av hendelsen. Artikkelen beskriver i hovedsak de tekniske forholdene ved hendelsen. Krisehåndtering på stedet, saksgang mot politi og arbeidstilsyn og kontakt mot media blir ikke belyst.

Figur 1 Panoramabilde over steinbruddet i Vassfjell Pukkverk, med utsikt nord-vestover.

Gasser

Ved sprengningsarbeid, under jord, er det hovedsakelig nitrøse gasser (NO_x) som er dimensjonerende for ventilasjonsbehovet. I tillegg dannes det karbonmonoksid (CO), karbondioksid (CO_2), vanndamp (H_2O), og mindre mengder av andre gasser ved sprengning. Det kan også nevnes at metan (CH_4) kan forekomme ved spesielle grunnforhold, og at ammoniakkgass (NH_3) kan dannes ved kjemisk reaksjon mellom ammoniumnitrat i sprengstoff og basiske komponenter i sement [1].

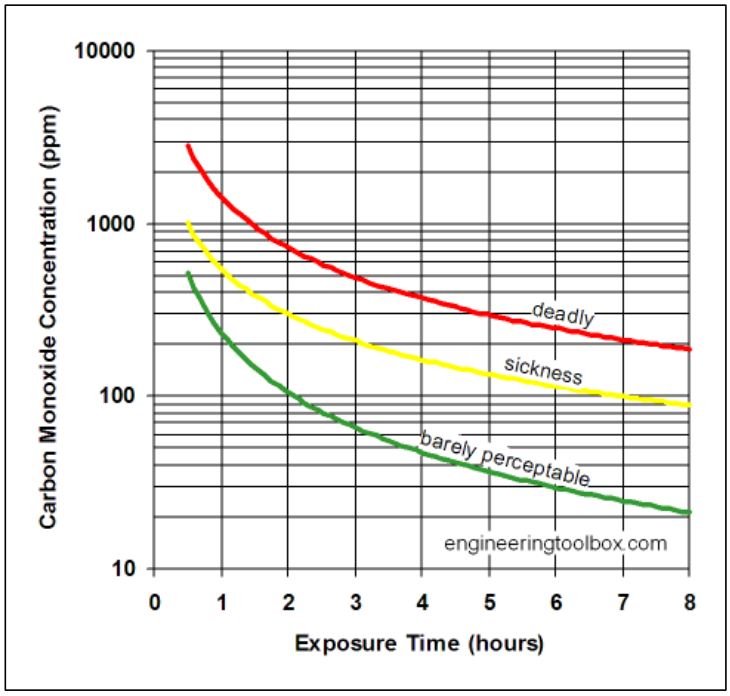
NO_2 er en meget farlig gass som utvikles både ved detonasjon av sprengstoff og forbrenning av diesel. Gassen er brunrød med karakteristisk lukt, og grenseverdi på 2 ppm. Den lave grenseverdien skyldes at helserisiko oppstår ved lave konsentrasjoner. En konsentrasjon på 2 – 5 ppm vil få personer med kronisk bronkitt og skader i det fine lungevevet til å føle ubehag. Fra 5 til 7 ppm oppstår en moderat uthevelse og svelling av det fine lungevev og lungenes kapasitet reduseres. Ved 25 ppm vil mennesker få pustebesvær, og ved kortvarige opphold i høye NO_2 konsentrasjoner vil en rask død kunne inntreffe.



Figur 2 Relasjon mellom eksponeringstid og konsentrasjon av nitrogendioksid og giftighet [1].

NO er en fargeløs giftig gass som ikke er vannløselig. Grenseverdien for NO er 25 ppm. I nærver til oksygen og fukt omdannes NO til NO_2 i en langsom prosess. NO_2 er en giftigere gass enn NO og anses derfor som et mer alvorlig problem ved tunneldrift. [1]

CO er også en giftig gass som blir utviklet både ved dieselforbrenning og ved sprengning. I Folkehelseinstituttets miljø- og helsedatabase er karbonmonoksid definert til å være en fargeløs gass som inngår i luftforurensning. Karbonmonoksid binder seg til hemoglobin i røde blodlegemer ved innånding, og reduserer transport av oksygen i kroppen. Dette kan føre til alvorlige helseeffekter, først og fremst på hjerte-karsystemet [2]. I Norge stiller Forskrift om tiltaks- og grenseverdier [3] krav om at innhold av karbonmonoksid i luft på arbeidsplasser ikke skal overstige 25 ppm som tilsvarer ca 29 mg/m^3 på et 8 timers skift. Videre sier Forskriften at kortvarige eksponeringer ikke bør overstige 100 ppm, og at hvis dette forekommer skal det utarbeides skriftlig instruks for arbeid i CO-atmosfære. Folkehelseinstituttet gir noen flere anbefalinger som tilsier at innhold av karbonmonoksid for uteluft ikke bør overstige 80 mg/m^3 (tilsvarende 64 ppm) i lengre perioder enn 15 minutter, 25 mg/m^3 (tilsvarende 20 ppm) mer enn 1 time og 10 mg/m^3 (tilsvarende 8 ppm) for perioder på 8 timer. Symptomer på høy CO-konsentrasjon kan være brystsmerter, rask tretthet, kortpusthet, hodepine, bevistløshet og i verste fall død [1].



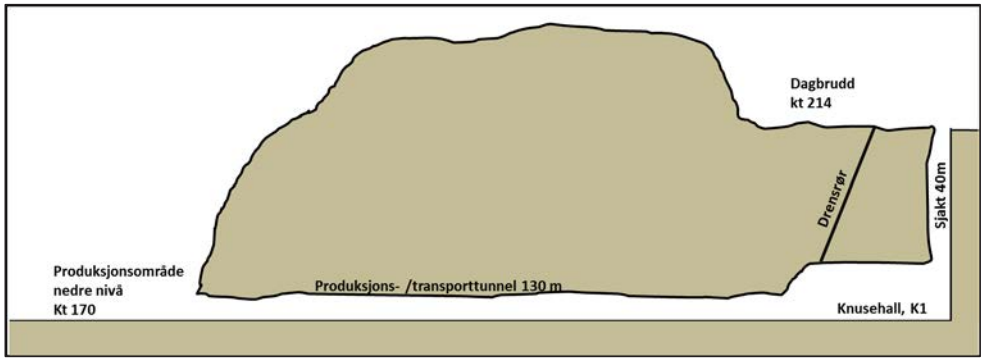
Figur 3 Relasjon mellom eksponeringstid og konsentrasjon av karbonmonoksid og giftighet [5].

«Ren luft» innholder 20,9% oksygen (O_2) og omkring 78.1% nitrogen. Den siste prosenten består av blant annet argon, karbonmonoksid, neon og helium. Innhold av oksygen bør ikke være under 19% i lufta ved underjordsarbeider [1].

Enkel teknisk beskrivelse av Vassfjell pukkverk
Vassfjell-anlegget driftes som et kraterbrudd. Dette innebærer at steinmassen blir tippet i en vertikal sjakt, ned til en kjeftknuser som står i bunnen av sjakta. Sjakta er i dag ca. 40 m lang. Kjeftknuseren representerer første knusetrinn. Etter trinn 1 blir massen transportert ut gjennom en 130 m horisontal tunnel til knusetrinn 2 ute i dagen. Massen foredles så videre gjennom ulike sikteprosesser og eventuelt knusing på trinn 3. Dette skjer over jord på nedre nivå i anlegget, som består av flere knusehus, siloer og ferdigvarelager.

Vassfjell pukkverk har siden årsskiftet 2015/2016 jobbet med å etablere nytt pallnivå i steinbruddet, og sprengningsarbeidet foregår i området rundt sjakta, som vanligvis er på det laveste stedet i et kraterbrudd. På det aktuelle tidspunktet filmprosjektet skulle foregå, mai 2016, skulle en salve helt inntil toppen av sjakta sprenges. Pallveggen til salva som ble skutt på ulykkesdagen i mai var en del av forlengelsen av sjakta. Denne har vært blottlagt i dagen siden forrige nedpalling som pågikk rundt 2010. «Ulykkessalva» ble skutt over sjakta, og røysa ble liggende oppå toppen av denne. Normal prosedyre ved sprengning i direkte tilknytning til sjakta, er å sørge for at denne er full av stein, slik at man unngår å tette sjakta med storstein. Dette ble gjort også denne gangen. Ved sjakta er det også boret en drenskanal (ø30 cm) for å lede vannet vekk fra sjakta, som kan gi driftsproblemer med frysing og heng av masser, særlig på vinteren. Drenskanalen ender opp inni knusehallen i produksjons-/transporttunnelen, se Figur 5.

Figur 4 Dagbruddet med plassering av ulykkessalve, sjakt og åpning produksjonstunnel på nedre nivå.



Figur 5 Lengdesnitt av dagbrudd, produksjons-/transporttunnel og sjakt.

Hendelsesforløp ulykkesdagen

NRKs programserie «Litt av en jobb» ønsket å lage et program som viser hvordan fast fjell sprenges, knuses og prosesseres og til slutt havner ut på vei, som for eksempel asfalt. Vassfjell pukkverk ble brukt som kulisser i programmet. I forkant av programmet ble det gjennomført egne risikoanalyser og Sikker jobb analyser, hvor alle berørte parter var involvert. De to barna fikk se og delta på flere arbeidsoperasjoner oppe i steinbruddet: Boring, lading, lasting og transport. Barna fikk også gleden av å trykke av selve salva. Etter at salva var sprengt skulle det filmes hvor steinen knuses og videre prosesseres i pukkverket.

Filmteamet, barna og Franzefoss sin deltager i programmet (i alt 6 personer) entret transporttunnelen ca. 40 minutter etter at salva ble skutt. Etter ca. en halv time med filming inne i tunellen, begynte noen i gruppa å føle ubehag. Evakuering ble iverksatt, og nødetatene ble tilkalt umiddelbart når de første personene var ute av tunnelen. To personer greide ikke å evakuere seg selv, og sistemann ble hentet ut av redningsfolk fra brannvesenet ca. 1 time og 30 min etter sprengningstidspunktet. Personen var bevisstløs.

Totalt 18 personer som inkluderer film-team, barna, redningsmenn og Franzefoss-ansatte som deltok i evakueringen fra tunnelen, ble behandlet på stedet, og videre sendt til St.Olavs for videre behandling eller overvåkning [3].

RISIKOANALYSER OG SIKKERHETSTILTAK

Vassfjell pukkverk blir besøkt av mange ulike grupper i løpet av et år. Skoleklasser, lærlingegrupper, politikere, journalister og andre interesserte tredjepersoner. På forespørsel fra NRK om å delta på filming av «Litt av en jobb», ble det raskt besluttet at dette ville vi kunne håndtere innenfor de normale rammene for besøkende. De viktigste sikkerhetstiltakene, utover bedriftens etablerte risikoanalyser og prosedyrer, var å sperre av de områdene hvor filmingen pågikk, stanse de operasjonene som pågikk i nærheten, samt at alle involverte ble kledd opp i forskriftsmessig verneutstyr og synlighetsklær. Alle ansatte i pukkverket var informert om det som skulle skje.

Franzefoss Pukk har flere steinbrudd med tilsvarende sjaktløsning fra bruddet, ned til et underjordisk produksjonsanlegg med primærknuser. I Franzefoss 97 år lange historie, har ikke sprenggasser fra dagbruddsalver vært vurdert som en risikofaktor ved arbeid eller opphold i produksjonstunnelene. Dette ble heller ikke vurdert som en risiko i forbindelse med filminnspillingen.

I tunnel er det kjent at sprenggasser representerer et problem, og ventilering er en hverdagslig rutine for å tynne ut og fortrenge sprenggassene. Sprenggassene er giftige, og innholdet av CO, NO og NO_2 overstiger normalt de administrative normene for arbeidsmiljø. Ved sprngning i dagen er lufttilgangen god, og gassene blir raskt tynnet ut. Det er kun ved spesielle værforhold eller topografiske forhold at gassene vil gi kunne gi problemer. Hvis det ikke er noe vind, eller meget svak vind, vil gassene tynnes sakte ut. Dermed kan de drive fra salva til et område den skaper problemer (ubehagelig lukt og lett irritasjon i luftveiene for arbeidsfolk og naboer). Dette problemet kan forsterkes av topografien. Dersom sprenggasspredning har noen betydning, er det da viktig å vite at emulusjonssprengstoff gir minimalt med NO2 gasser. En bør også unngå å sprenge ved ugunstige værforhold hvis det er knyttet for stor stor risiko til en gassky på avveie [6].

Årsaken til hendelsen var i begynnelsen uklar og tunnelen ble umiddelbart sperret. Politiet holdt tunnelen avstengt over natten, inntil den var inspisert for tekniske bevis og lufta var kontrollert og fri for gass. Franzefoss Pukk AS iverksatte flere strakstiltak, og en nødprosedyre ble publisert for å sikre at personer ikke skulle bli eksponert for gass igjen. Dette innebar:

- Tunnelåpningen sperres fysisk med gjerde.
- Minst en av personene som skal oppholde seg på slike steder skal være utstyrt med gassmåler
- Kun ansatte og personell som er innleid for vedlikeholdsoppgaver har adgang.
- Hvis det registreres forhøyede konsentrasjoner av uønskede gasser eller lave konsentrasjoner av oksygen, skal tunellen evakueres og årsak til endringene kartlegges.
- God utlufting må sikres og anlegget klarerers før entring kan foretas på nytt.

Disse tiltakene og nødprosedyre ble innført samtidig på alle anlegg i Franzefoss Pukk AS med underjordsanlegg. I påvente av resultater fra pågående gassmålinge, av de påfølgende salvene, vurderes det ytterligere sikkerhetstiltak, med f.eks. å montere permanent gassmåler i tunnelen og/eller ventilasjons- /friskluftsanlegg.

Figur 6 Inngang til produksjonstunnelen. Avsperret med anleggsgjerde.

GASSMÅLINGER OG TOLKNINGER I ETTERKANT AV HENDELSE

Som et ledd i granskningen av ulykken, ønsket Franzefoss å måle gasskonsentrasjon i tunnelen etter påfølgende salver, for å prøve og gjenskape det som hadde skjedd. NTNU ble hyret inn for å utføre disse målingene. Tabell 1 viser en oversikt over gassmålingene som har blitt utført i etterkant av hendelsen. Figur 8, 9 og 10 viser grafisk forløpet til CO- og O_2-konsentrasjon i tunnelen for to salver sprengt etter «ulykkessalva». En ser at nivået av karbonmonoksid på den ene av disse salvene oversteg 2000 ppm og at oksygennivået var nede i 19,2%. Tilsvarende gasskonsentrasjonsforløp er registrert for flere salver som har vært i nærheten av sjakta. Avstand til sjakt og værforhold er viktige parametre som er registrert i forbindelse med forsøkene.

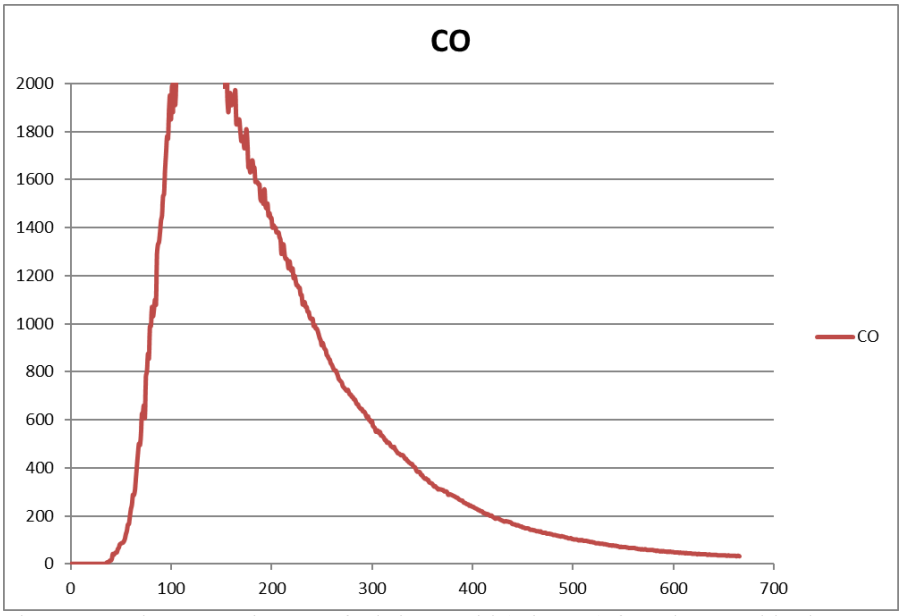
Gassmålingene er utført med Dräger X-am 5000 målere som har vært plassert på ulike steder i tunnelen. For to salver ble det målt på tre steder samtidig, for å se om gasskonsentrasjonen varierte gjennom tunnellengden og i tverrsnittet. Målingene har foregått kontinuerlig i ca. 12-15 timer etter hver salve. Det er hovedsakelig målt på oksygen og karbonmonoksid. Ved noen målinger har det også blitt målt konsentrasjon av nitrogenmonoksid og nitrogendioksid (nitrøse gasser), men disse er ikke oppgitt i artikkelen.

Alle sprengningene har blitt ladet med emulsjonssprengstoff.

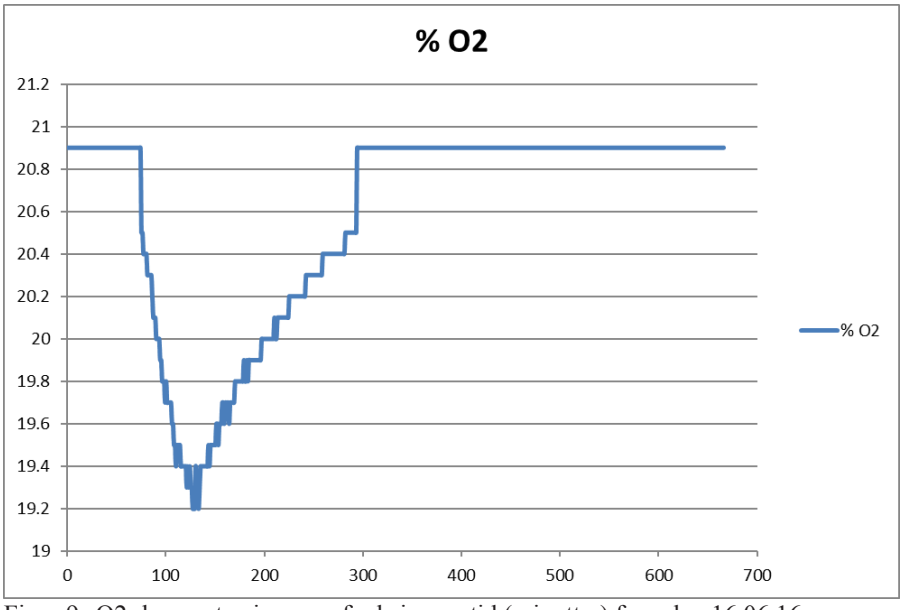
Figur 7 Dräger X-am 5000 måler (fra www.draeger.com)

Tabell 1 Oversikt over gassmålinger i tunnel ved Franzefoss pukkverk i Vassfjellet.

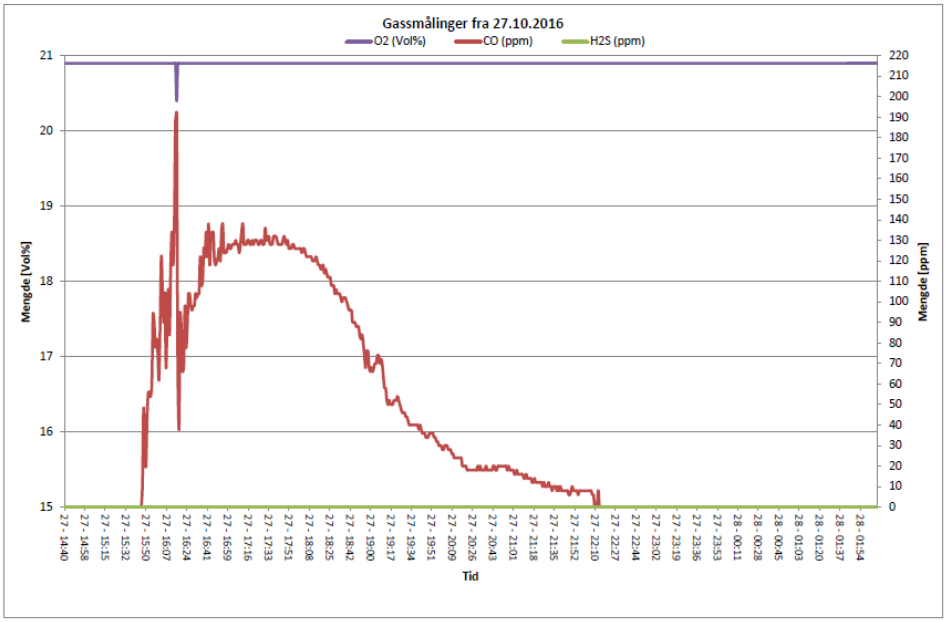
Dato (målepkt)	**Avstand fra salve til sjakt**	**$O_{2\ min}$**	**CO_{maks}**	**Sprengstoff-mengde**	**Værforhold**
11.05.16 Ulykkessalva (ukjent)	0 m	18%	Ikke oppgitt fra etterforskningen	7700 kg	20 C°, vindstille.
16.06.16 (knuser)	0 m	19,2 %	>2000 ppm	8600 kg	20 C°, vindstille.
29.06.16 (drensrør)	300 m	20,9 %	0 ppm	5600 kg	16 C°, bris.
02.08.16 (knuser)	100 m	20,9%	25 ppm	5100 kg	13 C°, lite vind
02.08.16 (drensrør)	‘’	20,9%	25 ppm	‘’	13 C°, lite vind
02.08.16 (nisje)	‘’	20,9%	10 ppm	‘’	13 C°, lite vind
12.08.16 (knuser)	150 m	20,9%	0 ppm	7400 kg	15 C°, regnbyger
12.08.16 (drensrør)	‘’	20,9%	0 ppm	‘’	‘’
12.08.16 (nisje)	‘’	20,9%	0 ppm	‘’	‘’
07.09.2016 (drensrør)	150 m (nivå over)	20,9%	0 ppm	8600 kg	15 C°, frisk bris, regnbyger
10.10.2016 (drensrør)	250 m	20,9%	0 ppm	9000 kg	5 C°, vindstille
27.10.2016 (drensrør)	50 m	20,5	190 ppm	8900 kg	5 C°, vindstille



Figur 8 CO-konsentrasjon som funksjon av tid (minutter) for salve som ble skutt 16.06.16. Sprengningstidspunktet er ved 20 minutter.



Figur 9 O2- konsentrasjon som funksjon av tid (minutter) for salve 16.06.16. Sprengningstidspunkt er ved ca 20 minutter.



Figur 10 CO-konsentrasjon som funksjon av tid (minutter) for salve som ble skutt 27.10.16. Sprengningstidspunktet er ved ca 15:10.

Gassmålingene viser at gassen har migrert, eller blitt sugd, ned gjennom sjakta og videre ut av tunnelen. Avstanden til sjaktåpningen er trolig den viktigste parameteren for at dette skal inntreffe. «Ulykkessalva» ble skutt over sjaktåpninge, og røysa ble liggende oppå sjaktåpningen. Salvene skutt i samme område, der røysa dekket sjakta, ga tilsvarende resultat. Med økende avstand til sjakta har gasskonsentrasjonen målt i tunnelen avtatt, og flere av salvene som er skutt i andre deler av bruddet, har ikke gitt utslag på måler i tunnelen.

I tillegg tror forfatterne at den nedadgående migrasjonen (retning og hastighet av gass) først og fremt oppstår når været er vindstille med relativt varm utetemperatur. Tunnellufta er kaldere enn utelufta på grunn av at berget kjøler ned tunnellufta. På sommerstid vil den kalde tunnellufta sive ut av produksjonstunnelen, ettersom kald luft er tyngre enn varm luft. Dette skaper et undertrykk inne i tunnelen og luft blir så sugd inn i motsatt ende av tunnelsystemet, i toppen av sjakta. Sjakta har vært full av stein, slik at hastigheten på lufta har vært liten. Gassmålingene viser 45-60 minutters forsinkelse etter sprengningstidspunktet. Sprenggassene er i utgangspunktet varme, og vil stige til værs. Det er ikke gjort beregninger for å stadfeste hvor mye gass som har migrert ned i tunnelen. Det er ikke gjort målinger med lave utetemperaturer, men erfaringer tilsier at luftstrømmen ofte går opp sjakta på vinterstid. Lufta i tunnelen blir oppvarmet av berget og når den er varmere enn utelufta, vil den trekker opp gjennom tunnelen. Effekten er tydeligst når sjakta inneholder lite stein.

KONKLUSJONER

Basert på gassmålinger i har forfatterne følgende konklusjoner:

- Gassmålinger gjort etter ulykkeshendelsen viser at hendelsen kunne hatt fatalt utfall. Karbonmonoksidkonsentrasjonen er målt til over 2000 ppm, som raskt vil kunne gi dødelig mangeld på oksygen i blodet.
- Flere forhold må inntreffe for at sprenggasser skal migrere fra dagbruddet ned i sjakta. (Avstand til sjakt, høydeforskjell til sjakt, vær, salvestørrelse.
- Hendelsen kan ha skjedd tidligere, men er ikke observert. Vanligvis sprenges det på slutten av dagen, og personer går ikke inn i tunnelen før morgenen etterpå. Da har sannsynligvis potensiell gasskonsentrasjon ventilert ut. Sprengning nært sjakta skjer i perioder med 5-10 års mellomrom. Kombinasjon av avstand til sjakt, værforhold og årstid har også påvirket tilfeldighetene.

Målingene som har vært gjort i etterkant av hendelsen gir ikke grunnlag for å kvantifisere påvirkningen av gassmigrasjon og gasskonsentrasjon basert på salvestørrelse, avstand og værforhold. Målingene er likevel så entydige og gjentagende at man med sikkerhet kan si hva som har skjedd, og at man antar at fenomenet oppstår regelmessig ved gitte forutsetninger. Forfatterne mener at resultatene av målingene tilsier at alle underjordsanlegg, hvor det skal sprenges i, over eller ved siden av, må hensynta eksponering av sprengningsgass i sine risikoanalyser.

Eventuelle spørsmål rundt hendelsen kan rettes til forfatterne.

REFERANSER

[1] NTNU Prosjektrapport 17-91. Tunneldrift Ventilasjon. Institutt for anleggsdrift, Trondheim 1991.

[2] Folkehelseinstituttets miljø og helse – en kunnskapsdatabase informasjon om karbonmonoksid. (tilgjengelig på https://www.fhi.no/nettpub/mihe/uteluft/05.-karbonmonoksid-co---forurensnin/)

[3] Forskrift om tiltaks- og grenseverdier, 2013. Arbeidstilsynet Forskrift, best. nr 704. (tilgjengelig på http://www.arbeidstilsynet.no/binfil/download2.php?tid=237714)

[4] Gassulykke under NRK-innspilling: 18 personer lagt inn på sykehus. NRK 2016. (tilgjengelig på https://www.nrk.no/trondelag/gassulykke-under-nrk-innspilling-ved-franzefoss_-18-personer-behandles-pa-sykehus-1.12942013)

[5] Engineering Tool Box artikkel om karbonmonoksid og helseeffekter. (Tilgjengelig på http://www.engineeringtoolbox.com/carbon-monoxide-d_893.html)

[6] Sikker sprengning i dagen. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)-Teknisk rapport 03. September 2003.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

KONTURBORING – SPRENGNING I TUNNEL

Drilling of the Contour – Blasting in Tunnel

Gunnar Gjæringen, Prosjektleder, Aldesa Entreprenør, Norge

SAMMENDRAG

En jevn tunnelkontur er ønskelig for enkelt sagt å redusere skadene på berget som står igjen utenfor det åpne rommet vi har formet ved vår sprengning.
Sprengningens tyngde og voldsomhet påvirker gjenstående berg i form av stikk og «ødeleggelser» som igjen gir økt vannlekkasje, økt behov for sikring og videre skader på gjenstående berg som kanskje ikke oppdages umiddelbart, men kan gi som resultat seinere at en får utrasing og behov for omfattende tiltak, som igjen kan gjøre tunnelen ubrukelig i et tidsrom en ikke kjenner varigheten og omfanget av før det skjer.
Fokus på kontur har økt betraktelig de seinere år. Her har flere etatsprogram i Statens vegvesen samt prosessene i kontraktene satt ekstra fokus og krav til nettopp økt kontur.
Det er dog et lite paradoks at en samtidig med å sette krav til kontur, også parallellt setter økt krav til sikringsmengde med bolting og sprøytebetong. Dette virker ikke helt forståelig sett opp mot at en når en sprenger og får en kontur normalt sett ikke vil ha behov for tildekning av fjelet med sprøytebetong som sikring fordi berget står helt fint av seg selv uten ytterligere understøttelse. Bruk av økt sikringsmengde når en samtidig har god kontur i godt berg virker også unødvendig ut fra forståelsen av, og bruken av Norsk Tunnelteknologi som nettopp tilsier at en skal bruke berget slik det framstår. En åpen, ikke tildekket bergoverflate vil også gi en enklere vurdering av seinere tiltak om det skulle bli nødvendig.
En økt bruk av rensk gjennom ukerensk og sluttrensk ved spettrensk og kilerensk ville mest sansynlig gitt et vel så godt resultat som dagens system, sett opp mot levetid.

SUMMARY

A steady contour of the tunnel profile is desirable for individual said to reduce the damage to the rock that is left outside the open space we have formed by our blasting.
The heaviness and violence of the blasting affecting the remaining rock in the form of cracks and "destruction" which provides increased water leakage and increased need for securing of the rock, and further damage to the remaining rock that might not be detected immediately, but would result later that we can get slides and needs of extensive measures, which could make the tunnel unusable for a time, one does not know the duration and extent of, before it happens.
Focus on contour has increased considerably in recent years. Here multiple agency program in

the NPRA and processes in contracts put extra focus and requirements for just increased contour. However, it is a little paradoxical that, while having increased demands on the contour, it is also parallel set increased requirements for hedge amount of bolting and shotcrete. This does not seem quite understandably, if we look to earlier when we blast and get arock surface that we normally do not need to cover with shotcrete because the rock is just fine by itself without further support. Use of increased amount of bolts and sprayed concrete to secure the rock when we have a very accurate contour in good rock seems unnecessary from the understanding of, and the use of Norwegian Tunnel Technology which just implies that one should use the rock as it appears. An open, not covered rock surface, will also provide an easier assessment of later measures, if that should become necessary.
An increased use of scaling through week scaling and last scaling by pecker and wedge would most likely leave an equally good result as the current system, in light of the lifespan.

Fig.1. Rapport om konturspreng i Statens vegvesen.

INNLEDNING

Tunnelsprengning skiller seg fra pallsprengning ved at: –Kun ca. 85 % av sprengstoffet omsettes, mot ca. 97 % ved sprengning i dagen.
Dette har med å gjøre at det er kun én fri flate å bryte ut i mot, og denne flaten er i tillegg orientert 90° på hullretningen.

Fig.2 Forfatteren ved tunnelpåhugget i Harstadåstunnelen og bilde underfra spilingen.

Vi må derfor skape oss mer plass som berget kan flytte seg i, hvilket oppnås ved å bore et varierende antall grove hull (gjerne 4 stk. på Ø102 mm), som ikke lades.
Disse hullene fungerer som en fri flate og bidrar til at berget kommer lettere ut. Området rundt grovhullene kalles kutten.

KRAV TIL KONTUR OG SPRENGNING

Med kontursprengning menes spesielle sprengningsmetoder som anvendes når siktemålet er å etterlate det gjenstående fjell så nær opp til planlagt profil som mulig, med minst mulig skade på det gjenstående fjell.
Forsøk med ulike bor- og ladeplaner har vist at nøyaktigere boring kombinert med 17mm og 22mm rørladninger ikke uventet gir forbedret kontur som muliggjør besparelser på

- rensk, lasting og sikring, selv med dagens grove utstyr.
- Nøyaktig boring etter en gjennomtenkt plan og redusert lading/ forsetning mot kontur er helt vesentlig.
- Rørladninger er imidlertid tungvint og kostbart, mens SSE-emulsjon kan føre til overlading. Det oppfordres til levering av et mer egnet kontursprengstoff for tunnel.

Det er vel kjent hvordan man oppnår jevn, uskadet tunnelkontur, nye kontrakter må utarbeides slik at resultatet garanteres.

Det legges til grunn at sprengningsarbeider i tunneler skal gjøres ved bruk av forsiktig, eller kanskje riktigere ”optimal” sprengning.

Dette for å oppnå en mest mulig jevn kontur, og for å oppnå et tilfredsstillende bergsikringsnivå uten unødvendig knusning.

Det blir derfor for tiden gjennomført forsøk med forsiktig sprengning.

Ved en jevn kontur kan rommet mellom berget og vann- og frostsikringskledningen reduseres.

Dette er en fordel på flere måter; som ved redusert masseuttak og redusert fallhøyde fra over-

liggende berg.

Fig.3. Påhugg Harstadåstunnelen.

Kontur Sprengning

En fremgangsmåte for sprengning hvor selve profilen av underjordiske gruve arbeid eller utgravinger er så nær som mulig til det beregnede profil, med bevaring av den omgivende bergart. Den brukes i gruvedrift i utviklingsfasen og i hydraulisk-engineering og transport konstruksjon under bygging av tunneler og kamre i fjellvegger. Det finnes to typer kontur sprengnings: foreløpig forme og påfølgende forme. I innledende forme sprengladninger er satt av i perifere sprenghull, etterfulgt av de viktigste kostnader, som er spredt over hele arbeidsområdet. I påfølgende shaping, er kostnader i sprenghull plassert langs periferien eksploderte etter detonasjon av ladningene i hoved sett med hull.

Fordelene med kontur blåsing er en reduksjon i volumet av stein kastet ut fra den projiserte profil; en økning i stabiliteten i bakken av benker, kutt og arbeid, noe som gjør det mulig med en reduksjon i sine vedlikeholds- og reparasjonskostnader i perioden i bruk; og en reduksjon i materialkostnader for oppføring av bærere (i tilstrekkelig sterk stein, kan de mer økonomisk spray-betong bærere kan brukes med hell).

Ulempene med kontur blåsing er en viss økning i volumet av borearbeidet og behovet for mer rigorøs kontroll av posisjonen og retningen av hull under boreprosessen.

Fig.4. Påhugg Harstadåstunnelen.

HVORFOR KONTUR

Hva som kjennetegner en god kontur:

Jevnest mulig tunnelprofil etter sprengning, dvs. parallelle og synlige borpiper, minst mulig utfall av berg og ingen gjenstående knøler.

Oppnådd tunnelprofil skal ligge nærmest mulig prosjektert kontur, med tilstrekkelig plass til nødvendig sikring. Minst mulig overmasser/overberg.

Ikke bare jevnhet innen hver salve, men også mellom salvene, dvs. helst minimale og avrundete hakk i salveskjøtene.

Minst mulig sprekkedannelser i gjenstående berg etter sprengning (lite sprengningsindusert oppsprekking).

- Hovedprinsippet for hvordan dette oppnås kan oppsummeres slik:
- En gjennomtenkt bor-, lade- og tennplan tilpasset både geologi og geometri
- Nøyaktig boring med svake og jevnt fordelte ladninger og samtidig/nøyaktig tenning i og nær konturen
- Noen flere utfyllende punkter:
- Tilstrekkelig med hull, redusert hullavstand/forsetning mot konturen (gjelder også nest ytterste rad, eller innerkonturen) og liten innspenning for det enkelte hull
- Svakere ladninger i og nær konturen, svakest i ytterste hullrad (konturen)
- Nøyaktig boring mht. både ansett og retning er viktig(!), mest mulig parallelle hull
- Nest ytterste rast har samme, eller nær samme stikning som ytterkransen
- Samtidig tenning i og nær kontur (over til mer bruk av elektroniske tennere?)
- Rett, eller symmetrisk helst skålformet stuff tilstrebes, dvs. spesielt i konturen bør alle hull slutte på omtrent samme profilnummer
- Et lite etterslep i konturhullene (f.eks. 30-50cm) er en fordel, gjelder også neste rast
- Redusert / ingen bunnladning i kontur vurderes (avh. av type sprengstoff og boring)
- Endre bor- og ladeplan etter forholdene, helst ha flere planer liggende klare

Oppnådde fordeler er:

Mindre (over)masser, kortere lastetid og redusert transport

Mindre sprengningsskader på gjenstående berg

Mindre driftsrensk, bedre HMS på stuff

Redusert oppsprekking og mindre innlekkasje

Redusert forbruk av bolter og sprøytebetong, spesielt i tilfelle konstruksjonsbetong

Mindre sprengstofforbruk

Enklere innredning, spesielt mht vann/frostsikring

Etterhver reduserte byggekostnader (en påstand…)

Etthvert redusert byggetid (raskere syklus) (nok en påstand…)

Det ser rett og slett bedre ut, et tegn på kvalitetsarbeide

En ulempe er derimot noe flere hull, og den tiden det faktisk tar å sette an, vinkle riktig og bore mer forsiktig.

Ladetiden vil også gå opp i forhold til strengladning med slurry i færre.

Disse punktene bør dog kunne effektiviseres.

- Hard mating øker faren for boravvik, under boring kan også stikningen manuelt endres fra borplanen for å motvirke kjent avvik i den aktuelle bergarten
- Nøyaktig boring forutsetter at borriggen alltid er helt riktig posisjonert
- Utnytte datariggene, forsøke fulldata-modus iallfall i kontur og innerkontur
- En felles forståelse for viktigheten av god kontur, fra bas/drivere til prosjektledelse
- Motiverte bas/stuffarbeidere, evt med en direkte bonusordning?
- Unngå taktisk prising i kontrakten (f.eks. lav sprengninspris, høye sikringspriser)

Kvalitet og god kontur belønnes, ikke bare framdrift.

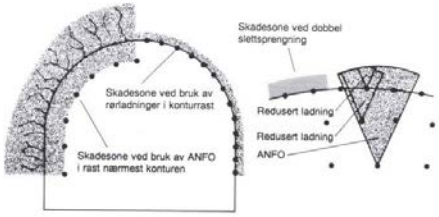


Fig.5. Skadesoner ved tunnelsprengning.

UTNYTTER VI DE MULIGHETER SOM GOD KONTUR GIR OSS?

Konturkvalitet

• Dagens situasjon:

Detaljert beskrivende i forhold til gjennomføringen av sprengingsarbeidet!

Krav til kontur i dag i prosesskoden:

.."jevnest mulig vegger og heng"

• Krav til ferdig kontur bør være viktigere enn hvordan det gjennomføres?

- Vi stetter ikke de muligheter vi har ved å la berget stå bart, men tildekker det kun fordi vi vil ha større framdrift uten hensyn til levetid og kontroll og besiktigelse av berget.

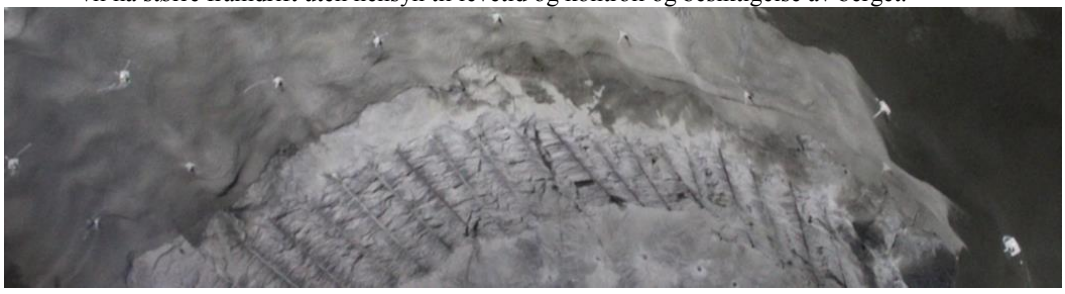


Fig.6. Nydelig konturssprengt heng.

Forutsetninger for god kontur
Hullet må være boret på riktig sted med riktig retning og stikning.
Størst innvirkning på sprengningsresultatet er 'dårlig' boring av hull **i og rundt kutten samt hull mot kontur hvor stikningen varierer.**

Hva er sågod kontur?

• Jevnest mulig tunnelprofil etter sprengning, dvs. parallelle og synlige borpiper, minst mulig utfall av berg og ingen gjenstående knøler.

• Oppnådd tunnelprofil skal ligge nærmest mulig det teoretiske sprengningsprofilet, med plass til tilstrekkelig sikring.

• Ikke bare for hver salve, men også mellom salvene, dvs. helst små og avrundete hakk i salveskjøtene (minst mulig stikning).

Elektroniske tennere gir

Kontur

– Visuelt bedre kontur

– Antallet synlige borpiper økte betraktlig

– Overmassen ble merkbart redusert

– Redusert mengde sprøytebetong

Erfaringer som Aldesa har gjort og vil videreføre

- **Fortløpende profilkontroll (og levering) med laserskanning før sprøyting**
- **Overmasser rapporteres for minimum hver 5 m i påhugg, seinere for hver 50m, angitt som cm fra teoretisk sprengningsprofil**
- **Hull i kontur og nest ytterste rast lades max 90% av hulllengden**
- **Alle hull i kontur og nest ytterste rast føres ned i sålen**
- **Ansettelsesnøyaktighet og retningsavvik skal dokumenteres for hver salve**

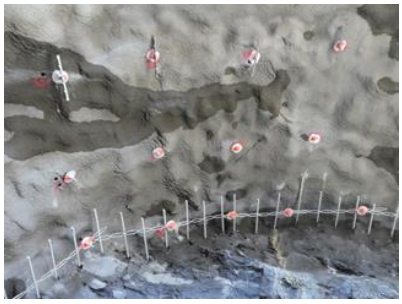


Fig.7 og 8. Påhugg Harstadåstunnelen.

Når det beregnes i GW så kommer detonasjonshastigheten inn 2 ganger (direkte og via Megajoul utregningene)

Det som ikke er tatt med er den såkalte dekoblings effekten. Forskjellen mellom ladnings dianter og borhulls diameter. Den har stor betydning for sprengeffekten og skadesone.

Beregning av effekt av ladning i kontur i GW (Statens Vegvesen´s nye beregningsmetode)

Type sprengstoff	Sprengstoffmengde pr meter	MegaJoul (pr kg)	Detonasjons hastighet	GW (gigawatt)
Gule rør 22x1000	0,40	2,8	2200	2,46
Dynamitt rør 25mm	0,60	4,4	4000	10,56
Civec Control, strengladning	0,35	2,3	3000	2,42
Orange rør 17x500	0,20	3,2	2800	1,79
Det.lunte 100	0,10	5,0	7000	3,50
Det.lunte 80	0,08	5,0	7000	2,80
Riogur/Riosplit	0,42	3,4	7000	10,00
Kemix A 22x1000	0,40	3,8	4000	6,08

Tabell 1. Lading av kontur.

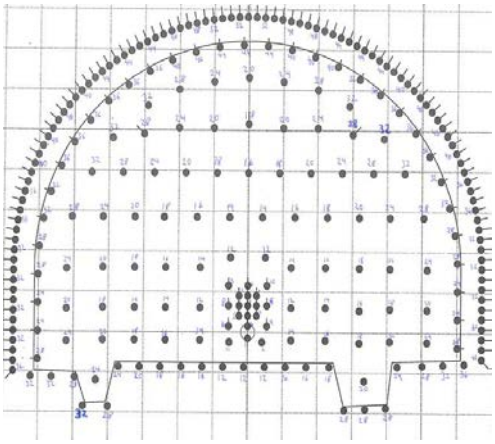


Fig.9. Salveplan.

Fig.10 og 11. Påhuggsarbeid Harstadåstunnelen.

KONKLUSJON

Kravet til konturboring ved sprengning av tunnel har som vist flere hensikter. Det er derfor særdeles viktig at det fokuseres enda sterkere på hvordan konturboring og forsiktig sprengning med lave rystelser kan optimaliseres.

Med denne måten å ta ut berget på, og samtidig redusere ladningskonsentrasjonen, reduseres knusing og oppsprekking av fjellet.

Fig. 12 og 13. Forfatteren ved tunnelpåhugget i Harstadåstunnelen og bilde underfra spilingen.

Forutsetninger for et godt resultat er altså at vi foretar en vurdering slik at følgende forhold opererer mot samme resultat og at vi får et positivt samspill mellom:

• Geologi Slepper, lagdeling, foliasjon, vann
• Nøyaktig boring
• Redusert og riktig fordelt ladning Sprengstoffegenskaper, ladningsdiameter, dekobling, bunnladning, vann i hullet
• Redusert hullavstand og forsetning
• Tenningsrekkefølge og samtidig initiering
• Fritt utslag Tung brytning gir økt bakbrytning
• Mindre overmasser Reduserte laste og transportkostnader
• Redusert rensk og sikring Kortere rensketid, færre bolter, mindre sprøytebetong og buer etc.
• Redusert falltap Mer salgbar energi
• Mindre vedlikehold og økt levetid Lavere drifts- og finanskostnader
• Bedre sikkerhet Arbeidsmiljø, trafikksikkerhet

Alle tiltak vi setter for å få en god kontur gir oss et godt forhold mot omgivelsene samtidig som framtidige levetidskostnader vil bli kraftig redusert, hvilket selvsagt er et mål i seg selv.

REFERANSER

Orica
Statens vegvesen
Multiconsult
Aldesa

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Optimalisering av boring og sprengning Norsk Stein AS

Optimization of drilling and blasting at Norsk Stein AS

Siv Krane Rodahl, Bergingeniør, Norsk Stein AS

SAMMENDRAG
Denne artikkelen er et kort sammendrag av optimaliseringsarbeidet som er gjort i forbindelse med boring og sprengning på Norsk Stein AS de siste årene. Ulike tiltak og hva som kunne observeres fra de data som har vært tilgjengelig.

Det er viktig med data og dokumentering. Det er gjort et stort arbeid for å klare å sette sammen data fra ulike kilder.

Borenøyaktighet, GPS på lastere og borerigger, borkroner, tilbakemeldinger, skyteretning, ekstra underboring, saksing av bormønster, forsetning frontrast, tenning av salve, antall rekker, kontur/presplitt, bruddesign og planlegging.

SUMMARY
This article is a short summary of the work in regards to optimization of the drilling and blasting at Norsk Stein AS. Different actions taken and the result thereof, depending on the data and what we could observe from it.

It is important with data and to be able to document. Extensive work done in order to collect data from different sources.

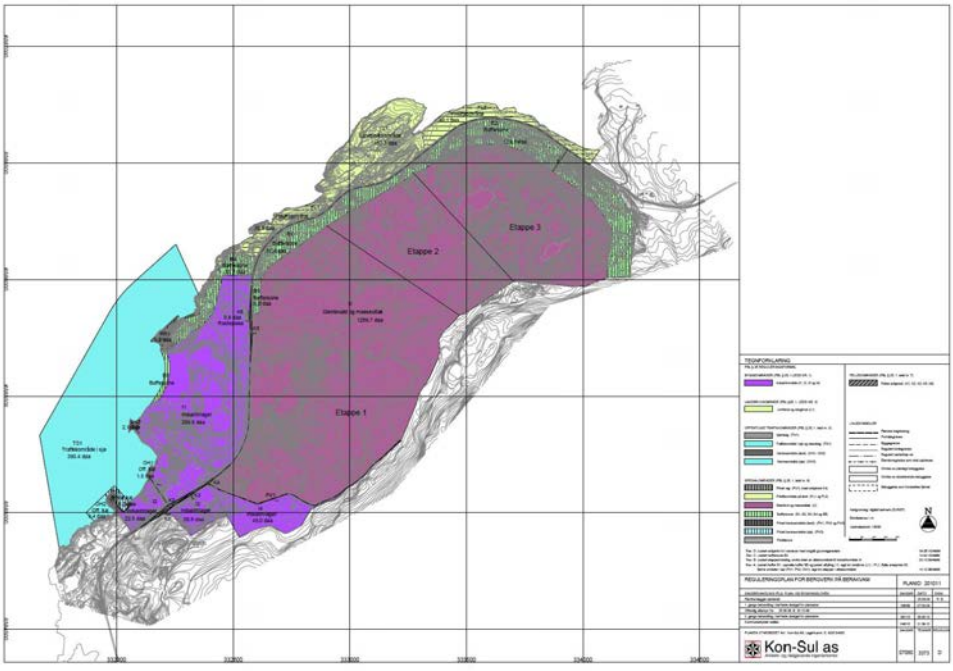
Drilling accuracy, GPS on loaders and drill rigs, drill bits, feedback, blast direction, subdrill, staggered pattern, burden front row, initiating a blast, number of rows, contour, pit design and planning.

INNLEDNING

Norsk Stein AS er et pukkverk. Det er lokalisert på Berakvam i Suldal kommune, cirka en times båttur nord for Stavanger, se kart i figur 1. Bildet på figur 1 er anlegget sett fra luften og viser tydelig muligheten for å ha tre båter inne samtidig. På Berakvam produseres det pukk til bruk som tilslagsmateriale i asfalt, betong, veimasse og offshorematerialе.

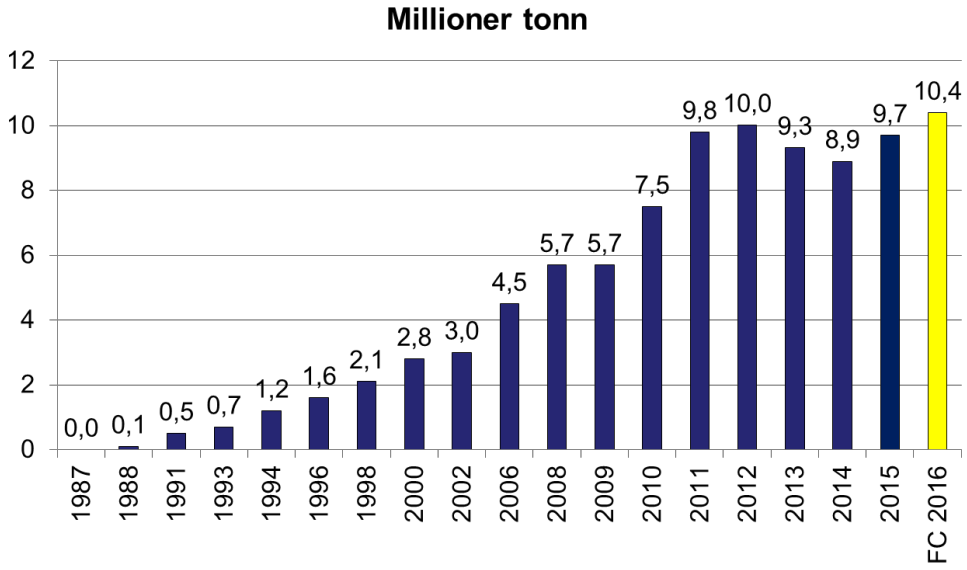
Figur 1: Norsk Stein på kartet og fra luften

Området har en egen reguleringsplan, som gjengis i figur 2.



Figur 2: Reguleringsplan Norsk Stein AS.

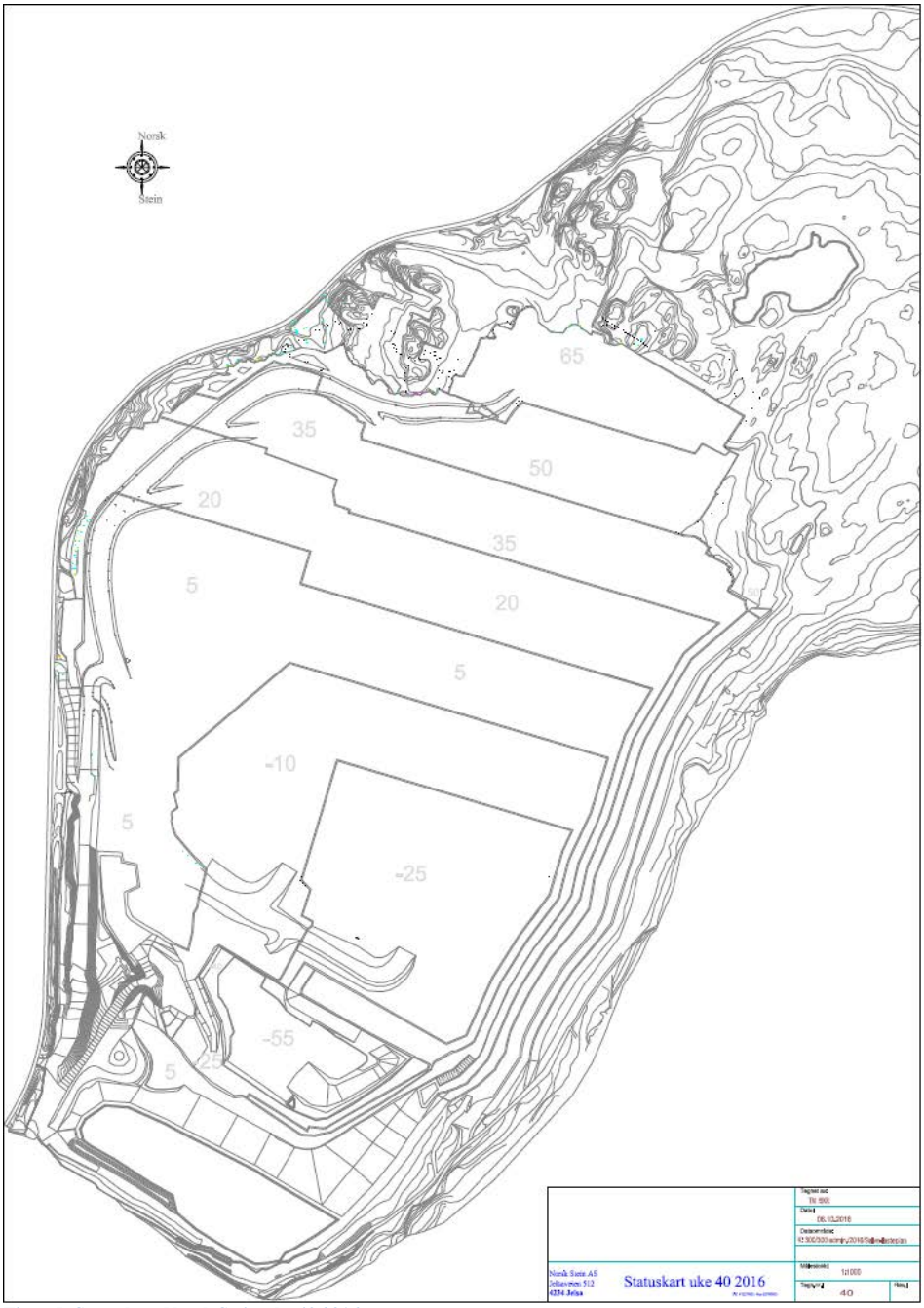
Den årlige produksjonen er cirka 10 millioner tonn. Figur 3 viser utviklingen i årsproduksjon fra oppstart og til og med 2016 (som forcast per 31.10.16). Det har vært flere utbygginger på Norsk Stein og med det nåværende anlegget er det mulig å komme opp mot 12 millioner tonn ved å drive kontinuerlig også i helgene, ikke kun på dagtid.



Figur 3: Produksjon siden oppstarten i 1987.

Figur 4 er et oversiktsbilde av anlegget. Her kommer bruddet frem tydelig. Det ligger inntil fjellsiden. Industriområdet nedenfor veien rommer sekundærknusere og siktebygg, to finverk, ferdigvareområde med lagerkapasitet på rundt regnet 1 million tonn.

Figur 4: Flyfoto april 2014. Fotograf: Stig Olsen.



Figur 5: Statuskart Norsk Stein uke 40 2016.

Statuskart for bruddet fra uke 40 2016. Her sees den nåværende situasjonen i bruddet.

Geologi

Hovedbergarten i bruddet er granodioritt, det er noen begrensede innslag av andre bergarter, men i all hovedsak er det granodioritt i bruddet, se kartutsnittet i figur 6 fra ngu.no.

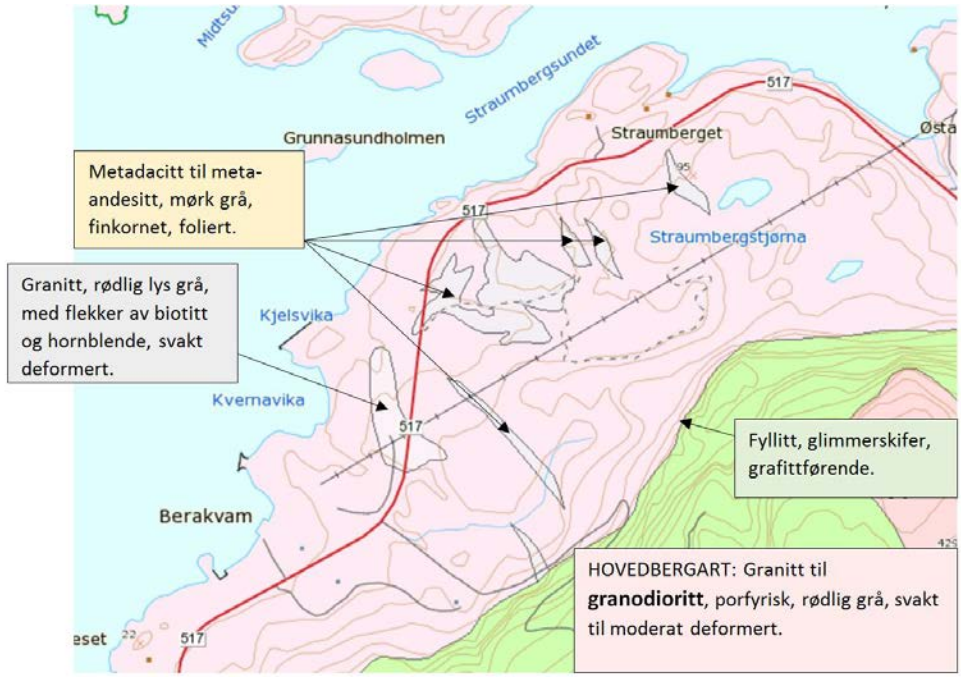
Området er undersøkt og kartlagt i flere omganger. Det henvises til følgende rapporter fra NGU

- 1999.087 av Eyolf Erichsen: *Pukkundersøkelser av forekomsten Berakvam i Suldal kommune*
- 1999.039 av Knut Wolden: *Grunnlagsmateriale for forvaltning av sand, grus og pukk i Forsand, Strand og Hjelmeland kommune, Rogaland fylke*
- 2003.12 av Mogens Marker*: Geological investigation of the Berakvam quarry and reserve area for hard rock aggregates, Jelsa, Rogaland*

Det er mulig å finne informasjon om forekomsten på NGU sine hjemmesider, og forekomsten er klassifisert som en pukkforekomst av nasjonal betydning.

I tillegg er området med i en publikasjon av K. Wolden fra 2010 som omfatter grus og pukkforekomster i Ryfylke: *Grunnlagsmateriale for regionalplan for byggeråstoffer i Ryfylke, Rogaland fylke 2010*.

Det største området med metadacitt/metaandesitt i figur 6 finner vi ikke igjen når vi nå er kommet lengre ned i berggrunnen i det området.



Figur 6: Kartutsnitt berggrunnskart fra http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/

PROSESSBESKRIVELSE NORSK STEIN

Boringen utføres av underentreprenør, for tiden Natland Graveservice AS. Det brukes tre Atlas Copco rigger, modell T45, en Atlas Copco T40 og en Tamrock 800. Alle riggene er utstyrt med GPS.

Sprengningen utføres av Norsk Stein AS. For tiden har vi fem bergsprengere og to bergsprengingsledere i bruddavdelingen. Sprengstoffet leveres av Maxam og det brukes bulksprengstoff, Riomex 7000. På Norsk Stein brukes det både topp- og bunntenner.

Lastingen utføres med to hjullastere, CAT 992K, og en gravemaskin, CAT 390. Tre CAT 777 dumpere og to Komatsu 787-5 brukes til å transportere steinen til knuseren. Primærknuseren er en spindelknuser som kan ta stein opptil 1,2m (største lengde) og med kapasitet 2.600 - 3.000 tonn/time.

NSt har også en Volvo 700 med en påmontert Atlas Copco hydraulisk hammer for å pigge blokker.

Etter primærknuseren går massen til primærlageret før det blir matet videre. Det er et sekundærverk med to knusere og to finverk med tre og fire knusere. Dette anlegget gjør at det er mulig å produsere fraksjoner opptil 200mm. Figur 4 på side 13.4 viser anlegget.

Optimaliseringen på Norsk Stein foregår under drift og det gjør at det alltid er faktorer man ikke kan kontrollere som spiller inn på resultatet.

DATA OG DATAKILDER

Forutsetningen for et godt optimaliseringsarbeid er en systematisk tilnærming. Det er et høyt fokus på å samle inn data, men også å forvalte og nyttiggjøre seg av det vi har av tilgjengelig data. Å sette sammen data fra ulike kilder for å få et mer helhetlig bilde av situasjonen er meget viktig. Det er også viktig å skille mellom et prosjekt og en mer kontinuerlig optimaliseringsprosess. Hva er mulig i det daglige og hva er mulig i et kortere tidsrom.

Det er jobbet mye med å ta i betraktning større deler av prosessen og ikke kun fokusere blindt på en enkeltparameter. Det kan være at man klarer hovedmålet sitt, eksempelvis, redusere blokkandel, men at det går på bekostning av både kapasitet og fordelingen av produkter ut av verket, slik at kostnaden ved forbedringen i blokkandel ikke kan forsvares.

På NSt lastes det ofte fra flere plasser samtidig. Dette gir en utfordring med tanke på representativitet av data. For å kunne optimalisere boring og sprengning er det viktig å kunne spore data tilbake til en enkelt salve. Dette er løst ved å sette et kriterium på at mer enn 75 % av alle lass en dag må komme fra en salve for at prosessdata fra den dagen kan tilordnes en den enkelte salven.

Rutinemessig for hver enkelt salve, hvor slik data kan tilordnes, settes det opp følgende:

- Dato
- Salvenr.
- D eller P (dagfjell eller pall)
- Borhullsdiameter
- Forsetning
- Hullavstand
- Antall hull
- Bormeter
- Boremeter ekskl. underboring
- Sprengt stein i fm^3 og tonn
- Boremeter pr. fm^3
- Sprengstofforbruk i kg/fm^3 og kg/tonn
- Ladning pr. m borehull
- Piggetimer utført totalt
- Piggetimer per 1000 tonn
- Gj.snittlig lastetid
- Lastbarhetskarakter
- Syklustid ekskl. transporttid
- Gj. snittlig køtid ved knuser
- Kapasitet primær-knuser
- Finstoff (inklusive sekundær-knuser)
- Knekte borstenger for salven
- Borekostnader per tonn
- Sprengkostnader per tonn (vises ikke i tabell under)
- Totale kostnader per tonn(vises ikke i tabell under)

Eksempel på salve og hvordan det framstilles i Excel:

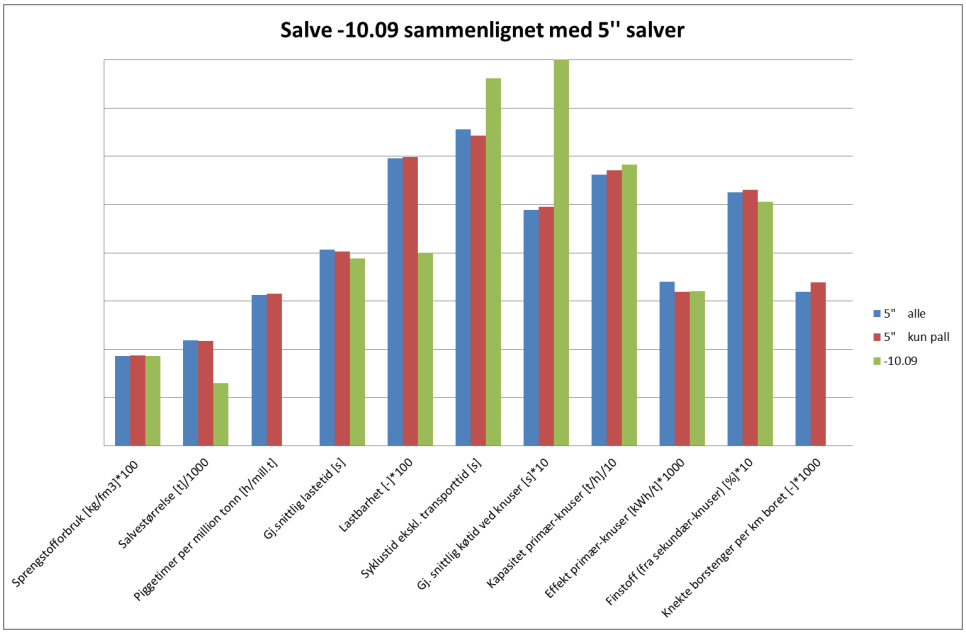
Dato [dd.mm.yy]	Salvenr. [kote.salve]	D eller P [-]	Borehulls-diameter [in]	Forsetning	Hullavstand	Ant. Hull [-]
29.09.16	35.19	P	5	4,0	4,4	375

Borm. [m]	Borem. ekskl. underb. [m]	Sprengt stein [fm³]	Borm. pr. fm³ [m/fm3]	Sprengstofforbruk		Mengde sprengstoff [kg]	Ladning pr. m borehull [kg/m]	Sprengt stein i tonn [t]
				[kg/fm3]	[kg/t]			
6285	5675,63	99891	0,06292	0,838	0,305	83750	15,66	274 700

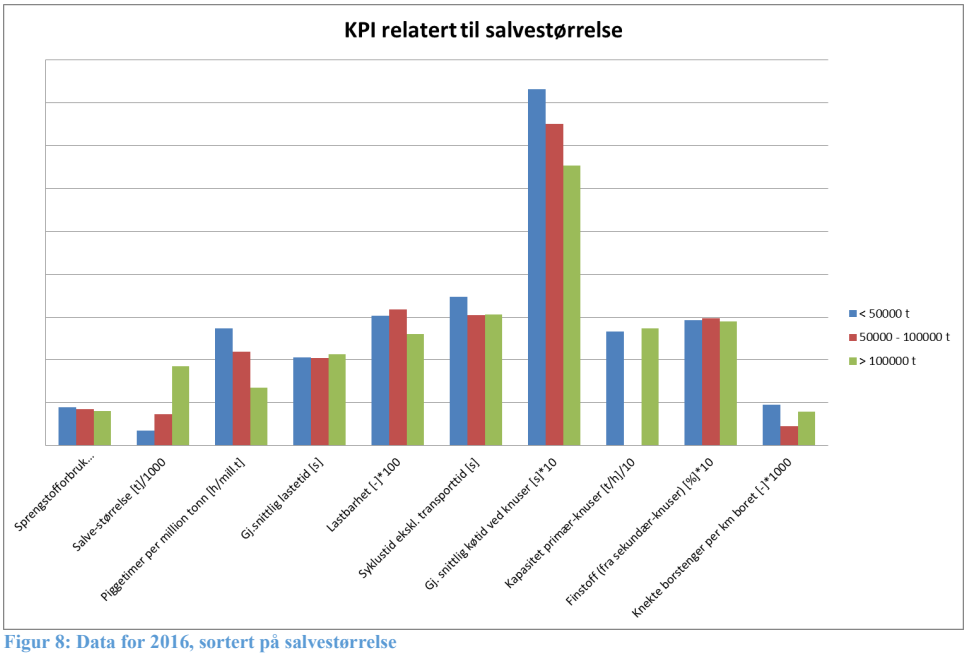
Pigging [h]	Pigget. per 1000 tonn [h/t]	Gj.snitt lastetid [s]	Lastbar-het [-]	Syklustid ekskl. transporttid [s]	Gj. snittlig køtid ved knuser [s]	Kapasitet primær-knuser [t/h]	Finstoff (inkl. sekundær-knuser) [%]	Knekte borstenger for salven [-]
63	0,23	xx	2,8	xx	37	2746	28,6 %	0

For enkeltprosjekter er det mulig å laste kun fra en salve med alle lastemaskiner, men ikke som generell praksis i den daglige driften.

Når en test gjennomføres på en spesifikk salve sammenligner man data fra denne salven opp mot et snitt hittil i år, et historisk snitt eller et annet utvalg som gir et godt grunnlag å sammenligne med. På neste side vises noen grafer for sammenligning av data.



Figur 7: Eksempel på sammenligningsfaktorer for testsalve med strekt bormønster.



Figur 8: Data for 2016, sortert på salvestørrelse

OPTIMALISERE, MEN HVA?

Det er viktig å klargjøre hva som faktisk er hovedfokuset i en optimaliseringsprosess. Er det steinkvaliteten som er det viktigst, kornfordelingen, finstoffet, lastingen, boringen, sprengningen, blokkandelen, utformingen av bruddet, tilrettelegging for store salver, salver tilpasset størrelsen på en leveranse av sprengstoff eller sålen? Eller noe helt annet?

Hvert sted og hver tid har sine egne spesielle utfordringer og hovedfokusområder. Noe som er avgjørende for produksjonen, eksempelvis reduksjon av finstoff, kan om fem år være løst av markedssituasjonen og dermed endrer fokuset seg.

Kostnader er alltid en viktig faktor. Og det er viktig å kunne måle kostnader. Produksjonskostnader, personalkostnader, sprengstoffkostnader, eventuelle deponeringskostnader. Ikke alle kostnader er like kvantifiserbare, men alle faktorer bør belyses i den grad det er mulig. Og kostnader for sprengning må ses i sammenheng med kostnader og kapasitet for den samlede produksjonslinjen.

Driftstekniske utfordringer kan også nevnes. I 2012/2013 hadde vi utfordringer med mye knøl, spesielt i salveskjøt. Fordelen ved å ikke ha knøl, er mer enn de direkte innsparte bore- og sprengningskostnader for knøl. Det er lettere å laste for hjullasterne (kortere lastetid), mindre slitasje på utstyr og mindre fysisk belastning på maskinfører.

I 2012 startet NSt et prosjekt for å optimalisere boremønstret, for å kunne produsere pukk i riktig kvalitet til lavest mulig kostnad, uten at dette skulle gå på bekostning av lasting og kapasitet. Finstoff har vært et fokusområde der vi ikke har lyktes i like stor grad, men jobbes stadig med å teste ut forskjellige tiltak.

I denne fremstillingen er det optimalisering av boring og sprengning som står i fokus. Det gjøres mye annet arbeid, eksempelvis i driften av knuseverkene som ikke behandles her.

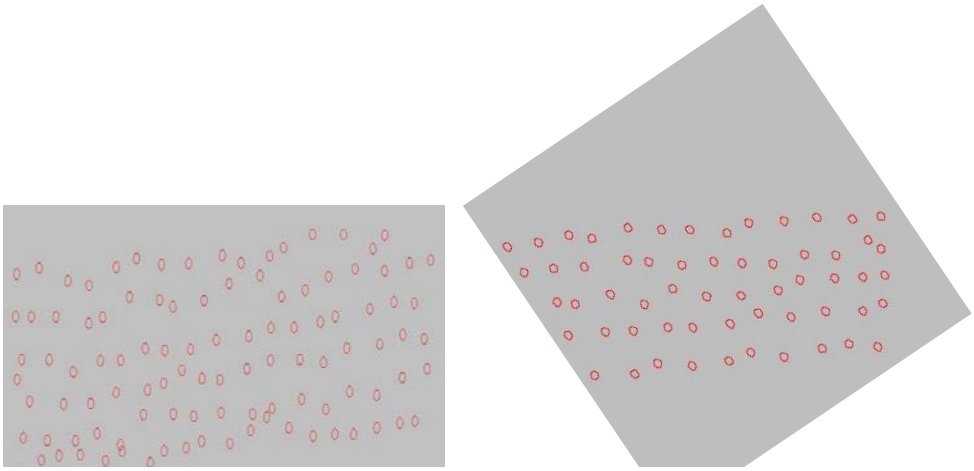
OPTIMALISERINGSPROSESS NORSK STEIN

Det er blitt gjort mye opp igjennom årene på NSt i forbindelse med optimalisering. Det er en kontinuerlig prosess, som krever oppfølging over tid. I forbindelse med en trainee fra Norsk Bergindustris traineeordning var det på høsten 2012 planlagt et prosjekt for å strekke boremønstret. Da det ble logget borehull, var det åpenbart at det var viktigere å få kontroll på boringen, før det ble gjort noe med boremønstret. Det nytter ikke å optimalisere et mønster hvis ikke hullene er der de skal være. Et godt sprengningsresultat betinger god boring.

Borenøyaktighet

Det første som ble gjort, var å bore hullene på kast istedenfor i lodd. Dette gjorde at det ikke lenger var mange hull som gikk i motsatt retning av skyteretningen. Det ble startet med 3°, deretter 6° og tilslutt 10°. Å bore på 10° ble for mye med tanke på at det bores igjennom sylta på NSt. Borerne hadde problemer med å få hullene til å stå. Det ble derfor valgt 6° som et kompromiss. Det økte fokuset på boringen og grepet med å gå fra 0° til 6°, gav resultater. Det var fremdeles avvik, men nå var avviket mer uniformt, det gikk samme generelle retning som skyteretningen. Bormønstret var nå gjenkjennelig ikke bare i toppen, men også i bunnen av hullet.

Figur 9 viser boring i lodd og på kast. Mønstret er nesten helt ugjenkjennelig med kun bunnkoordinater. Man kan se at boring på kast gav noe bedre resultat. Dette er fra de første loggingene.



Figur 9: 5'' salver på pall. Bunnkoordinater hull. Bort i lodd (venstre) og med 5°kast(høyre).

Maxam, vår sprengstoffleverandør, gjorde i 2012 flere kartlegginger av borenøyaktigheten. Dette gav helt tydelige resultater med tanke på borenøyaktigheten. Ved boring i lodd var det opptil 10-15 % av hullene som hadde et avvik i motsatt retning av skyteretningen. Da boringen ble utført på kast, gikk andelen borehull med avvik i asimut på mer enn ±90° ned til 0 %.

Måling av boreavvik er et viktig verktøy for å finne ut hvordan det står til med boringen. Det er relativt tidkrevende. og generelt sett burde man logge mange salver for å se hvordan situasjonen er. Dette er som oftest ikke mulig i begynnelsen på grunn av kostbart utstyr, og det er også kostbart å leie inn tjenesten, spesielt om lokaliteten er avsidesliggende. De loggingene som ble utført i starten av prosjektet, var mer øyeblikksbilder, men det gav oss i vårt tilfelle en god nok indikasjon på omfanget av problemet.

I 2016 gikk vi til innkjøp av eget boreloggingsutstyr for å kunne ha utstyret tilgjengelig til enhver tid og logge etter behov, uten å måtte gjøre omfattende forberedelser først.

Dagfjell er klart mer utfordrende enn pall, men å bore igjennom sylte har sine egne utfordringer med tanke på borenøyaktighet.

GPS

GPS er et viktig verktøy for å øke nøyaktigheten. Lastemaskiner er utstyrt med dette, slik at man til enhver tid kan se hvilken høyde man laster i og om dette stemmer med den ønskede høyden på pallen.

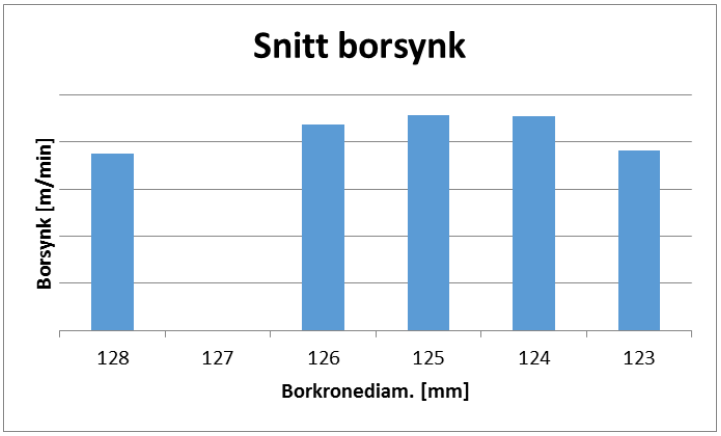
Å utstyre boreriggene med GPS ble gjort i 2015. Det var en lang innkjøringsperiode, men operatører og planleggere ser tydelige forbedringer og fordeler som følge av GPS også på boreriggene.

GPS-rigger har også gjort problemer med asimut, det vil si retningen på borehullet, mindre. Dette fordi man da ikke sikter på et punkt, men stiller inn riggen ved hjelp av kompass. Man har heller ikke problematikken med lange salver og for nært siktepunkt.

GPS-rigger løser ikke alle problemer, men det er en god start. At borerne i tillegg bruker riggen riktig, kjører rolig i ansettet, er var for endringer i fjellet og har et fokus på borenøyaktighet er vesentlig.

Borkroner

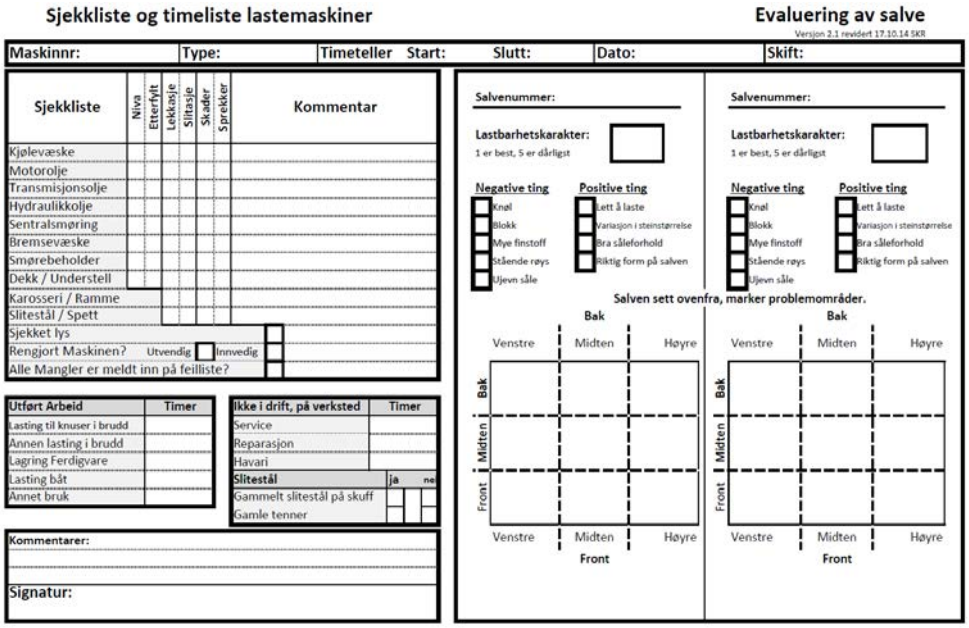
Slipe kroner ofte nok. Ikke bruke kroner med for lav diameter. Vi gjorde en del tester for å se hvordan borsynken varierte basert på kronediameter i 2012. Dette er 5'' borkroner i granodioritt. Basert på disse testene og avviksmålinger ble det satt krav til minimumsdiameter på borkroner som skulle brukes til boring av 5'' hull. Underentreprenør var også selv enig i at slitte borkroner gav mer avvik, lavere borsynk og større sannsynlighet for stangbrudd.



Figur 10: Borsynktesting 2012. Selve tallverdien på borsynken er skjult av konkurransehensyn.

Tilbakemeldinger

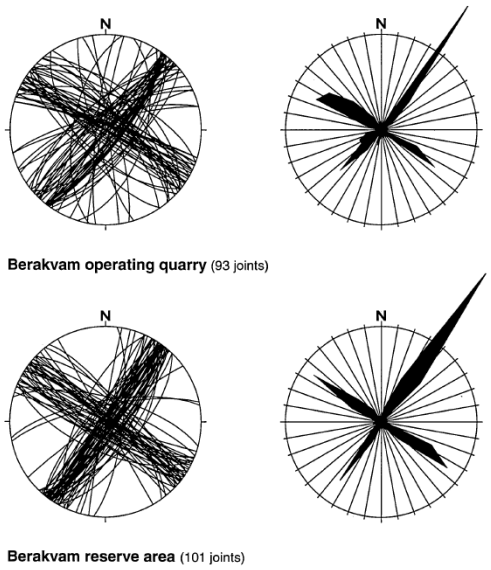
Kontinuerlig tilbakemelding fra lastere, satt i system, er viktig for å kunne reagere på endringer. Lastekapasitet for hjullastere reduseres raskt når salvekvaliteten går ned. Hver maskin, hvert skift, gir en tilbakemelding på hvordan det har gått på skiftet. Deriblant en salvekarakter. Dette er en subjektiv oppfatning av hvordan lastingen var. Denne er et supplement til lastemaskinenes produksjonsparametere som registreres kontinuerlig og automatisk. Ukentlige møter med hovedlastere gjennomføres også. Dette for å formalisere og systematisere generelle tilbakemeldinger. Og basert på dette gjøres det også endringer i bormønster.



Figur 11: Maskinliste for lastere. Tilbakemelding angående salvekvalitet.

Skyteretning

Skyteretning har stor innvirkning på sprengninger hos NSt. Fra M. Markers kartlegging ble det laget stereografiske projeksjoner og sprekkeroser av de kartlagte sprekkene. Dette sees på figuren under. Det er to dominerende sprekkesett, ett som er NØ/SV og ett som er NV/SØ.



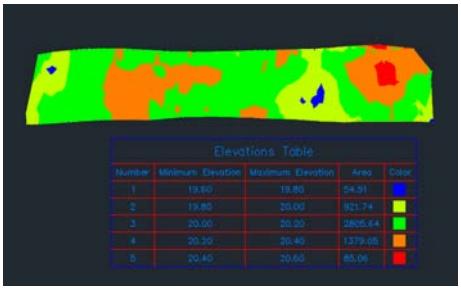
Figur 12: Fra NGU 2003.012 stereografisk projeksjon og sprekkeroser.

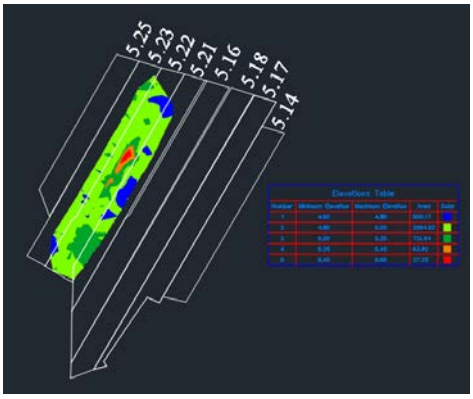
Den primære skyteretningen er tilnærmet sør. Det er en vinkel på cirka 22° mellom skyteretning og sprekkeretningen. Sprekkene er som oftest steile. I oppstarten ble det prøvd ut forskjellige orienteringer av pallfrontene, den nåværende gav det som den gang ble oppfattet som det beste resultatet. NSt etterstreber å skyte mest mulig i denne retningen, men det er ikke til å unngå av og til å måtte skyte andre retninger og.

Øst-vest er en ugunstig skyteretning og her krympes ofte boremønstret for å unngå for mye blokk. Forsøk på å vri skyteretningen noe har ikke gitt ønskede resultater. Da dette gjelder for en liten andel av salvene, er ikke dette blitt fokusert på.

Ekstra underboring

I 2014 hadde NSt et prosjekt på knøl og lastbarhet i salveskjøyt. I og med at det brukes hjullastere som hovedlastere er det veldig viktig å ha gode såleforhold. Normal underboring var til da 1,5m på alle raster. Det ble valgt ut et område og tiltaket, økt underboring, skulle prøves ut over tid. I starten ble det testet 2m underboring, men etter flere salver med 1,75 på de to bakerste rastene og gode resultater med fokus på knøl og lasting, ble det besluttet å innføre dette i hele bruddet. For å sjekke resultatene ble sålen målt inn etter lasting. Det ble deretter konstruert en overflate basert på høydekoter. Baseline var pall 20. Et større område ble målt inn. På pall 20 var 27 % av overflaten høyere enn 20cm over planlagt kotehøyde. På pall fem, i tiltaksområdet med 25cm ekstra underboring var kun 2,5 % av arealet høyere enn 20cm over planlagt kotehøyde.





Figur 13: Pall 20, baseline og pall 5 testområde

Saksing av boremønstret

I 2013 gikk NSt over fra kvadratisk bormønster til sakset bormønster. Dette for å bedre fordelingen av sprengstoffet i salven. Det var ikke mulig å observere noen umiddelbare endringer i kvalitet av dette, men det antas at dette også hadde en positiv effekt på knøl og blokkandel.

Knøl i kroner

Knøl og blokk, kun sprengstoffkostnader		
År	**Kostnader**	**Mill. tonn**
2012	521 124	10,0
2013	448 431	9,3
2014	462 749	8,9
2015	273 107	9,7
2016 FC	278 685	10,4

Figur 14: Sprengstoffkostnader knøl og blokk.

Som det framkommer av tabellen i figur 14, er sprengstoffkostnadene i forbindelse med knøl gått ned vesentlig siden 2012. Borekostnadene for knøl og blokk har gått ned tilsvarende i prosent. Som tidligere nevnt er det ikke bare de direkte kostnadene til boring og lading, men også tidsbruk, ekstra slitasje på folk og maskiner, problemer med sylte på pall under som reduseres, og dermed er gevinsten langt større. Dette er ikke resultatet av kun et enkelttiltak men av at fokus på kvalitet i alle ledd øker og dermed klarer NSt å forbedre seg.

Bormønster

Prosjektet som ble startet i 2012 for å øke boremønstret uten at det gikk på bekostning av andre viktige kvalitets- og driftsparametre ble startet opp litt senere som følge av utfordringene med borenøyaktigheten. Da en bedring i borenøyaktigheten kunne observeres, ble arbeidet med å øke boremønstret for 5'' pallsalver satt i gang. Utgangspunktet i 2012 var et bormønster med 3,7m forsetning og 4,1m hullavstand (15,17m^2), da var mønsteret allerede økt i forhold til 2011, da var mønstret 3,5m x 4m = 14m^2. Trinnvis siden da er mønsteret økt til 18m^2, det vil si 4m x 4,5m enkelte plasser. I løpet av prosessen ble det klart at geologi er en viktig faktor og premiss-setter for hva som passer de enkelte plasser. I 2016, opererer NSt med tre forskjellige boremønstre basert på lokalitet, tilbakemeldinger fra lastere og registrerte data.

- 4m x 4,5m = 18m^2, i hovedsak på -25 nivået.
- 4m x 4,4m = 17,6m^2, i hovedsak ellers i bruddet.
- 3,8m x 4,3m = 16,3m^2, ugunstig skyteretning, innrapporterte utfordringer med blokk/knøl.

Økningen i bormønster gir innsparinger i bore- og sprengningskostnader. Men for at ikke totalregnestykket skal bli feil, er det viktig å holde øye med andre nøkkeltall i tillegg, slik at det ikke blir andre ekstrakostnader som overgår det man sparer.

Kvalitet i alle ledd er viktig, spesielt når det er snakk om store volumer. En dårlig praksis, som koster 10 øre tonnet, gir seg utslag i 1 million kroner i året når det produseres 10 millioner tonn. Det er derfor ekstremt viktig å følge med på mer enn en enkelt parameter.

Forsetning frontrast

Det ble i 2016 også testet å øke forsetningen på frontrast, dette gav meget dårlige resultater for lasting av salveskjøyt. Hjullasterne kom ikke gjennom og vi måtte bruke gravemaskin. Dette er blitt prøvd andre steder med hell, men var i første omgang ikke en suksess på NSt.

Tenning av salve

På grunn av lasteutstyret som brukes hos NSt(hjullastere), er det viktig å få salven langt nok frem. Dermed er det testet mye opp igjennom historien med tanke på forsinkertid sideveis og rastvis. Det brukes nonel-tennere, med de begrensningene det medfører. I framtiden er nok elektroniske tenner veien å gå.

Antall rekker

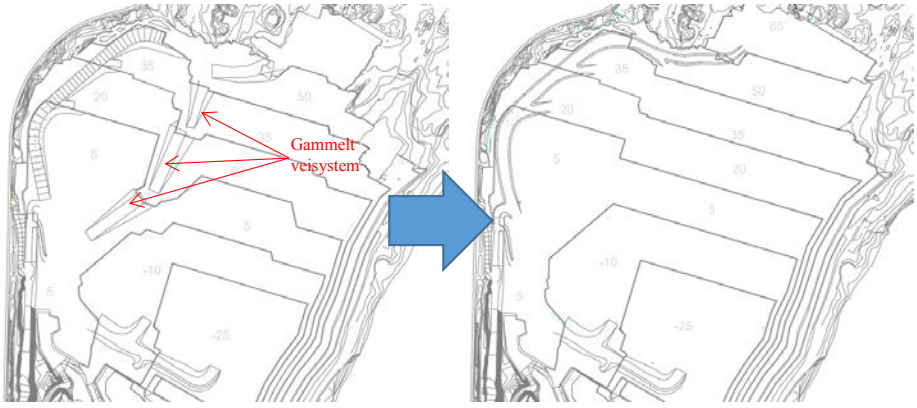
Antall rekker. Antall rekker i en pallsalve er redusert fra fem til fire. Dette medfører ekstra kostnader i forbindelse med rensk, salvene blir mindre og innspenningen blir mindre. Samtidig øker man lastbarheten på grunn av mindre innspenning.

Kontur/presplitt mot endelig vegg

Inn mot endelig vegg skytes det kontur/presplitt. Dette er for å minske riss inn mot endelig vegg og spare mindre sikringsarbeid. Dette ser vi helt tydelig igjen for med lite og ingenting av nedfall på sikringshyller. Ekstern ingeniørgeolog går over endelig vegg for å vurdere behov for bolting og sikring.

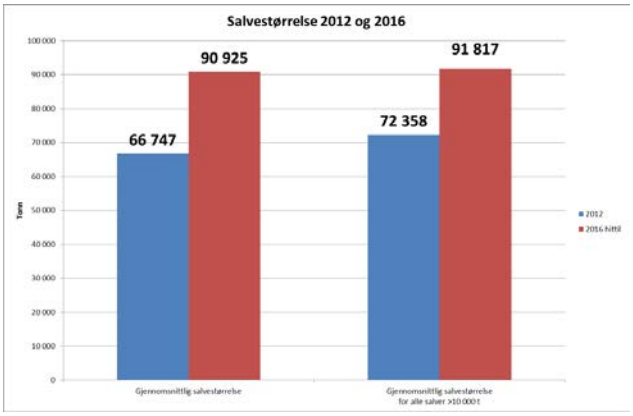
Bruddesign

Utformingen av bruddet er en viktig del av det å få til et effektivt system, der man kan ha de forskjellige arbeidsprosessene tilstrekkelig langt unna hverandre. Samtidig som det er viktig å ta nok dagfjell, slik at man kan bygge opp et pallsystem som fungerer for det utstyret man benytter.



Figur 15: Uke 17 2016, gammelt veisystems siste dager. Uke 40 nytt veisystem tatt i bruk og "nesene" fjernet.

I 2016 har det vært et fokus på å flytte veisystemet fra midten av bruddet og ut til vestsiden av bruddet. Dette gjorde at vi kan lage paller som går på sikt går i bruddets bredde og ikke halve.



Figur 16: Gjennomsnittlig salvestørrelse i 2016 og i 2012.

Effektivisering av drift ved å øke andelen store salver er viktig, men samtidig vil det, så lenge det er dagfjell, være behov for å skyte mindre salver slik at utviklingen av bruddet går videre. Når det er slutt på dagfjellet, vil det være en del mindre salver for justeringer, men da vil det være naturlig å optimalisere salvestørrelsen i forhold til ukesproduksjonen.

Palldybde vil være et kompromiss mellom bred nok pall til lastingen og dreneringsutfordringer. På NSt prøver vi å ha cirka 80-100m pallbredde.

Planlegging
Planlegging på kort, semi-lang og lang sikt er veldig viktig. Langsiktig planlegging er viktig for den generelle framdriften av bruddet, både endelig brudd og dag til dag. Hvordan må man sprenge i dag for å unngå problemer i morgen? For å kunne operere i stor skala er det viktig å kunne drive flere operasjoner samtidig, dette gjøres best hvis man kan ha avstand mellom de forskjellige operasjonene og ikke går i veien for hverandre.

Å tenke helhetlig er viktig. Det er mange ledd i kjeden som skal produsere et godt sprengningsresultat.

En ting som ikke er nevnt tidligere, men som er helt vesentlig er personell. Engasjerte arbeidstakere som ønsker å gjøre en god jobb og som har evner eller kan skaffe seg disse, til å jobbe sammen om å levere bedre. Det er også mulig å hente inn eksterne for å komme med forslag og dele erfaringer. Det å dra ut og kikke hva andre gjør og hvilke lure løsninger som fins der ute er og viktig.

OPPSUMMERING OG VEIEN VIDERE
Optimalisering er en kontinuerlig prosess, hva man optimaliserer med hensyn til er avgjørende for resultatet. Endrede forutsetninger i geologi, maskiner, prosess og marked, kan gjøre at man må endre taktikk og prøve seg i en annen retning.

Det er viktig å endre en ting av gangen og ikke prøve for mye samtidig. Allikevel er det mange ting NSt ønsker å prøve ut i forbindelse med optimalisering.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

FOLLOBANEN D&B, UTFORDRINGER MED DRIVING I NÆRHET AV EKSISTERENDE BERGROM

FOLLO LINE D&B, CHALLENGES OF DRIVING TUNNEL CLOSE TO EXISTING TUNNELS AND CAVERNS

M.Sc Adler Enoksen, Norwegian National Rail Administration
M.Sc Hanne Wiig Sagen, Norwegian National Rail Administration
M.Sc Helene Kristiansen Andersen, Norwegian National Rail Administration

SAMMENDRAG

Follobanen er nytt dobbeltspor mellom Oslo og Ski og er Norges største pågående samferdselsprosjekt. Delprosjekt D&B er ett av fem delprosjekter og dekker den nordligste delen av Follobanen og nytt løp for inngående Østfoldbane. Den nordligste delen av Follobanen og nytt løp for Inngående Østfold krysser Ekebergåsen i et område hvor det allerede er tatt ut store volumer av bergrom og en av de store utfordringene i prosjektet er nærføringer mot eksisterende bergrom.

I forarbeidet til prosjektet har identifisering og dialog med aktuelle tredjeparter vært en sentral aktivitet. Prosjektet har nærføringer mot flere tredjeparter som har sterke interesser i å opprettholde normal drift mens prosjektet utfører sine arbeider. Prosjektet har gjennom forhandlinger søkt å finne løsninger som kan tilfredsstille tredjeparter og sørge for en forutsigbar gjennomføring av prosjektet.

Artikkelen gir et innblikk i hvilke utfordringer prosjektet står overfor, hva som er utført og hvilke erfaringer man har gjort seg etter at litt over halvparten av berguttaket er utført.

SUMMARY

Follo line is the new double track between Oslo and Ski, and is Norway's largest ongoing transport project. The D&B project is one of the five sub-projects and covers the northernmost part of the Follo line and the new line for the inbound Østfoldbane. The northernmost part of the Follo line and new line for inbound Østfold line crosses Ekebergåsen in an area where there are already taken out large volumes of caverns and one of the great challenges in the project is the proximity to existing caverns.

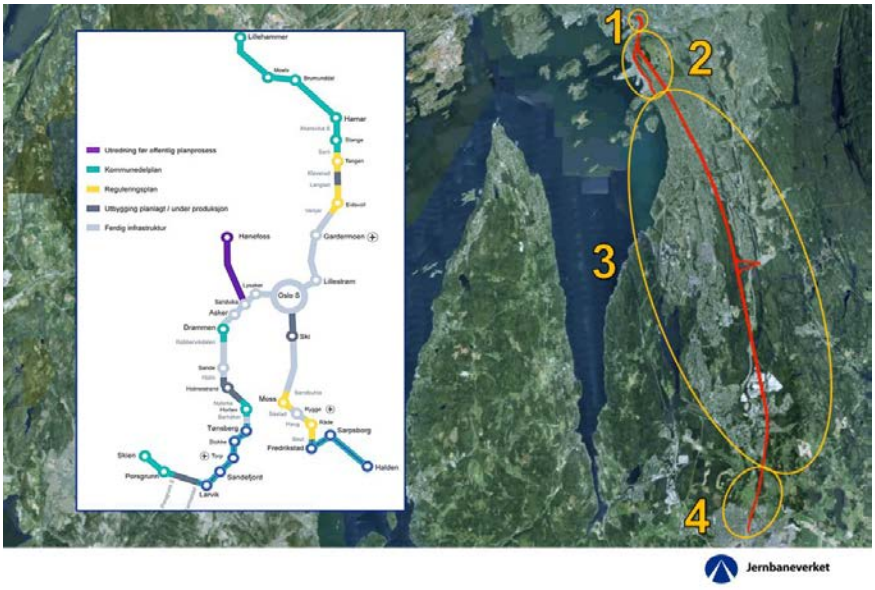
During the preliminary work of the project, the identification and dialogue with relevant third parties have been a central activity. The project has proximity towards several third parties that have strong interests in maintaining normal operation while the project performs its works. The project has during negotiations sought to find solutions that can satisfy third parties and ensure a predictable execution of the project.

The article gives an insight into the challenges the project faces, what has been performed so far and experiences so far when somewhat more than 50 % of the excavation has been completed.

INNLEDNING

Follobanen er nytt dobbeltspor mellom Oslo og Ski og er Norges største pågående samferdselsprosjekt. Dobbeltsporet mellom Oslo S og Ski er den innerste delen av InterCity-utbyggingen sørøst for Oslo og blir den første jernbanetunnelen i Norge med to atskilte løp. Den nye Follobanen blir totalt 22 km lang og reduserer reisetiden mellom Oslo og Ski fra 22 til 11 minutter.

Prosjektet er omfattende med flere parallelle men ulike arbeidsoperasjoner på forskjellige steder i linjen. Tunnelene bores i hovedsak ut med tunnelboremaskiner (TBM), men det utføres også uttak av store volumer berg med konvensjonell boring og mekanisk bryting. Tunnelarbeidene utgjør det største volumet av arbeidene men det er knyttet stor kompleksitet til andre deler av prosjektet. Det skal bygges ny stasjon i Ski, med flere omlegginger av spor samtidig som trafikken skal holdes i gang. Deler av Oslo S må bygges om slik at de nye Follobaneløpene og de nye løpene for Østfoldbanen kan nå alle de eksisterende 19 sporene på Oslo S, arbeidene inkluderer blant annet en flere hundre meter lang betongkulvert. For daganleggene gjelder spesielt utfordringer knyttet til å drive anlegg i tettbebygde områder. Det er mange naboer som påvirkes av anleggsaktiviteten, spesielt støy, og mye av arbeidene må også gjennomføres nattestid for ikke å påvirke togtrafikken mer enn nødvendig.



Figur 1 Follobanen er den innerste delen av Intercity-utbyggingen. Den består av fire hoevdentrepriser, i tillegg til en egen entreprise for signal. 1) Civil Oslo S, innføringen til stasjonen, 2) EPC D&B, konvensjonelle drivingen i Ekerbergåsen, 3) EPC TBM, driving med tunnelboremaskin, 4) EPC Ski, innføring og ombygging av Ski stasjon.

Prosjektet er delt i fem delprosjekter; ombyggingen av Ski stasjon, TBM-tunnelene, innføringen til Oslo S og Drill & Blast (konvensjonell driving i Ekebergåsen), som vist på Figur 1, og Signalarbeidene. Follobanen har valgt NTK07 som kontraktsstandard og kontraktsspråk er engelsk.

Delprosjekt Drill & Blast (D&B) omfatter den nordligste delen av Follobanetunnelen, i tillegg til nytt løp for inngående Østfoldbane fra Sydhavna og fram til enden av bergtunnelen. Totalt utgjør dette ca. 5 km tunnel, hvorav ca. 3,5 km er jernbanetunneler, med ca. 400.000 m3 sprengstein som skal flyttes. Arbeidene inkluderer også Tresporshallen, en kaverne for tre jernbanespor med varierende tverrsnitt fra 200 til over 350 m2, og Søndre portal som er utslaget fra ny tunnel mot eksisterende Østfoldbane.

Entreprisen EPC D&B Delprosjektet i Ekeberg åsen (EPC D&B) ble tildelt Società Italiana per Condotte d' Acqua S.p.A i februar 2015 og anleggsarbeidet startet opp august 2015.

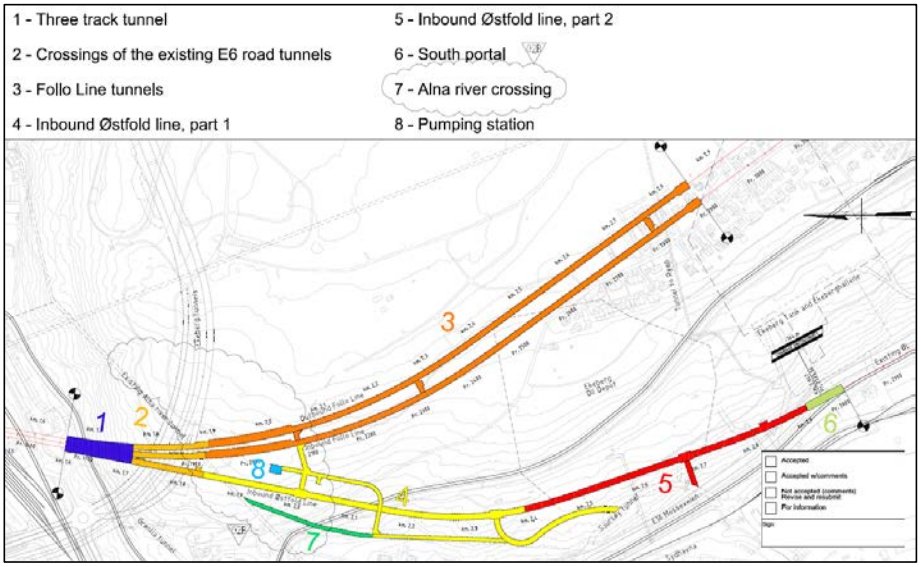
D&B anleggsområde er lokalisert på Sydhavna i Oslo med gamle Sjursøya tunnel som angrepspunkt for det nye tunnelkomplekset. All transport inn og ut av tunnelkomplekset skal gjennom gamle Sjursøya tunnel og ut på veinettet på Sydhavna før det kommer ut på offentlig veinett. Fra Sjursøya tunnel drives det to adkomsttunneler inn til inngående Østfoldbane og derfra videre innover i tunnelkomplekset.

Den nordligste delen av Follobanen og nytt løp for inngående Østfold krysser Ekebergåsen i et område hvor det allerede er tatt ut store volumer av bergrom. I dette området finner man Ekeberg tunnelen med to hovedløp og to ramper, Grønliatunnelen, Alnaelva, to systemer med kaverner for oppbevaring av petroleumsprodukter, Ekeberghallene (lagerhaller), Midgardsormen, Bekkelaget renseanlegg og militære installasjoner. Spesielt nærføring til Ekeberg tunnelen og oljekavernene har vært og er en viktig del i planlegging og gjennomføring av anleggsarbeidene til delprosjekt D&B. For hele Follobanen har kartlegging av energibrønner vært viktig og antallet slike har hatt en kraftig vekst de siste årene.

Figur 2 er hentet fra kontrakten og viser tunnelkomplekset som skal etableres. Det var fornuftig av kontraktuelle årsaker å dele kontrakten i elementer slik at krav og behov for de enkelte elementene ble mer forståelig, samtidig som man gjorde oppfølgingen av kontraktsarbeidene mer oversiktlig.

Element 1 er Tresporshallen, prosjektets avgrensning i nord, med nærføringer til Grønliatunnelen med liten overdekning. Utfordringer også med stort tverrsnitt og stedvis dårlig bergkvalitet (Ekebergforkastningen). Liten overdekning til Grønliatunnel betyr utfordringer med rystelser under driving og langsiktig stabilitet.

Element 2 er overgang fra en kaverne til tre enkelte tunneler og kryssingen av E6 Ekeberg tunnelen og Alnaelvtunnelen. Utfordringene med krysningen av Ekeberg tunnelen er knyttet til liten overdekning, under fem meter, og vibrasjoner fra sprengninger. Utfordringer ved krysningen av Alnaelvtunnelen er knyttet til driving med liten overdekning og risiko for innlekkasje fra elva.



Figur 2 Oversiktskart over tunnelgeometrien for EPC D&B.

Element 3 er Follobaneløpene hvor det er nærføringer mot kaverner med petroleumsprodukter med meget liten overdekning, ned til tre meter. Selv om arbeidene i mindre grad vil medføre skade på installasjoenr i dette området er det en risiko for at sprengninger vil åpne sprekker og riss og øke muligheten for flukt av hydrokarboner fra oljekavernene og opp i framtidig jernbanetunnel. Videre sørover skal også Follobanene krysse en rømningstunnel fra oljekavernene som går til Ryen. Med den tunnelgeometrien som er planlagt vil Follobanene gå rett gjennom denne tunnelen og en del arbeider må utføres for å bygge om rømningstunnelen. D&B sin del av Follobanetunnelene avsluttes med to haller hvor TBM'ene skal bryte ut og senere demonteres.

Element 4 er adkomsttunneler og den nordlige delen av Inngående Østfoldbane uten spesielle nærføringer.

Element 5 er søndre adkomst og søndre del av inngående Østfoldbane med nærføringer mot kaverner med petroleumsprodukter og transporttunneler til kavernesystemet med sensitiv infrastruktur. I dette området er avstandene til kavernene med petroleumsprodukter så stor at man anser mulighet for hydrokarboner på avveie som minimal. Utfordringene med krysningene er rettet mot infrastrukturen, som flytter produkt inn og ut av oljekavernene, og som er sensitiv for rystelser.

Element 6 er Søndre portal hvor nytt løp for Inngående Østfoldbane kobles på eksisterende spor og med nærføring til E18 Mosseveien og eksisterende Østfoldbane. Her skal tunnelen slås ut i et trangt område mellom eksisterende spor og bergoverflaten, gjennom pilarer som bærer E18 Mosseveien.

Element 7 er adkomsttunnel til Alnaelva for å kunne gjøre nødvendige tiltak i eksisterende elveløp før kryssing av med nye tunneler.

Element 8 er laveste punkt og plasseringen for pumpesumpen.

EKEBERGÅSENS GEOLOGI

Prosjektområdet ligger i Oslofeltet, som består av mange forskjellige bergarter på et lite område. Bergartene består av prekambrisk grunnfjell, sedimentære lag fra kambrium, ordovicium og silur, noen magmatiske bergarter og sedimenter fra karbon og perm. Oslofeltet er også spesielt fordi det er knyttet til oppsprekking i permtiden som dannet en riftdal. Ekebergåsen ligger på østsiden av forkastningssonen som skiller riftdalen fra grunnfjellet. Bergarten består i hovedsak av prekambrisk gneis med noen intrusjoner av amfibolitt. Det prekambriske grunnfjellet ble dannet under fjellkjedefoldingen og er resten av gamle fjellkjeder (900-1000 mill år) som har blitt erodert ned Bjørlykke (n.a). Gneisen kan deles opp tre litologier;

- Tonalitisk – granitisk gneis
- Kvarts – feltspat gneis
- Biotitisk øyegneis

Tabell 1 Mineralinnhold i gneisene, Jernbaneverket (2013).

	Kvarts	Feltspat	Biotitt	Aksessoriske
Tonalitisk	30%	40%	20%	Varierende
Granitisk	30%	65%	5%	Varierende
Kvarts-feltspat	40%	50%		Biotitt
Biotitisk øyegneis	25%	60%	10%	Granat

Til tross for forskjellene i mineralinnhold i Tabell 1 er det vanskelig å skille mellom gneisene og de blir derfor behandlet som en bergart under drivingen. Gneisen er foldet i skarpe isoklinale folder som viser en klar foliasjon med strøk N-S til NV-SØ. Forundersøkelsene gjort før oppstart viste at bergartene hadde en moderat oppsprekking. Amfibolittintrusjonene viste en større grad av oppsprekking. I utgangspunktet viser kartleggingen at det er to sprekkesett som går igjen. Det ene settet har steilt fall med Ø-V strøkretning. Det andre settet følger foliasjonen med strøkretning N-S og fall mot vest (35°-90°). Det finnes også sporadiske sprekkesett med andre orienteringer, Jernbaneverket (2013).

I tillegg til geologiske kartlegginger har det blitt gjort bergmekaniske undersøkelser på kjerneprøver og steinblokker. Testene som ble utført er Drilling Rate Index (DRI), Unconfined Compressive Strength (UCS), Point Load Test (PLT), quartz content, Brazilian Tensile Strength og Density.

Tabell 2 Bergmekaniske tester utført, Jernbaneverket (2013)

Location	Rock Type	DRI	UCS MPa. Angle of faliure	PLT (I_{s50}) MPa	Brazilian Tensile Strength MPa	Quartz %	Density kg/m^3
Kongsveien 83. (Block)	Tonalitic-granitic gneiss	38				25	
BH 830 (89-92 m)	Brecciated gneiss	51	132.2	6.7		35	
BH 841 (77.0-78.0)	Gneiss	37	95.4 22°	6.7	6.2/11.8[1)]	28	2709
ET 3 (14-6.96)	Dark igneous rock	29	127.2 19°	8.8	15.9	25	2695
ET 6 (5.54-6.40)	Porphyritic intrusive rock	43	211.9 21°	10.0	18.5	6	2844

1) Parallel to weakness planes/Perpendicular to weakness planes

Informasjonen i Tabell 2 viser bergmekaniske trender i gneisen.

- DRI er klassifisert som veldig lav til medium og stemmer overens med kvartsinnholdet.
- UCS er klassifisert som høy til veldig høy.
- PLT er klassifisert som høy til veldig høy styrke

Resultatene fra den bergmekaniske testingen viser gneisen i kjernene er hardt, og fjellet har god kvalitet. Det vil si at det er vanskelig å splitte dette fjellet, Volden (2015).

Kartlegging av geologi under driving

Geologiske kartlegging blir vanligvis gjort etter hver salve. Ved splitting blir kartlegging gjort når antall meter tilsvarer en salve. Fjellet blir kartlagt med fokus på geologien og bergartene, oppsprekking og sprekkemateriale, vanninnlekkasje og spenningsforhold. Parameterne blir bestemt basert på Q-systemet og Q-verdien blir definert for hver kartlegging. For splitting er sprekkeorientering, sprekkemateriale og kvaliteten på fjellet de viktigste parameterne. For å få en god inndrift på splitting er det lave Q-verdier som gir best resultat. Fjell med Q-verdier under 10 har en bedre inndrift enn i fjell med høyere Q-verdier. Da går det på hvor oppsprukket fjellet er, hvor mange sprekkesett som finnes og materialet i sprekkene. Best inndrift oppnås når sprekkene har en gunstig orientering som gjør det mulig å utnytte dem i splittingen.

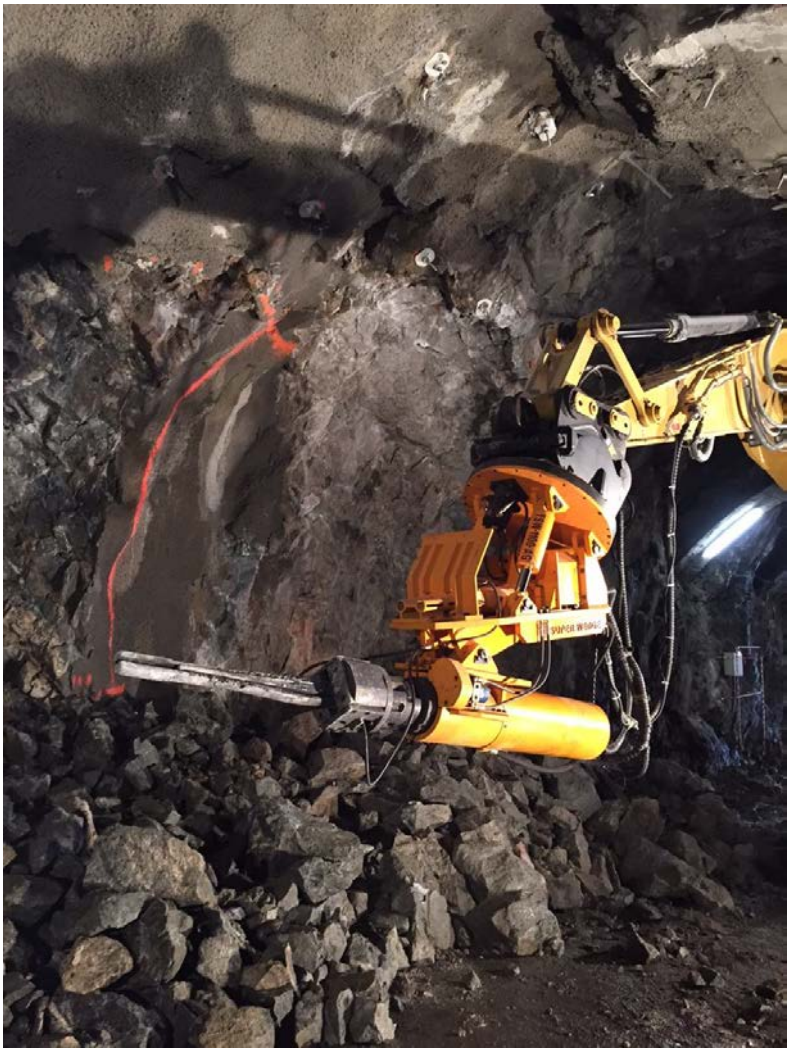
Inndriften til boring er spesielt avhengig av geologien og strukturene i berget. Splitting i motsetning til sprenging har bedre inndrift når fjellet har dårligere kvalitet. Oppsprekkingen og sprekkeretningen har også mye å si for hvor lett det er å splitte. Kvaliteten på fjellet, definert som Q-verdien, har også mye å si for splittingen.

PROSJEKTGJENNOMFØRING

Det ble vurdert i prosjekteringsfasen at prosjektet måtte ta et valg om driveteknikk for de lange Follobaneløpene, og ut fra en totalvurdering valgte man å gå for driving ved TBM. Beslutningen om å drive Follobanen med TBM var en nødvendig beslutning for den videre utviklingen av prosjektet. For inngående Østfoldbane var ikke driving med TBM noe alternativ og det var derfor tidlig klart at det ville være nødvendig med en konvensjonell tunnelentreprise som kunne angripe fra Sydhavana. Deler av området for D&B kunne likevel vært drevet med TBM på samme måte som resten av Follobaneløpene, men dette ville da ført til andre utfordringer. Angrep gjennom linja fra nord (fra Oslo S) ville bety at man måtte vente på at store grunnarbeider skulle avsluttes i dette området før man kunne komme fram til berget og gjøre klart for TBM. Å drive gjennom området fra sør ville bety at den nordligste delen av Follobanen mot Tresporshallen ville komme helt til slutt på kritisk linje. Når det først var bestemt at ny linje for Inngående Østfoldbane måtte drives ved konvensjonell drift var det naturlig å tilføre også den delen av Follobaneløpene som var lengst nord slik at man fikk utnyttet en entreprise i dette området mest mulig.

Figur 3 Inngang Sjursøya tunnelen sett fra innsiden og utsiden

I forarbeidet til prosjektet har identifisering og dialog med aktuelle tredjeparter vært en sentral aktivitet. Arbeidet med å identifisere tredjeparter har tidvis bydd på utfordringer da enkelte elementer har framstått som eierløse eller det har vært vanskelig å få dialog med rett motpart. Forhandlinger med tredjepartene har i seg selv vært en utfordring. Dels fordi det har vært uenighet om hvilket lovverk som skal legges til grunn i forhandlinger og dels fordi partene på begge sider har skullet ivareta sterke interesser. Jernbaneverket er underlagt bestemmelser i reguleringsplaner og oreigningslova som gir føringer for hvordan forhandlinger skal foregå. Sentrale elementer man har kommet fram til gjennom forhandlinger er drivemetode (sprengning eller splitting), tidsvinduer for sprengninger, tidsvinduer for transport, rystelsesgrenser, overvåkningsprogram for rystelser, dokumentasjon og kontroll. Avtalene ivaretar også forpliktelser som tredjeparter har mot JBV som ressursbruk, varslinger, tilganger og sikring av anlegg.



Figur 4: Splitter påmontert gravemaskin

Med nærhet til eksisterende infrastruktur følger flere utfordringer. For Follobanen var det forespeilede worst-case scenariet lengre stengning av Ekeberg tunnelen, en av Oslos høyest trafikkerte tunneler, og brudd i leveranse fra oljelagrene i Ekebergåsen til Gardermoen. Risiko med store potensiale for tap av omdømme og kostnader. I tillegg ble også pekt på risiko for tap av menneskeliv som følge av ras i/skade på eksisterende tunnelrom. Jernbaneverket kan ikke la være å ta inn over seg slike risikoer og gjennom dialog og forhandlinger kom man fram til avtaler for gjennomføring av bergarbeidene med alle aktuelle tredjeparter. Avtalene med tredjeparter om omforente anleggsgjennomføringer som skal gi prosjektet og tredjeparter forutsigbarhet. Under prosjekteringen av delprosjekt D&B har man tatt med seg avklaringer med tredjeparter knyttet til krysningene av de forskjellige elementene.

Figur 5: Oversikt over riggområdet på Sydahvna, plassert mellom toget og havneveien

Riggområdet for prosjektet ble etablert på Sydhavna langs den gamle rampa som ledet ned fra Mosseveien til havnaveien. På Sydhavna er det stor aktivitet og anleggsaktiviteten må ta hensyn til mange interesser som skal ivaretas. Spesielt støv og trafikk har vært et fokusområde fra aktørene på havna.

Opprinnelig plan for prosjektet var å sprenge alt bergvolum. For Ekebergtunnelen var det nødvendig å gjøre tiltak i forkant for å ivareta stabiliteten av tunnelen. Gjennom forhandlinger med Statens vegvesen kom man fram til en gjennomføringsmodell med støping bak eksisterende hvelv i Ekebergtunnelen og stengning av tunnelen under kryssingen med de nye jernbanetunnelene. Per Anton Brandzæg var i denne perioden inne som rådgiver for JBV og foreslo alternativ drivemetode i form av mekanisk bryting (drill & split) av berget. Denne metoden ville i hovedsak ta bort de store utfordringer knyttet til rystelser. For kryssingen av Ekebergtunnelen ville dette gi mulighet til å forenkle inngrepene i og redusere antall stengniner av Ekebergtunnelen og dermed redusere belastning på trafikkantene.

Utfordringene med kryssingen med Alnaelva har vært knyttet til liten overdekning og den totale kompleksiteten med flere tunneler, Ekebergtunnelen, Alnaelv tunnelen og nye jernbanetunneler, tett på hverandre. Opprinnelig plan var en løsning med omlegging av elveløpet for å redusere risikoen for vanninnbrudd i jernbanetunnelen, men uansett ville en slik løsning følre til flere krysninger mellom ny elvetunnel og jernbanetunneler med liten overdkening, i tillegg til ytterligere krysnigner under Ekebergtunnelen for å få til omleggingen av elvetunnelen. En senere rapport har vist at den planlagte omleggingen ville kunne medføre redusert kapasitet i elvetunnelen og det arbeides nå med å se på alternative løsninger for å ivareta kapasiteten i Alnaelva.

Krysningene av oljekavernene er tilknyttet tre forskjellige utfordringer. Anleggene ble delvis bygd på 50- og 70-tallet og er til tross for vedlikehold ikke like robust som opprinnelig. Med krysning direkte over tunnelene inn til kavernene foregår det arbeider meget tett på sensitiv infrastruktur. Gjennom omfattende forhandlinger og arbeider kom man fram til aksepterte rystelsesgrenser for hva infrastrukturen ville tåle. Ut fra dette kunne tunnelarbeidene planlegges gjennomført i en miks av sprengning, forsiktig sprengning og splitting avhengig av hvor nær man har vært de sensitive punktene. En annen utfordring med nærføring til oljekaverner var risiko for hydrokarboner på avveie, spesielt i områder med meget lav overdekning. Ved å redusere sprengning av profilene nært disse kavernene ville det være mulig å redusere risikoen for å åpne sprekker og riss som ville kommunisere gasser fra kaverne og opp til jernbanetunnelen. Videre må område dekkes med en vann/gasstettløsning som vil sørge for at petroleumsprodukt ikke siver inn i jernbanetunnelen. Den tredje utfordringen ligger i kryssingen av Ryentunnelen, en rømningstunnel fra oljekavernene mot Ryen. Funksjonaliteten av selve rømningstunnelen må ivaretas men tunnelen har også en funksjon som tilførsel til en vanngardin som sørger for å skille produkter mellom de to systemene med kaverner som er etablert i Ekebergåsen.

Drill & split, kort forklart

I denne metoden brukes hydrauliske kiler til bokstavelig å splitte berg. Metoden fungerer ikke så ulikt den gamle teknikken med blekke og kile benyttet i steinbrudd. Drill & split krever en relativt presisjonsboret fjellvegg, hvor retningen av borehull er veldig viktig og hvor det bores mye tettere enn sprengningsarbeid, ned til 400 mm mellom borehullene. Et sentralt element i prosessen er å få til en god kutt. Deretter benyttes kilen (splitteren) i hvert enkelt borehull for å brekke berget fra hverandre. Som man kan anta er dette en meget tidkrevende prosess, også sammenliknet med restriktiv sprengning, og inndriften ligger erfaringsmessig mellom 0,5 og 1 meter per dag med tverrsnitt på ca. 80 m2.

Figur 6 Pågående splitting

STATUS NOVEMBER 2016

Status i november 2016 er at ca 60 prosent av tunneldrivingen er gjennomført. Prosjeketet er på plan, under budsjett og har passert 500 dager uten fraværsskader. Nærføringene til oljekavernene langs Inngående Østfoldbane er stort sett ferdig og har vært gjennomført uten skader på tilstøtende infrastruktur. Arbeidene nærmer seg kavernene ved Follobaneløpene og ved Søndre portal. Tunnelene har dukket under Alnaelvtunnelen med redusert tverrsnitt og nærmer seg Ekebergtunnelen. For Inngående Østfoldbane har stuffen passert den nordgående rampe og nærmer seg hovedløpene av Ekebergtunnelen.

Erfaringene fra gjennomføringen så langt er at man som eier av kontrakten må sørge for så langt som mulig at eventuelle avtaler man inngår med tredjeparter også bygger på samme prinsipper som kontrakten, at forpliktelsene man inngår i avtalene er speilet i kontrakten. For eksempel unngå at det er avvik mellom hva tredjepart krever av godkjenningsrutiner og det man har kontraktsfestet. Erfaringene viser også at man i planleggingen må sørge for å planlegge god tid på aksjoner fra tredjeparter, og kontraktseier må sørge for å kontrollere de tidskritiske aktivitetene knyttet til oppfølginger og tilbakemeldinger. God kommunikasjon og kontinuerlige møteserier sørger for god kommunikasjonsflyt som kan bidra til å forebygge feil, uenigheter og misforståelser.

Gjennomføringene av arbeidene har så langt gått etter plan. Entreprenøren har arbeidet iherdig med å justere bore- og salveplaner for å kunne optimalisere drift med så mye sprenging som

mulig i forhold splitting. Et omfattende overvåkningsprogram av rystelsesmålere har gjort det mulig å studere hvordan rystelsene har forplantet seg gjennom berget, og dermed tilpasse et opplegg med variasjon mellom sprengning, forsiktig sprengning og splitting.

REFERANSER

Bjørlykke, K. (n.a): "Oslo-områdets geologi. En kort oversikt som vedlegg til film (DVD) fra områdene rundt indre Oslofjord, Universitet i Oslo

Jernbaneverket (2013): "Tender Phase: Østfoldbanen V L (Oslo S)-Ski, Inngående Østfoldbane Tunnel, Substructure, Discipline report engineering geology and hydrogeology, The Follo Line Project"

Volden, J.A (2015): Ingeniørgeologisk vudering av avendbarheten for "Drill & Split" i tunneler på Follobanen, NTNU, Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

STATUS FOR NORSK STANDARD 8141 VIBRASJONER OG STØT

Status Norwegian Standard 8141 Vibration and shock

Nils Ramstad, seniorrådgiver Multiconsult ASA

SAMMENDRAG

Ved siste revisjon av NS 8141 Vibrasjoner og støt ble det innført frekvensveid svingehastighet. Det viste seg etter hvert at ved sprengning medførte dette høyere svingehastigheter enn forventet i noen situasjoner. Standard Norge valgte derfor å trekke tilbake NS 8141, del 1 Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og bergrom. Fra 1. oktober 2016 er det tidligere utgave fra 2001 som gjelder ved bergsprengning unntatt ved sprengning nær kvikkleire.

Del 2, Virkning av vibrasjoner på byggverk fra annen anleggsvirksomhet enn sprengning, og fra trafikk og del 3 Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire gjelder fortsatt.

SUMMARY

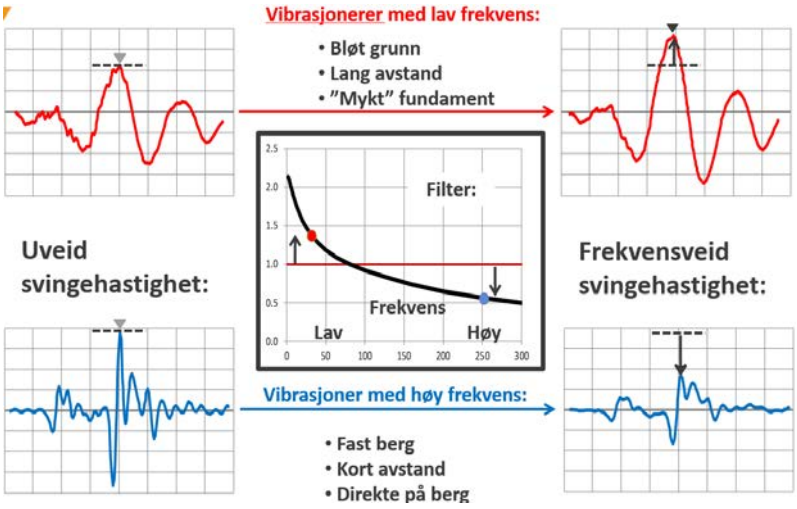
By the latest revision of the Norwegian Standard Vibration and shock, frequency weighted velocity was introduced. It soon came up that blasting under certain circumstances caused higher vibration levels than expected. As a consequence of that Norwegian Standard 8141, part 1: Effects of vibration and air blast from blasting on construction works, including tunnels and rock caverns was withdrawn. After October 1, 2016 the former issue from 2001 is the only one valid for blasting except when blasting close to quick clay.

Part 2: Effects of vibration on construction works from construction activities other than blasting, and from traffic

Part 3: Effects of vibration from blasting on triggering landslide in quick clay

INNLEDNING

NS 8141 Vibrasjoner og støt har vært gjennom en omfattende revisjon. Det ble innført frekvensveid vibrasjonsmåling som innebærer at den viste måleverdien av lavfrekvente vibrasjoner forsterkes og tilsvarende reduseres høyfrekvente vibrasjoner. Tanken bak dette er at det skal benyttes samme vibrasjonsgrense på bygninger uavhengig av grunnforhold og fundamenteringsmåte.



Figur 1 Prinsipp for frekvensveiing (Kilde: Cristian Madshus, NGI)

I tillegg ble standarden utgitt i tre deler:

Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og bergrom. Denne ble utgitt i 2012 med endringer i 2013.

Del 2: Virkning av vibrasjoner på byggverk fra annen anleggsvirksomhet enn sprengning, og fra trafikk. Denne ble utgitt i 2013.

Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire. Denne ble utgitt i 2014.

Det ble også innført triaksiell måling (måling både horisontalt og vertikalt) når avstanden mellom sprengningssted og målepunkt var under 10 m.

ERFARINGER MED FREKVENSVEID MÅLING

Kort tid etter at standarden ble tatt i bruk, ble det klart at prinsippet med frekvensveid måling ikke fungerte som planlagt under alle forhold. Spesielt ved sprengning nær byggverk fundamentert på berggrunn ble det målt vesentlig høyere vibrasjoner enn det var naturlig å forvente. Dette medførte en skjerping av vibrasjonsgrensene i forhold til forrige utgave av standarden fra 2001, noe som ikke var tiltenkt. Konsekvensen har i noen tilfeller blitt økte sprengningskostnader og i mange tilfeller et skjerpet konfliktnivå mellom sprengningsfirma og oppdragsgiver. For del 2 og 3 av standarden har filterløsningen fungert som forutsatt.

NS 8141 VIBRASJONER OG STØT, UTGAVE 2001 FÅR NY GYLDIGHET

Etter sterke oppfordringer fra bransjen om at den gamle standarden (utgave 2001) ble tatt i bruk igjen, vedtok Standard Norge i 2015 at utgave 2001 og 2013, del 1 skulle ha samme

gyldighet. Det innebar at det var et avtalemessig forhold hvilken standard som skulle legges til grunn ved fastsettelse av grenseverdier og målemetode.

REVISJONSARBEIDET GJENOPPTAS

Samtidig bestemte Standard Norge at revisjonsarbeidet måtte gjenopptas for å se på filterløsningen på nytt. Ny revisjonskomite ble oppnevnt. I løpet av det året som komiteen har vært i funksjon, har det kommet mange tilbakemeldinger fra bransjen, spesielt fra sprengningsentreprenører om et økende konfliktnivå fordi mange oppdragsgivere benytter utgaven fra 2013 også på prosjekt der den ikke fungerer som den skal.

NS 8141, DEL 1 UTGAVE 2013 TREKKES TILBAKE

Det ble etter hvert et sterkt ønske fra flere aktører i bransjen om å trekke tilbake NS 8141, del 1, utgave 2013. Dette ble tatt opp til diskusjon i revisjonskomiteen i møte før ferien og i den etterfølgende avstemminga ble det flertall for å anbefale Standard Norge å trekke tilbake nevnte utgave. Standard Norge tok denne anbefalinga til følge og med virkning fra 1. oktober 2016 er NS 8141, del 1, utgave 2013 trukket tilbake og inntil videre erstattet av NS 8141, utgave 2001. Del 2 og del 3 gjelder fortsatt som tidligere.

KONSEKVENSER

Tilbaketrekkingen innebærer at for alle nye beskrivelser er det NS 8141, utgave 2001 som gjelder. For alle kontrakter hvor NS 8141 del 1, utgave 2013 er lagt til grunn, er det den standarden som gjelder selv om den er trukket tilbake. I de tilfeller hvor det det er sannsynlig at bruk av den nye standarden medfører en utilsiktet merkostnad, anbefales det at man ser på muligheten for å endre utgave av standarden ved sprengningsarbeider. Dette blir en endring av avtaleforutsetningene i en kontrakt og det må være enighet mellom utbygger og bergsprenger om å gjøre denne endringen.

VIDERE FREMDRIFT

Det er en klar intensjon både fra Standard Norge og revisjonskomiteen at tilbaketrekkinga er midlertidig og at frekvensveid måling er fremtidens målemetode. Det har vært lagt ned mye arbeid det siste året med innsamling og analyse av måledata. Dette tar tid og selv om innsamling av data og komitearbeid er gratisytelser, følger det kostnader med analysearbeidet. Status nå er at kassa er tom og vi er avhengig av bidrag fra aktører i bransjen for å komme videre med revisjonen.

Vi har også det siste året hatt et tett samarbeid med tilsvarende vibrasjonskomite i Sverige og de tenker i de samme baner som oss med å gå over til frekvensveid vibrasjonsmåling. Flere andre land har benyttet i mange år benyttet frekvensveiing for å justere måleverdiene.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

ROGFAST PLUSS – BYGGING AV TUNNEL MED ET MILJØPERSPEKTIV

Rogfast Plus – construction of a tunnel in an environmental perspective.

Tor Geir Espedal, Prosjektleder E 39 Rogfast, Statens vegvesen Region vest

SAMMENDRAG

E 39 Rogfast er det første store prosjektet i utviklingen av ferjefri E39 langs Vestlandskysten. Prosjektet består av en 26,7 km lang undersjøisk to-løps tunnel som går under Boknafjorden i Rogaland fylke. Prosjektet er planlagt startet opp i 2017.

Prosjektet har etablert en visjon om å bli et ledende samferdselsprosjekt innenfor optimal energiutnyttelse, utnyttelse av materialer og innhøsting av mulige energikilder. Det er derfor gjennomført et forprosjekt som har fått navnet Rogfast Pluss. I dette forprosjektet er det gjennomført en bred prosess med kompetente fagfolk for å identifisere tiltak som kan bidra til å gjøre Rogfast mer miljøvennlig.

Man har hatt stort fokus på å generere ideer og velge løsninger som kan bidra til at miljøregnskapet for prosjektet blir bedre. Det er valgt ut fire fokusområder, kontrahering og innkjøp, energisparing, energi-innhøsting og samfunnsfokus. Under hver hovedfokusområde har man generert ideer knyttet til tekniske installasjoner, materialer, tunnel, logistikk ved anleggsgjennomføring, dagsoner, kontrahering og innkjøp, energiproduksjon og innhøsting og samfunnsfokus.

Resultatet fra arbeidet har vært at man har kommet opp med i alt 33 konkrete tiltak som skal bedre prosjektets miljøregnskap.

Det har også vært fokus på energi-innhøstingstiltak. Her peker vindkraft og sol-energi seg ut som de mest energieffektive. Ved å investere i vindkraft og sol-energi i tilknytning til prosjektet er det mulig å dekke prosjektets energibehov ved hjelp av ren energi.

SUMMARY

E39 Rogfast is the first big project in the development of an improved coastal highway route along the western shore, called “ferjefri E39”. The project consists of a 26,7 km long subaqueous two-tubed tunnel under Boknafjorden in Rogaland county. The project is expected to begin within 2017.

The project has established a vision to become a leading transport-project within optimal energy-efficiency and utilization of materials, as well as generating power from other potential energy sources (solar, currents, waves and wind). This vision has led to the

completion of a preliminary project called Rogfast Plus. In this preliminary project a number of competent professionals have completed a process to identify measures which can, if implemented, make Rogfast more environmentally friendly.

There has been a great focus on generating ideas and picking solutions that can reduce the environmental footprint of the project. Four areas of focus have been chosen: contracting and procurement, energy-efficiency, energy gathering and the community. Within every focus area there has been generated ideas linked to technical installations, materials, tunnel, logistics, approach zones, contracting and procurement, energy-production, energy gathering and the community.

The preliminary work has resulted in 33 specific measures that will improve the project's environmental balance.

There has also been a great focus on measures related to energy gathering. Within this focus area, wind- and solarpower stand out as the most energy efficient resources. By investing in wind- and solarenergies, it is possible for the project to cover the energy demands solely by the use of "green" energy.

INNLEDNING

Utvikling av ferjefri E39 langs Vestlandskysten er et ledd i strategien for å utvikle en effektiv nord – sør trafikk mellom tyngdepunktene på Vestlandet, og å utvikle landsdelens kontakt med kontinentet. Ferjefri E39 er derfor et prioritert gjennomgående vegsystem for alle vestlandsfylkene. Ferjefri E39 er sett på som en av bærebjelkene til en framtidig økonomisk utvikling både for landsdelen og for landet.

Figur 1 Vestlandet med Boknafjorden rammet inn

De overordnede mål for E39 Rogfast kan sammenfattes slik:

- Bidra til å utvikle E-39 til en viktig forbindelsesveg for Vestlandet som en del av en nasjonal transportkorridor langs vestlandskysten.
- Bidra til å utvikle et sammenhengende godstransportsystem med tilførsel mot de sentrale havnene og andre knutepunkt langs vestlandskysten.
- Utvikle et felles bo- og arbeidsmarked for Nord-Jæren og Vestlandet.

Med Rogfast vil reisetiden mellom Stavanger og Haugesund/Bergen bli redusert med ca. 40 min. En konsekvens av dette er at reisetid mellom Stavanger og Haugesund vil bevege seg ned mot det som er akseptabel dagpendleravstand. Reisetiden mellom Stavanger og Bergen vil bevege seg ned mot 3,5 timer, noe som kan bety at antallet reiser med fly på strekningen reduseres. Dette må også ses i sammenheng med etablering av E39 Hordfast som kan bety en ytterligere forsterkning av denne effekten.

Kryssingen av Boknafjorden skjer i dag på ferjesambandet mellom Mortavika og Arsvågen. Sambandet har hatt en meget sterk trafikkvekst siden åpningen i 1992 og er i dag den nest mest trafikkerte ferjestrekningen i landet med 4157 i ÅDT i 2014. Det er tidvis kapasitetsproblemer i sambandet selv om det normalt trafikkeres av tre ferjer.

For å krysse Boknafjorden i dag må mestedelen av trafikken kjøre gjennom Rennfast som består av to undersjøiske tunneler som begge er bygd med et løp. Standarden på disse tunnelene er av en slik karakter at det vil kreve betydelige utbedringer (et nytt løp i hver tunnel) dersom dagens standardkrav skal tilfredsstilles. I 2014 er trafikkmengden i ÅDT gjennom tunnelene like i underkant av 10.000 kj.t / døgn.

Boknafjorden er en terskelfjord som er dyp langt inne, men med en terskel som går i en bue fra Tungenes i sør, via Kvitsøy til Arsvågen i nord. For å unngå for lange og bratte stigninger må en undersjøisk tunnel følge den terskelen. Det ligger også godt til rette for en tilknytning til Kvitsøy, som vil gi dette øysamfunnet ferjefri fastlandsforbindelse.

Figur 2 E 39 Rogfast fra Randaberg i sør til Bokn i nord.

Prosjektet består av en lang toløps tunnel på 26,7 km mellom Harestad i Randaberg og Laupland i Bokn. Armen til Kvitsøy er 4,0 km lang vil bli bygget som en ett løps tunnel med to kjørefelt. Hovedtunnelen har maks stigning på 5 %, mens tunnelarmen til Kvitsøy har en stigning på maks 7%. Hovedtunnelen og armen til Kvitsøy knyttes sammen i et undersjøisk toplanskryss.

I åpningsåret (2025) er det forventet en trafikk på i underkant av 6000 i ÅDT. Når bompengene faller bort (20 år fram i tid) er det regnet med at trafikken har økt til 13.000 i ÅDT.

VISJON OG MÅL FOR ROGFAST PLUSS

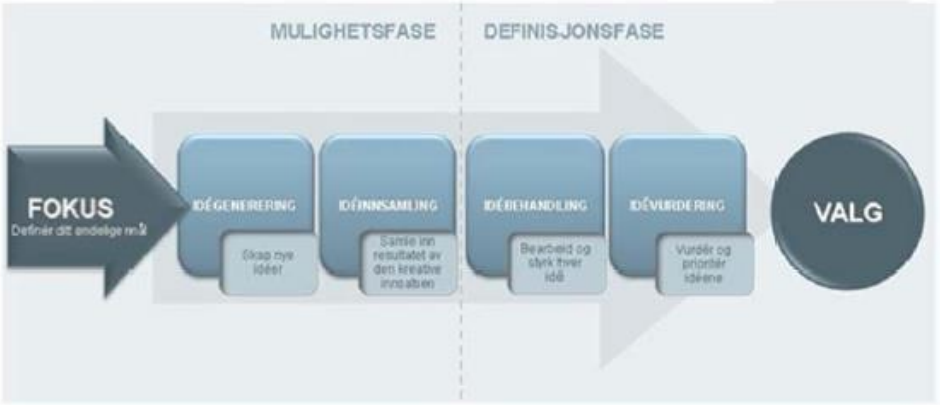
Prosjektet E39 Rogfast har etablert en visjon om å bli et ledende samferdselsprosjekt innenfor optimal energiutnyttelse, utnyttelse av materialer og innhøsting av mulige energikilder, der dette er mulig for på den måten å bli så klimanøytralt som mulig. I forprosjektet «Rogfast Pluss» er det satt fokus på å finne løsninger i prosjektet som kan bidra til at Rogfast i sin helhet, fra prosjektering til drift, oppnår lavest mulig CO_2 fotavtrykk, optimal energiutnyttelse, redusert materialforbruk og innhøsting av ren energi.

Arbeidet har hatt flere fokusområder. Et av de er tekniske installasjoner som ventilasjon, belysning, pumpesystemer og tekniske bygg. Et annet er alt som har med materialbruk og anleggslogistikk både i tunnel og i dagsoner å gjøre. Et tredje fokusområde har vært å kartlegge mulighetene for innhøsting av energi fra rene energikilder som sol, vind, geotermisk varme, vann m.m. Det siste fokusområdet har vært hvordan man gjennom en bevisst strategi knyttet til anskaffelser kan utnytte markedet for å få fram de beste løsningene.

Figur 3 Kan vi redusere materialbruken ?

ARBEIDSMETODIKK

Arbeidsmetodikken i forprosjektet var preget av at deltakerne ble utfordret til kreativ tenkning. Gjennom i alt 7 kreative verksteder ble deltakerne utfordret til å tenke nytt og utfordre de etablerte løsninger og rammer som for øvrig preger Rogfast-prosjektet. Hensikten med dette var å snu alle steiner i et forsøk på å finne de gode ideene som kunne bidra til å oppnå visjonen med Rogfast Pluss. En bieffekt i disse verkstedene var den motivasjon som ble generert hos til dels svært erfarne deltakere. Endelig hadde man et forum hvor man kunne komme med de gode ideene som var unnfanget gjennom et langt yrkesliv innenfor fagområdet.



Figur 4 *Fasene i arbeidsprosessen for Rogfast Pluss.*

Fase 1 – Valg av fokusområder

Den første fasen ble brukt til å sikre at prosjekteringsløsninger og andre energi-relaterte tiltak utvikles innenfor et utvalg av tematiske områder. I denne fasen inngikk det en utsjekk av hva som foregår på forskningsfronten ved NTNU og Chalmers. Dette ble oppsummert i et fokusmøte der det ble tatt en beslutning på hvilke tematiske områder Rogfast Pluss skulle ha fokus på. Resultatet av denne fasen ble brukt som input i idegenereringsfasen.

Fase 2 – Idegenerering

Denne fasen tok utgangspunkt i arbeidet som pågikk parallelt i de øvrige forprosjektene i Rogfast. Her ble deltakerne utfordret til kreativt arbeid i form av flere kreative ideverksteder. Det ble i prinsippet organisert et kreativt verksted for hvert fokusområde. Det var deltakere fra Statens vegvesen, rådgivende ingeniør (Norconsult) og noen andre eksterne fageksperter. Målet med ideverkstedene var å finne tiltak som kan redusere prosjektets CO_2 – avtrykk og tilrettelegge for effektiv energibruk og – innhøsting. Bidragsyterne ble bedt om bevisst å utfordre alle antagelser og eksisterende løsninger i håp om å produsere mange nye ideer innenfor de utvalgte fokusområdene. I tillegg ble det gjort en utsjekk mot forskningsprosjekter for å finne ideer og tiltak som allerede var tilgjengelige, men kanskje enda ikke modne nok til å bli akseptert i prosjektet.

Fase 3 – Ideinnsamling og behandling.

Denne fasen ble viet til databehandling og forberedelse til ideevaluering. Her ble resultatene fra idegenereringen gjennomgått og registrert på en tydelig måte. Målet med det var å var å sikre at flest mulig av ideene ble gjengitt på en forståelig, og entydig måte før de ble sendt videre til ideevaluering.

Fase 4 – Ideevaluering.

Evalueringen av ideene ble gjennomført i to faser. Først en grov sortering for å skille ut de ideene som var interessante å gå videre med, og de som var uinteressante. Noen av tiltakene ble kategorisert som interessante, men umodne og mest egnet som FoU oppgave.

For den første grove sorteringen ble det brukt en enkel «vektet scoring» metode. Det ble definert et sett med kriterier inne hvert fokusområde som dannet grunnlag for vektingen. I denne første evalueringsfasen ble det brukt og vektlagt mest kriterier som kunne få fram ideenes potensiale i forhold til pluss-tenkingen. Den påfølgende fase, som består av valg og tilbakekobling til prosjektet, ble brukt til å bringe inn i evalueringsprosessen kriterier som ivaretar andre krav enn de som kjennetegner en rendyrket pluss-tenkning. Dermed fikk man inn en form for totalvurdering av de foreslåtte ideene.

Fase 5 – Valg av tiltak og tilbakekobling til prosjektet.

Denne fasen er det andre steget i evalueringen av tiltakene i Rogfast Pluss. De tiltakene som ble vurdert som relevante og interessante i det første steget av evalueringsprosessen, ble nå evaluert på nytt basert på et nytt sett med kriterier med tanke på å finne ut hvilke tiltak som faktisk kunne integreres for fullt i den pågående prosjekteringen i Rogfast.

MILJØBUDSJETT

Det er utarbeidet et miljøbudsjett i forprosjektfasen for Rogfast. Dette identifiserer viktige bidragsytere til miljøpåvirkning fra bygging, drift og vedlikehold av anlegget. Miljøbudsjettet har identifisert tiltak for å forbedre miljøprestasjonen og dokumenterer effekten av disse. Plusstiltakene skal også dokumenteres.

I forprosjektsfasen identifiseres betongelementer med armeringsstål, bolter og betong som den viktigste bidragsyteren til miljøpåvirkning i form av klimagassutslipp. Sprengstoff, elektroinstallasjoner, asfalt og injeksjonssement er også viktige. Prosjektet skal produsere stein og pukk for eget behov, og sprengstein skal deponeres i umiddelbar nærhet av anlegget. Transportstrekningen blir dermed kort, og dieselforbruk til transport er derfor en mindre bidragsyter enn en kunne vente.

De viktigste tiltakene for optimalisering av anlegget med tane på klimagassutslipp er derfor å begrense behovet for stål og betong, velge stål og betong med mindre klimapåvirkning, samt å optimalisere levetid på asfalt og andre innsatsfaktorer. Mengden av sprengstoff bør også optimaliseres så langt det er mulig.

Miljøbudsjettet for bygging og vedlikehold av anlegget kan sammenlignes med beregninger for energibruk og miljøpåvirkning fra drift av anleggene for å kunne vurdere total miljøpåvirkning i et livsløpsperspektiv. Dette kan også brukes som en basis for Rogfast sin miljøpåvirkning før Pluss-tiltak vurderes. Denne livsløpsvurderingen kan videre

sammenstilles med miljøpåvirkning fra trafikken i anlegget for å kunne vurdere, optimalisere og dokumentere transportløsningens miljøpåvirkning på en helhetlig måte.

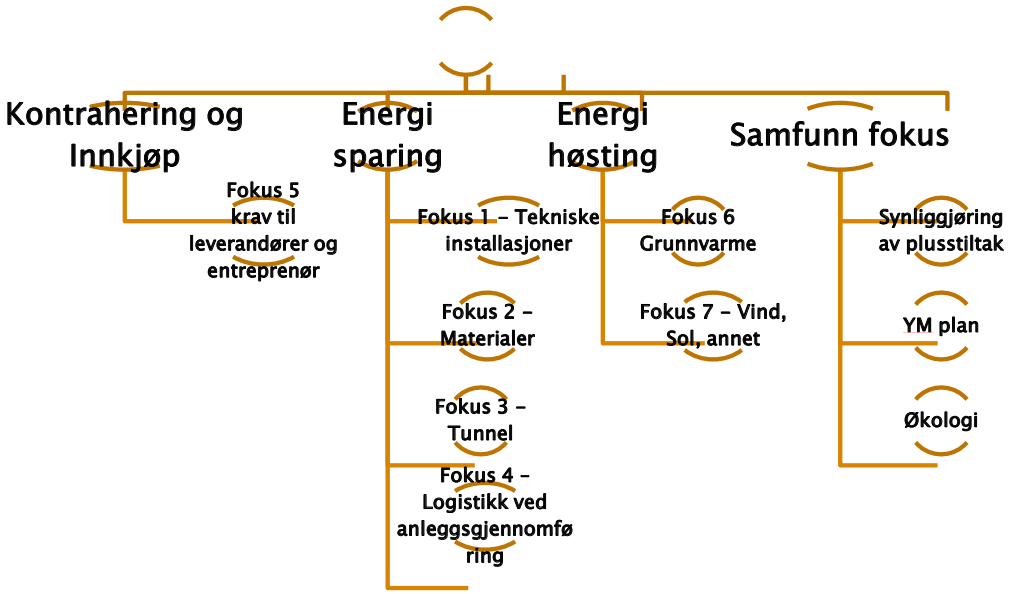
Miljøbudsjettet skal videreføres i prosjektets utbyggingsfase for å optimalisere anlegget med tanke på miljø, og dokumentere anleggets miljøpåvirkning. Relevante funn fra miljøbudsjettarbeidet tas videre i planleggingsarbeidet gjennom YM-planen. På den måten innarbeides konkrete krav til utforming, materialvalg, utførelsesmetoder og annet i prosjekteringsarbeidet og gjennom krav til entreprenør.

FOKUSOMRÅDER

Gjennom valget av fokusområder for Rogfast – Pluss gjorde man flere strategiske valg for å vise hvordan man kan forene hensynet til miljø og energi med hensynet til teknisk og økonomisk gjennomførbarhet. Rogfast Pluss utviklet seg langs fire dimensjoner:

- Kontrahering og innkjøp
- Energisparing
- Energihøsting
- Samfunnsfokus

Samfunnsfokuset er valgt å ta med fordi man ønsket å ha fokus også på bærekraftige løsninger uavhengig av energibruk.



Figur 5 Fokusområder i Rogfast – Pluss

Fokus 1 – Tekniske installasjoner.

- Ventilasjon. Utforming av energieffektive ventilasjonstårn (ventilasjonsinntak, -avkast og –sjakter).
- Ventilasjon. Optimalisering av styringen av ventilatorene (normalventilasjon, plassering av luftmålere og optimalisering av antall ventilatorer)
- Dimensjonering av hovedtransformatorene for å minimalisere varmetap.
- Tekniske rom / bygg, oppvarming / nedkjøling / lufting.
- Belysning. Tunnelbelysning, dagsonebelysning og behovstilpasset styring av belysning.
- Pumpesystemer. Optimalisering av drenspumping med hensyn til energiforbruk (små trykktap og høy virkningsgrad) samt hensynet til drift og vedlikehold.

Fokus 2 – Materialer.

- Sortering av steinmasser, videreforedling av tunnelmasse til gode byggeråstoffer og plassering av overskuddsmasse til samfunnsmessig gode formål.
- Resirkulering av byggematerialer.

Her kan det vises til liste over materialer og ressurser i Vedlegg 3 til NFF teknisk rapport nr.16.

Fokus 3 – Tunnel.

- Valg av drivemetode for tunnel og sjakter. Optimalisering av sprengningsarbeidene (minimalisering av utsprengt profil, reduksjon av oversprengning, krav til kontur, vurdering av sikringsrom).
- Vurdering av sikring og injeksjon, optimalisering. Sikringsbolter (bruk og korrosjonsbeskyttelse). Vann- og frostsikring, bruk av PE-skum og betongelementer. Optimalisering av elementer, tykkelse, mengde armering, bruk av resirkulert stål. Optimalisering av utstøping (hvis aktuelt), tykkelse, lokalt produsert betong m.m.

Fokus 4 – Logistikk ved anleggsgjennomføring.

- Transport av materialer til og fra tunnelanlegget. Massehåndteringsløsninger og deponiløsninger.

Fokus 5 – Dagsoner.

- Utforming av veganlegget og VA-installasjoner, vegdekker, grøntarealer, konstruksjoner o.l.
- Belysning og tekniske installasjoner i dagsonen.

Fokus 6 – Kontrahering / innkjøp.

- Miljøvennlige innkjøp, herunder krav til entreprenør (krav til leverandører av konstruksjonsmaterialer, kortreiste materialer m.m.). Insitamentsløsning overfor entreprenør.

Fokus 7 – Energiproduksjon / innhøsting.

- Bruk av geotermisk energi, vind, sol og andre energikilder (f.eks. varme i tekniske bygg, varme i portalsoner. Muligheter for avtaler om bruk av varmeressurser.

Fokus 8 – Samfunnsfokus.

- Rogfast Pluss er et initiativ som faller sammen med et bredere fokus på bærekraftig samfunnsutvikling i alle deler av samfunnet. Dette må kommuniseres til samfunnet gjennom en bevisst mediestrategi.
- Dokumentasjon av effekten av de valgte tiltak må gjøres gjennom bruk av et miljøregnskap.

RESULTATER FRA ROGFAST PLUSS ARBEIDET

Prosjektledelsen har godkjent i alt 33 tiltak som skal implementeres i prosjekteringen av prosjektet. I tillegg er det 21 tiltak som vil kreve noe mer bearbeidelse før de eventuelt kan innarbeides i prosjektet.

Eksempler på tiltak:

PT 1: Ventilasjon, 38 - Redusere støvbelastning:
Øke vaskefrekvens for å redusere støvbelastning. Ved å øke vaskefrekvensen vil man forsøke å redusere støvpartiklene i luften. Spesifisere vaskefrekvens basert på beregninger av støvproduksjon og luftfuktighet. Prosjektet bør levere en utvidet FDV dokumentasjon der dette spesifiseres. Det må vurderes hvor ofte det må vaskes for at det skal få en effekt på ventilasjon av tunnelen.

PT 5: Drenering og pumpesyst., 69 - Redusere materialbruk / gjenbruk:
Anvende slammet som er oppsamlet i tunnel (i drivefasen) til tetting av VA-traseer og rundt konstruksjoner. Legges i beskrivelse på konstruksjon og VA. Innspill YM-plan.

PT 7: Drenering og pumpesyst., 66 – anleggsfase:
Bygg bare en gang! Tilrettelegge for bygging av permanente anlegg for bruk allerede i anleggsfasen, og kreve at entreprenøren tilpasser dette i forhold til fremdriften. Dette er mest aktuelt for sedimenterings- og rensebassenger. Lag skisser/prinsipptegninger for bygging av renseanlegg tidlig i byggefasen. Fagansvarlig VA beskriver denne muligheten. Dette tiltaket må kreves av entreprenøren.

PT 12: Drenering og pumpesyst., 54 - Slamhåndtering i drift- og anleggsfase:

Sprenge 20 cm dypere (evt lengre) sedimenteringsbasseng (for vaskevann) for å slippe å

håndtere problemer med håndtering av slam. Vurdere dybde på basseng ut fra slamproduksjon. Lage TA som vurderer dette og tiltak. (Fagansvarlig «tunnelinstallasjoner» og «drenering tunneler».) Innspill YM-plan.

PT 31: Materialer og anleggslogistikk, 2 – asfaltproduksjon:
Vurder å bruke gabbro (fra Randaberg og fra Kvitsøy) av god kvalitet til å produsere asfalt til prosjektet (det henvises til analysearbeid omtalt i ide nr 3 verksted: materialer og anleggslogistikk). Behov for kompetanse til å beskrive dette tiltaket. Ansvarlig for anbudsbeskrivelse må stille krav i beskrivelsen. Fagansvarlig Ytre miljø bistår. Innspill YM-plan

ENERGI-INNHØSTINGSTILTAK

I prosjektet Fergefri E 39 i regi av Statens vegvesen har man gjennom lengre tid arbeidet med å undersøke mulighetene for å bruke bruer, konstruksjoner og tunneler til å utnytte rene energikilder langs hele E39. I dette prosjektet er det derfor igangsatt flere forskningsprogrammer som skal søke etter ny teknologi i forhold til materialutnyttelse, energiutnyttelse samt gi økt fagkompetanse på blant annet de lange fjordkryssingene.

Rogfast-prosjektet var et velegnet prosjekt å starte med i forhold til å undersøke potensialet for energi-innhøsting. Dette ble derfor en integrert del av Rogfast PLUSS arbeidet.

Idegenereringen innenfor energi-innhøsting ga totalt 23 ulike tiltak som ble tatt med i den videre vurderingen. Tiltakene muliggjør innhøsting av energi fra vind, og sol samt utnyttelse av geotermisk varme.

En grov kalkyle av energibehovet i driftsfasen for Rogfast, viser et totalt energibehov på 19 GWh i året. Tunnelventilasjon utgjør 9 GWh, belysning 6 GWh, pumpeanlegg 3 GWh og trafikkstyring og diverse 1 GWh.

Tiltakene som pekte seg ut som mest energieffektive var ikke uventet vindkraft og solenergi. Etablering av vindmøller på utfyllingene på Kvitsøy og/eller Bokn vil kunne dekke energibehovet til Rogfast. Det ble også vurdert at et stort solcelle-anlegg på en av utfyllingene kunne gi et stort bidrag til energiforsyningen. Andre tiltak ble også vurdert, men effekten av de er på et helt annet nivå, og vil i tilfellet de gjennomføres ha et preg av demonstrasjonsobjekt.

Ved produksjon og leveranser av elektrisk kraft til det offentlige nett er det krav om løyve eller konsesjon. Generelt må det innhentes tillatelse fra NVE for å etablere vindkraftproduksjon over en viss størrelse.

Det er flere aktører som har vindkraftprosjekter under planlegging og utbygging i nord-Rogaland. Disse vil ha en produksjonskapasitet som er nok til å dekke Rogfast sitt behov, og flere av de er positive til å dekke Rogfast sitt behov.

Det man må vurdere er om Statens vegvesen skal gå inn og kjøpe tilgang til ren energi fra disse anleggene som et ledd i en framtidig strategi for kraftforsyning til vegnettet i regionen.

FJELLSPRENGNINGKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Bruk av elektroniske tennere i Veidekke.

Tom Marstein, Veidekke Industri AS

Bakgrunn

- Udetonert sprengstoff er en stor HMS-utfordring.
  - Dette gjelder både sprengning i dagen som, vi har mye av i P&G, men også i underjordsdrift.
- Ukontrollert detonasjon av sprengstoff kan medføre dødsulykke.
  - Daglig arbeid som lasting i røysa, pigging og rensking er utsatte arbeidsoppgaver, dersom det finnes udetonert sprengstoff.
- Det oppdages ofte rester av sprengstoff fra tidligere sprengninger.
  - Dette kan være både med og uten tennere og kan f.eks. dukke opp ved sprengning av gamle paller. Det er dette vi vil unngå i fremtiden.
- Gjentatte hendelser i Aasmund Berg med udetonert sprengstoff i røysa ved bruk av Nonel.
- 19.11.13 ble det avfyrt ei salve i Aasmund Berg.
  - Deler av salva gikk ikke av.
  - Skytebas koblet opp igjen resten og dro av på nytt.
  - Noen hull har ikke gått av og det står igjen sprengstoff og tennere i salva.
  - Dette må fjernes etter hvert som salva lastes ut.
  - Resulterte i mye ekstra arbeid og forsinkelser.
- De ansatte syntes dette var en ubehagelig situasjon og etterlyste tiltak.

Tiltak

- Diskuterte mulige tiltak sammen vår sprengningsentreprenør Vestfold Fjellboring og sprengstoffleverandør Orica.

- Det var 2 viktige spørsmål
  - Finnes det utstyr i dag som reduserer denne risikoen?
  - Kan vi redusere denne risikoen for våre ansatte?

- Ble enige om et samarbeid for å teste ut elektroniske tennere i Aasmund Berg Pukkverk for å få bedre kontroll ved sprengning.

- Tiltaket ble iverksatt og vi vurderte i samarbeid med sprengningsentr. og Orica hvilke muligheter/konsekvenser dette ville gi.

  - . **Sikkerhet ved bruk.**
    - Ingen funn av udetonert sprengstoff ved bruk av elektroniske tennere.
  - Sprengningskostnaden ved å gå fra Nonel til Elektroniske tennere
    - Gir en kostnadsøkning på 50 – 80 øre pr. tonn.
  - Muligheter for å optimalisere salvene.
    - Tidkrevende, men har vist muligheter for å hente inn kostnadsøkningen.
  - Kartlegging av praksis hos andre store aktører med dagbrudd.
    - Bransjen var kjent med utfordringen, men hadde ikke vært villig til å ta kostnadene.

- Innspill til ledergruppa i P&G

Beslutning om krav til bruk av elektroniske tennere i alle pukkverk.

Notat

Til: Alle Anleggsledere i Veidekke Pukk og Grus

Fra: Torbjørn Lilleås/Kari H. Berntsen

Dato: 28.11.2014

Emne: Elektroniske tennere

Etter noen uheldige episoder på noen av våre anlegg har ledergruppen i Veidekke Pukk og Grus besluttet at det kun skal benyttes elektroniske tennere ved sprengningsarbeider i våre pukkverk. Tiltaket iverksettes umiddelbart, men der det av åpenbare praktiske årsaker er vanskelig å få dette til, kan sprengninger i 2014 gjøres med andre tennere. Etter 01.01.2015 skal det kun benyttes elektroniske tennere på Veidekke Pukk og Grus sine anlegg.

Grunnen til dette vedtaket er gjentakende rapporter om uønskede hendelser der sprengstoff og tennere er funnet udetonert i røysa. Denne sikkerhetsrisikoen må reduseres. Etter en tids prøvedrift med elektroniske tennere på et av våre anlegg, har det ikke vært rapportert uønskede hendelser med udetonert sprengstoff eller tennere i røysa.

Jeg ber dere umiddelbart varsle anleggenes sprengningsentreprenører om dette vedtaket.

Erfaringer

Sikkerhet

- Hittil er det ingen funn av udetonert sprengstoff fra salver hvor elektroniske tennere er benyttet.

Produksjon

- Mer fokus på bormønster og hulldimensjoner
- Bedre fragmentering
- Mindre finstoff (noen steder)
- Mindre pigging (noen steder)
- Lettere å laste
- De økte kostnadene kan hentes inn igjen

Omdømme

- Tiltaket har fått mye positiv oppmerksomhet utad i bransjen.
  - Omtale i fagblader
  - Foredrag på ulike konferanser

Veidekke-påbud om elektroniske tennere på pukkverk

Veidekke Industri AS har innført påbud om elektroniske tennere til sprengladningene på pukkverkene sine.

Fyrer av fra PCen

AnLast.no

Veien videre

- Veidekke Entreprenør har satt ned en arbeidsgruppe som ser på retningslinjer ved sprengning. VD Entr. Region Øst har innført krav.
- Andre aktører i bransjen har innført tilsvarende krav i sine pukkverk.
- Store byggherrer har nå begynt å beskrive bruk av elektroniske tennere i sine anbud.

Til slutt

- Sitat fra enken etter dødsulykken på E16 Bagn – Bjørgo hvor gravemaskinfører pigget i sprengstoff.

«Selv om jeg vet at jeg ikke får ham tilbake, er vi nødt til å lære av dette, og passe på at ikke flere dør»

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Torbjørn Johansen
Geovita AS

BILDEOPPLEVELSE AV HVORDAN SENKETUNNELEN BLE KOBLET SAMMEN MED FESTNINGSTUNNELEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

E16 SANDVIKA – WØYEN

TUNNELDRIVING GJENNOM LØSMASSESONE FORSTERKET MED JETPELER

TUNNELLING THROUGH SOILS REINFORCED WITH JET GROUTING

Stian Ellingsen, Statens vegvesen Region øst
Josefin Ogeman, Statens vegvesen Region øst

SAMMENDRAG

I forbindelse med planlagt bygging tunnel gjennom løsmassesone i Sandvika, ble det under prosjekteringen vurdert flere ulike alternativer. Alternativet med jetpeling fra overflaten ble valgt ettersom disse arbeidene kunne gjøres ferdige før tunnelen var kommet til dyprennen.

Det ble utført noe mer jetpeling enn det som opprinnelig var tenkt. Dette skyldtes resultater underveis i jetpelingen som viste at pelene i enkelte områder måtte bores lenger for å treffe berg. Kjerneprøver fra jetpelingen viste høyere trykkfasthet enn forventet.

Driving og sikring i tunnelen gjennom sonen var prosjektert for hele strekningen i forkant. Denne sikringen ble i hovedsak utført som prosjektert, med unntak av i overgangssonen fra jetpelet masse og inn i berg. I denne sonen ble det utvidet sikring med tettere sprøytebetongbuer og økt antall bolter på grunn av utfall.

SUMMARY

In conjunction with the planned tunnelling through the soil zone in Sandvika, several options were considered during the planning phase. Jet grouting from the surface was chosen because this could be done before the tunnel hit the deep drain.

Due to the extended length of the piles in some areas, the amount of jet grouting was increased in order to hit the bedrock. The jet grouting was successful and core samples of the concrete even showed higher compressive strength than expected.

The tunnelling did go as planned, except for the area between jet grouting and rock. In this area, the amount of reinforced shotcrete had to be increased to keep the soils on top of the tunnel in this area in place.

INNLEDNING

Statens vegvesen bygger ut E16 mellom Sandvika og Wøyen, i Bærum. Strekningen fra Sandvika til Wøyen skal bygges som en firefelts motorveg. Lengden er ca. 3,5 km. Strekningen er oppdelt i 3 ulike entrepriser. Entreprise E01 Bjørnegårdtunnelen er en 2,3 km lang 2-løps tunnel som bygges som bergtunnel og som betongtunnel i åpne byggegroper. Entreprise E02 Rud- Wøyen er en dagsone der det bygges firfeltsveg i dagen, og entreprise E03 består av ombygging av lokalveger. Prosjekteringen er utført av Aas-Jakobsen med Geovita som geoteknisk og ingeniørgeologisk rådgiver.

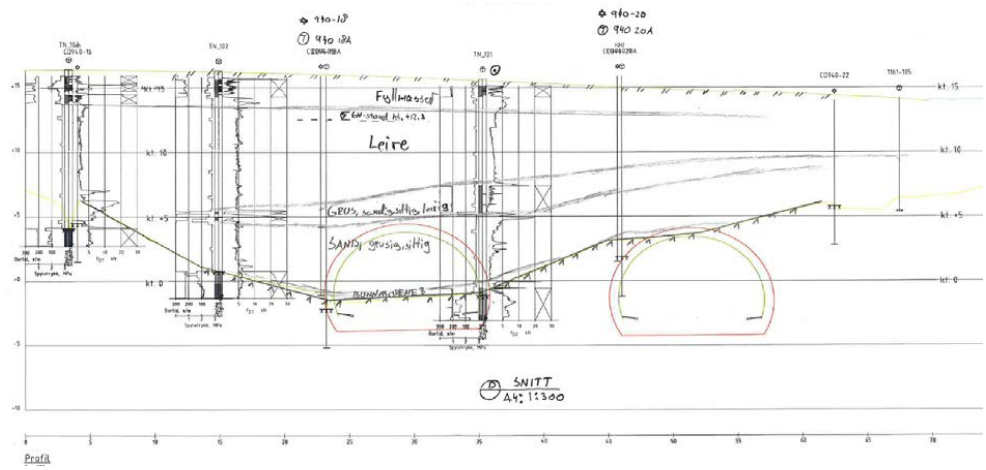
Byggingen av E01 Bjørnegårdtunnelen begynte i januar 2015 og NCC Construction er hovedentreprenør. Bjørnegårdtunnelen bygges som konvensjonell bergtunnel med sprenging, men under Jongsåsveien nær Sandvika krysser tunnelen en dyprenne med dybder på opptil 20 m ned til berg fra overflaten. Hengen i tunnelen er i dette området prosjektert kun 10 meter under overflaten, så hele tunnelprofilet ligger i løsmasse. Tunnelen måtte krysse gjennom denne sonen og flere ulike metoder ble vurdert for å krysse dyprennen, som for eksempel:

- Åpen byggegrop i Jongsåsveien.
- Grunnfrysing av løsmassene og driving av tunnel gjennom frosset materialesone.
- Rørskjerm fra tunnel.
- Grunnforsterkning ved jetpeling fra overflaten.

For kryssing av dyprennen under Jongsåsveien anses løsning med grunnforsterkning ved jetpeling som det mest gunstige alternativet. Løsningen var antatt å gi høy robusthet og lav risiko. Den er minst følsom for varierende grunnforhold og skal ikke påvirke omgivelsene i stor grad.

GRUNNFORHOLD

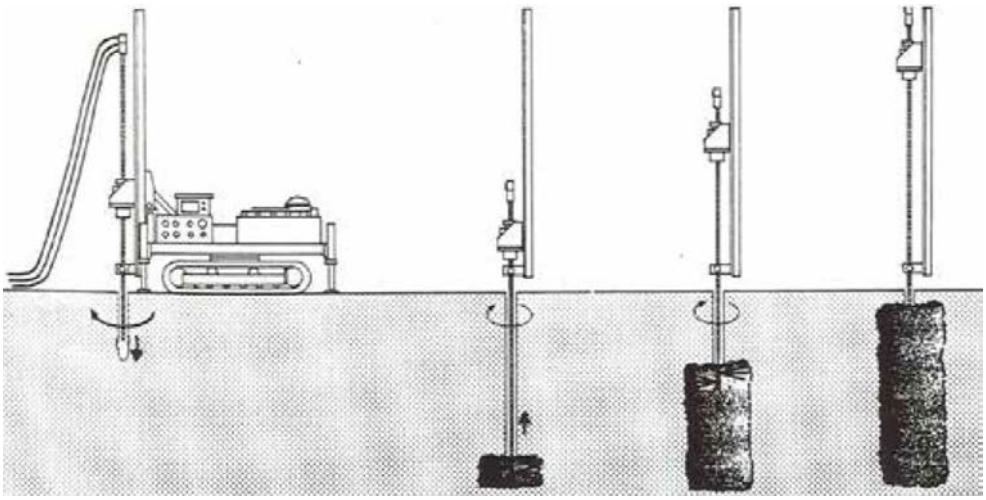
Dyprennen ved Jongsåsveien har varierende dybde. En tolket lagdeling er vist i figur 1. Under terreng består grunnen av rundt 2 meter med fyllmasser over et leirlag med varierende mektighet. Ved det sørgående tunnelløpet er mektigheten 5-7 m mens mektigheten for det nordgående løpet er anslått å være rundt 4 m. Leira klassifiseres som bløt/middels fast og lite sensitiv. Under leirlaget ligger det et hardt lag med tykkelse 1-2 meter. Kornfordeling viser at laget består av sandig, siltig, leirig grus. Mellom dette harde laget og berg viser kornfordelingene at jorda består av grusig, siltig sand. I overgangen til berg forventes det å møte en bunnmorene med mektighet inntil 1 m.



Figur 1. Tolket lagdeling av dyprennen ved Jongsåsveien. Det ligger et lag med leire over et grusig sandig lag.

JETPELING

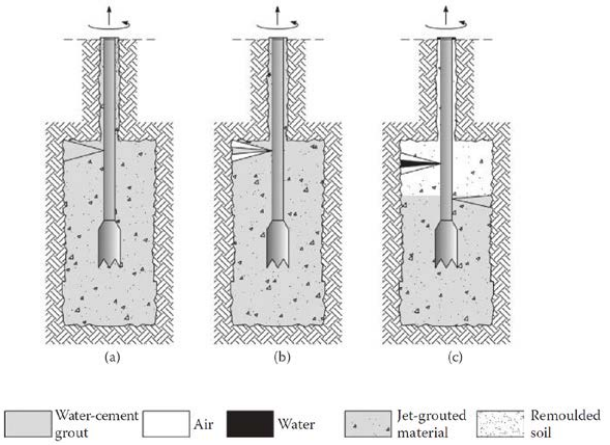
Jetpeling er en metode der jorden forsterkes med sement, luft og vann under høyt trykk in i løsmasser. Væsken med sement, luft og/eller vann injiseres gjennom små dyser som sitter på borstangen. Den vanligste metoden for å installere en jetpel er å bore ned en borstang i løsmasse til bestemt dybde, borstangen dras deretter opp samtidig massene injiseres under trykk med sement. Sementen som injiseres ut i løsmassene skaper da en uarmert sementpel som har stedlige masser som tilslag, se figur 2 for utførelse av jetpeler.



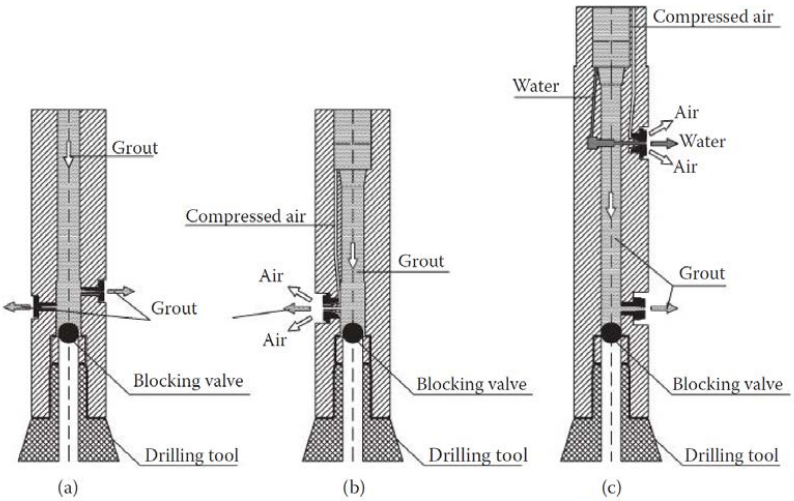
Figur 2. Utførelse av jetpeler (Statens vegvesen, håndbok V221).

Metoden for å skape jetpeler er oftest oppdelt i single-fluid, double-fluid eller trippel-fluid system. Navnet beskriver hvor mange medier det er mulig å penetrere løsmassene med. Boringen i løsmasse/berg utføres oftest med en rotasjonsbor og dimensjonen på borutstyret varier mellom 120 og 150 mm. Ved behov går det å bruke slaghammer. Borkronene har litt større dimensjon enn borstangen og det skapes et hulrom mellom stang og boret masse. Ved injisering/jetting transporteres slam og løsmasse opp langs borstangen i dette hulrommet. Injiseringen utføres på vegen opp når stangen løftes og dette gjøres vanligst i flere steg, mellom 40 og 100 mm åt gangen. For vært steg blir et bestemt antall rotasjoner utført. Det er mulig å løfte stangen kontinuerlig men det anses være en fordel å løfte den i stegvis med et antall rotasjoner per steg, dette gir en mer effektiv måte å penetrere løsmassene.

Figur 3. illustrerer de tre mest vanlige metodene for jetpeler. Ved bruk av enkeltsystem (single-fluid) er det kun sement som injiseres ut i løsmassene, se figur 3a. Ved dobbel system (double-fluid) brukes både luft og sement for å injisere massene. Sementstrålen er då kapslet inn i en konsentrisk luftstråle, se figur 3b. Ved bruk av trippel system (triple fluid) brukes også vann. Ved bruk av trippelsystemet separeres vann og luft fra sementblandingen, se figur 3c. Vannet og luften sprøytes inn i massene i høy hastighet et stykke ovenfor sementen. Sementen injiseres med lavere hastighet ettersom den kun skal fylle ut hulrommet av de løsgjorde massene etter luft/vannstrålen. Figur 4 viser en skjematisk bilde av hvordan boreutstyret ser ut for de forskjellige metodene.



Figur 3. (a) enkeltsystem, (b) dobbel system og (c) trippelsystem. (Croce et al. 2014)



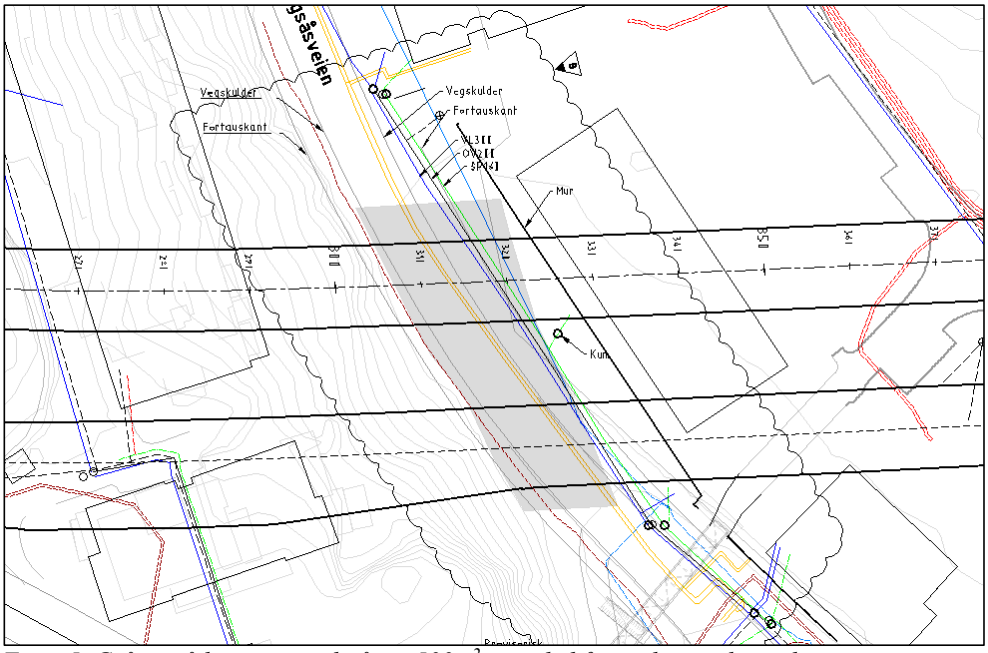
Figur 4. Viser en skjematisk bilde over boresystem for enkelt- dobbel- og trippel system. (Croce et al. 2014)

Jetpeler installeres i sekvenser med overlappende peler og to forskjellige produksjonsmetoder kan brukes «fresh in fresh» eller «fresh in hard». Ved fresh in fresh brukes en kontinuerlig injisering der pelen ved siden av den allerede installerte pelen injiseres innen sementen i første pelen har stivnet. Gjennom å installere med kort tidsintervall mellom pelene kan et kontinuerlig sementvolum skapes. Det er viktig å se til at peler som allerede er etablert ikke vaskes ut ved boring av nabopel. Ved bruk av «fresh in hard» så installeres ikke nærliggende peler innen sementen er herdet i nabopeler.

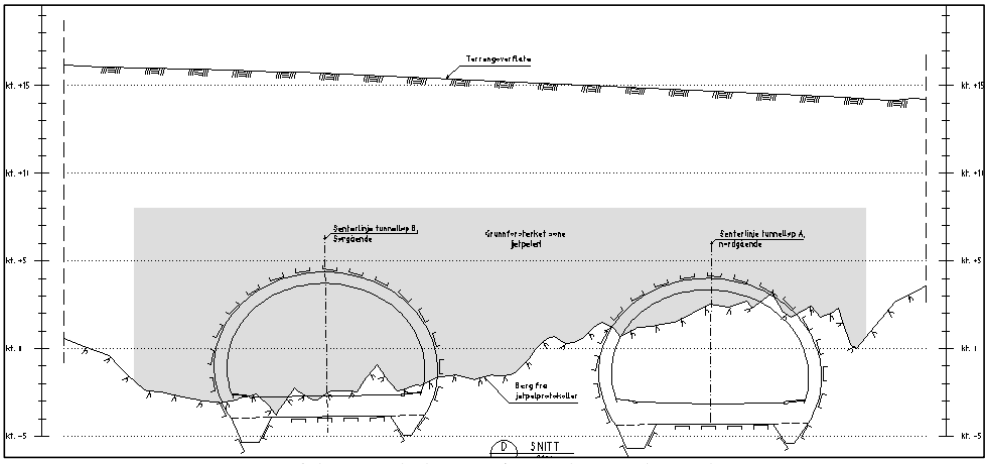
Prosjektering

I Jongsåsveien ble det prosjektert at løsmassene i dyprennen skulle forsterkes med jetpeler, dette er vist i figur 5 og 6. Den grå skravuren er området som skal forsterkes fra berg og opp

til kote +8, ca. 3 meter over hengen, og danne et sammenhengende volum. I kontrakten var det beskrevet å bruke trippel system. Dette systemet ble valgt ettersom det var antatt å gi størst fasthet og mest mulig homogent materiale.



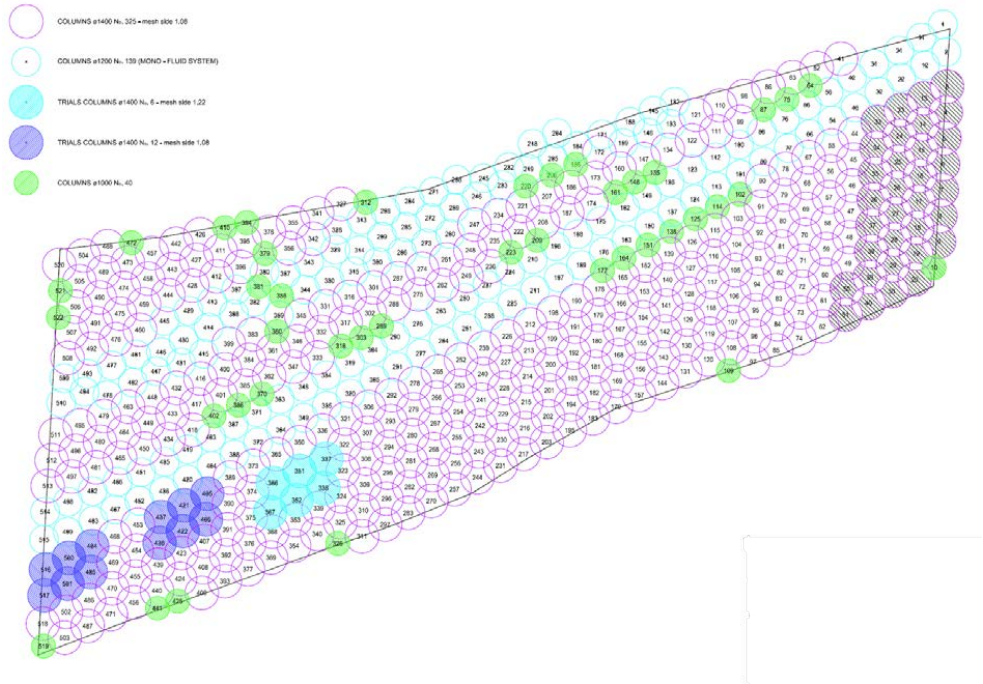
Figur 5. Grå område viser areal på ca. 500m² som skal forsterkes med jetpeler.



Figur 6. Snitt som viser område som skal grunnforsterkes med jetpeler.

Entreprenøren ba tidlig i prosessen om et oppstartsmøte for å diskutere metodevalg. De foreslo å bytte trippelsystem til dobbelsystem ved bruk av fresh in fresh metode istedenfor fresh in hard. Ved fresh in fresh metode er det ikke mulig å bruke trippel system da det er stor risiko for utvasking av allerede installerte peler med jetstrålen med vann. Det er også lettere å få et sammenhengende volum med fresh inn fresh da det reduserer antall kaldskjøter.

Entreprenøren hevdet dessuten å ha veldig gode resultat med denne metoden fra tidligere. Andre fordeler ved å bruke dobbelt system istedenfor trippel var ifølge entreprenøren at det blir mindre slamhåndtering med mindre sementinnhold i slammet. Entreprenøren var ansvarlig for detaljprosjektering og valgte å installere Ø1400 mm peler med en senteravstand på 1080 mm. Boreplanen for arbeidet er vist i figur 7. Plassering av pelene måtte tilpasses kabler og ledninger i bakken.



Figur 7. Plan over område som ble jetpelet. De tre blå/mørkelilla områdene er prøveområder som ble utført i forkant av resterende peler. Peler med lyseblå sirkel er peler som ble utført med enkel system ettersom det er mer skånsomt. Det ble gjort for å skåne ledningene i grunnen.

Ledninger i grunnen

I området der det skal jetpeles finnes det en del ledninger i grunnen. Entreprenøren kom opp med en metode for hvordan disse ledningene kunne sikres ved jetpelingen uten at de trengte å legges om i ny trasé utenfor anleggsområdet. Metoden som ble brukt er vist i figur 8. Alle ledningene i området ble gravd frem og plastrør ble etablert ved siden om ledningene. Deretter ble det tilbake fylt med masser. Installasjon av jetpeler ble deretter utført gjennom plastrørene. Ved bruk av denne metoden var entreprenøren forsikret om at han ikke skulle komme i konflikt ved ansett av peler i nærheten av ledninger. Plastrørene er markert på tegning i figur 7 over som lyseblå sirkler.

Figur 8. Sikring av kabler i grunnen med plastrør.

Masseutskiftning
Ved blottlegging av kabler i grunnen kom det frem store steiner og blokk i deler av området, se eksempel i figur 9. Dette var aldri funnet ved grunnundersøkelsene, og ble først oppdaget i begynnelsen av arbeidene. På grunn av dette ble en masseutskifting utført på omtrent halve arealet. Dybden på masseutskiftingen varierte fra ca. en til tre meter.

Figur 9. Blokk i grunnen.

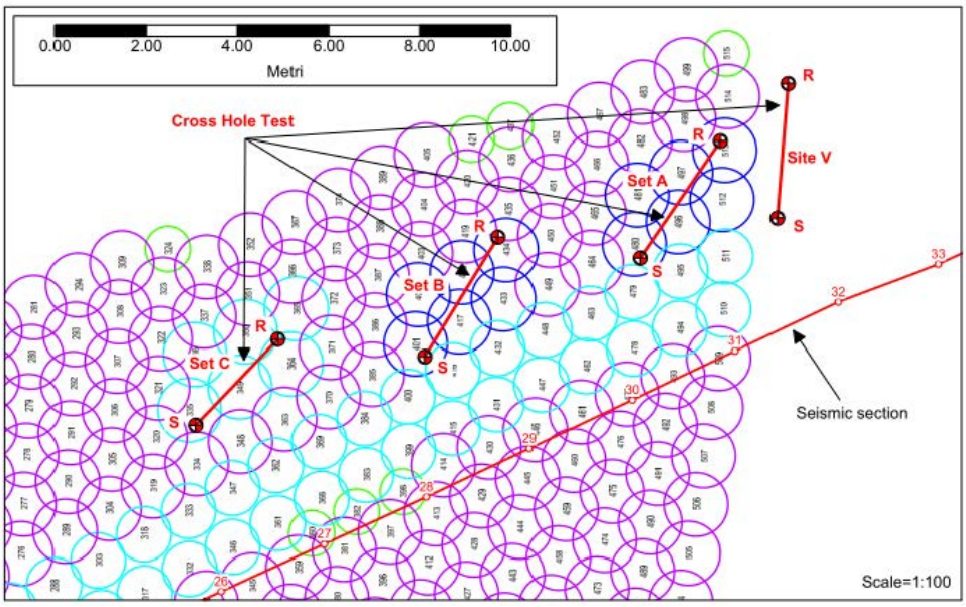
Forsøksområde
For å finne passende parametere ved jetpelingen og for kontroll av pelenes diameter og fasthet ble det ved oppstart utført tre prøveområder, A, B og C. Område A og B ble utført med forskjellige operative parameter som antall dyser og størrelse, hvor raskt stangen ble løftet under jetting, grouttrykk mm. Område C ble utført med samme parameterer som sett A, men med et senteravstand på 1,2 m istedenfor 1,08 m. Disse tre områdene er vist i figur 7 med helblå og lilla sirkler. For kontroll av pelene ble det utført seismikk og trykktest fra kjerneprøver som ble tatt opp i skjøten mellom to eller tre peler.

Forsøksområdene ble utført i det dypeste området. Parameterne som ble endret i test A og test B med størrelsesorden var:

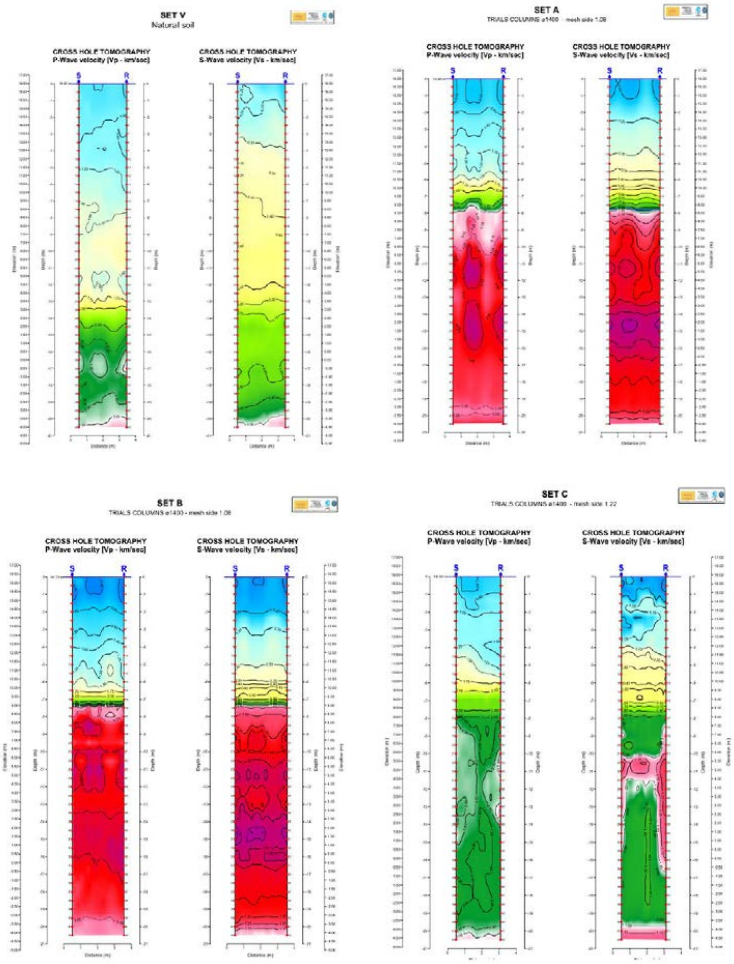
- Dyser 2-3,5 mm
- Rotasjon 5-10 rotasjoner per minutt
- Løftehastighet 3-4 min/meter
- Luft trykk 10-12 bar
- Luft mengde 3 000-5 000 l/min
- Grouttrykk 40-42 bar
- Grout mengde 240-272 l/min
- Vct 0,7-1,0

Det ble utført 7 trykktester fra kjernene som ble tatt opp. Testene varierte i trykkfasthet fra 8,3 Mpa og opp til 12,2 MPa i testsett A og B. I sett C ble kun en kjerne testet, og oppnådde trykkfasthet på 6 MPa.

Seismikken ble utført med cross-hole seismikk og oppsettet er vist i figur 10. Resultatene fra seismikken kan ses i figur 11.



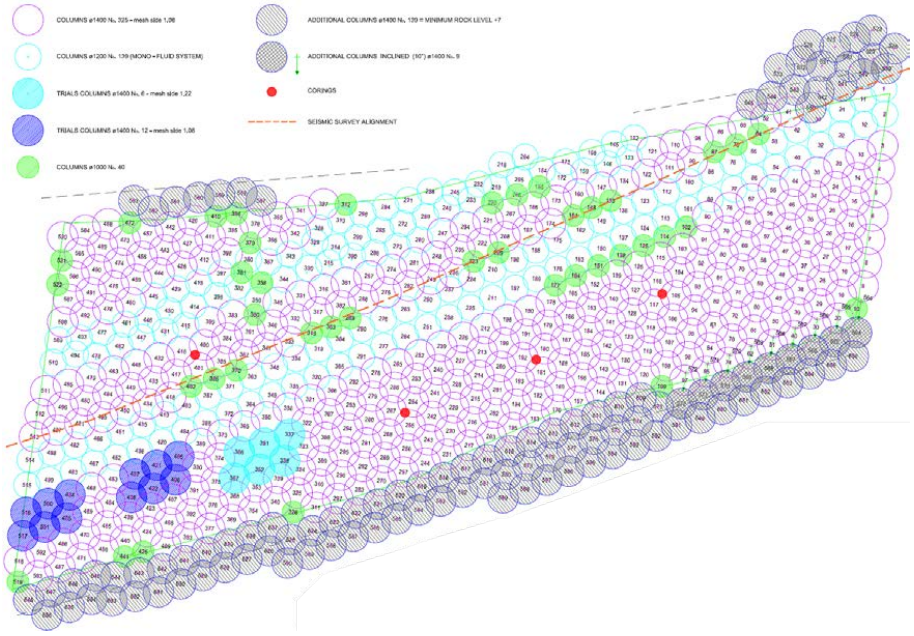
Figur 10. Oppsett for cross hole seismikk. A, B og C er av forsøksområder. V er av jomfruelig grunn og fungerer som referanse



Figur 11. Resultat av seismikkprøver for referansesett V, sett A, B og C.

Etter utført forsøk ble hele området jetpelet fra sør til nord. Det ble bestemt å fortsette med metoden fresh in fresh etter gode resultater i forsøksområdet.

Alt ettersom arbeidet fortskred ble alle borprotokoller følget opp og dybden til berg registrert i bergmodellen. I områder der pelene i ytterkant var boret dypere enn til kote +7,5 ble ekstra peler bestilt. Disse er vist i figur 12. For å bestemme mengden ekstra peler ble de nye pelene boret systematisk etter nytt mønster i ytterkanten av blokket. Om fjellet ble truffet på kote +7,5 eller høyere utgikk pelen. Ved dypere sonderinger ble en jetpel installert på vegen opp.

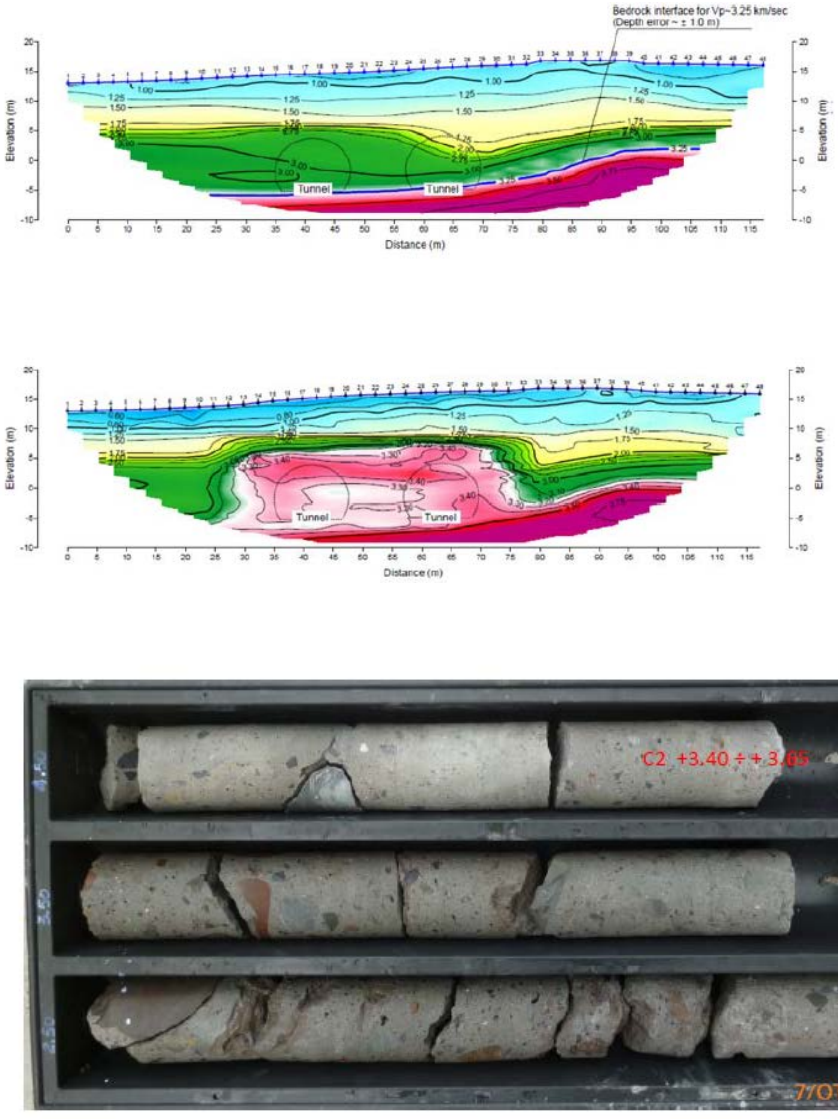


Figur 12. Tegning over komplett omfang jetpeler. Grå peler er peler som tilkommet på grunn av at fjellet fortsatt var på dypere nivå enn kote + 7,5 m.

Til sammen er det utført 624 jetpeler. Det er boret 8,7 km i løsmasser og utført 4,2 km med jetpeler.

Prøving og sluttkontroll av jetpelet materiale

Etter at hele området var ferdig pelet ble det utført sluttkontroll. Også her ble seismikk og kjerneprøver brukt for kontroll. Resultatet av seismikken og en kjerneprøve er vist i figur 13. Det ble tatt ut og testet trykkfasthet for 4 nye kjerner, vist som røde prikker i figur 12. Trykkfastheten på de siste prøvene viste gode resultater, mellom 8,9 MPa og 15.5 MPa.



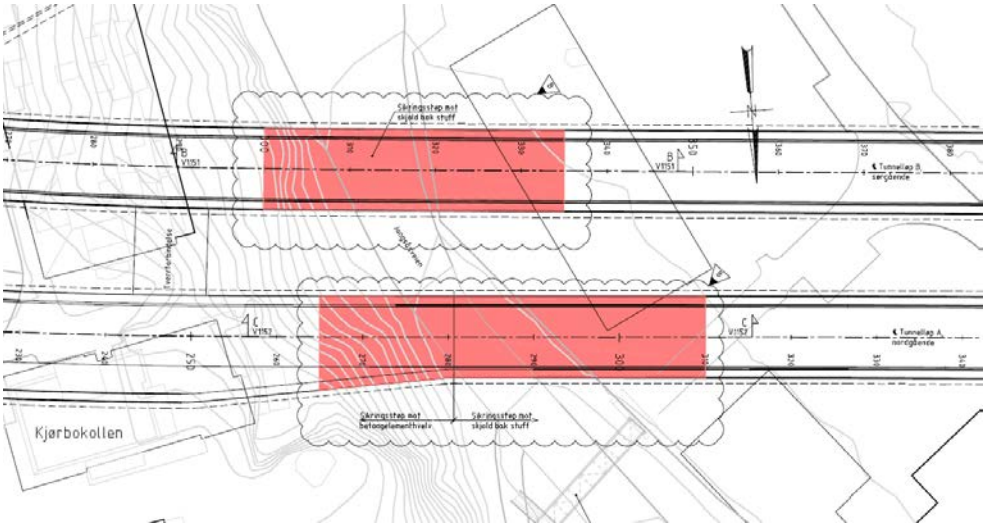
Figur 13. Resultat fra seismikk og kjerneprøve fra jetpelet materiale. Bildet lengst opp viser seismikkprøve som ble utført før jetpeling og bildet under viser resultatet fra seismikk etter jetpeling.

Metoden med dobbeltsystem og fresh in fresh har gitt et godt resultat med homogent materiale med høy trykkfasthet. Det må også nevnes at det lokalt var noen problemer med heving av grunnen. Fjernvarmeledningen ble hevet 44 cm og det kom inn sementmateriale i avløpsledningen. Dette ble ordnet opp ved hjelp av sugebil og utskiftning av noen ledninger. En av årsakene til at det ble mye heving i dette området kan skyldes at massene langs borestrengen kollapset og på den måten tettet slik at ikke slammet fikk strømme opp til overflaten.

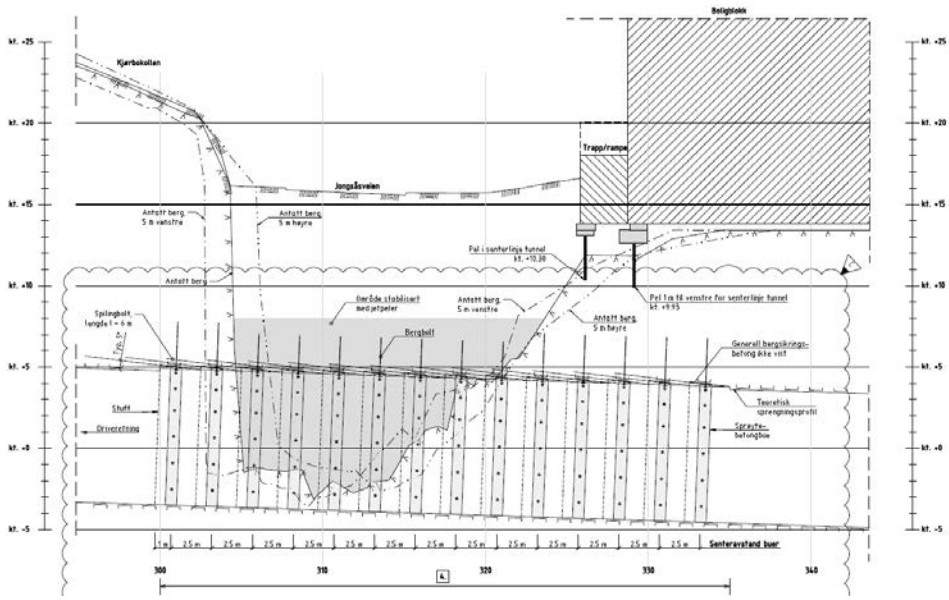
TUNNELDRIVING

Prosjektering av driving og sikring gjennom sonen

Driving og sikring gjennom sonen var prosjektert med korte salver, forbolter, sprøytebetongbuer og utstøpning bak stuff. I tillegg var det planlagt omfattende injeksjon for å tette eventuell glipper i jetpelingen. Den prosjekterte sikringen ble endret og tilpasset på bakgrunn av resultatene fra jetpelingen.



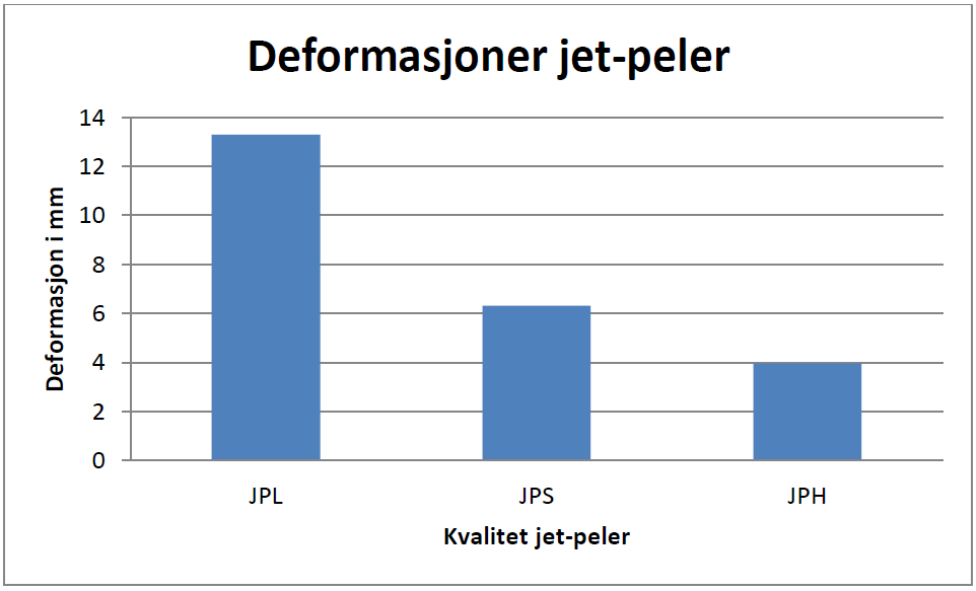
Figur 14. Utstrekning av område med tung sikring i jetpelet sone



Figur 15. Omfang av prosjektert stabilitetssikring med forbolter og sprøytebetongbuer i sørgående løp. Jetpelet sone vist med grått.

På bakgrunn av resultatene far jetpelingen ble det utført numerisk modellering av den prosjekterte løsningen for driving og sikring gjennom sonen. Modelleringen og tilhørende analyse konkluderte blant annet med:

- Tunnelprofilet vil kollapse dersom det blir stående usikret
- Maksimale deformasjoner ved bruk av sprøytebetongbuer vil være 4 mm - 13 mm.
- Reduserte salvelengder, oppdeling av salver og bruk av forbolter reduserer risikoen for tap av tunnelprofil før bergsikring blir installert.



Figur 16. Oversikt over maksimale deformasjoner med prosjektert sikring for henholdsvis JPL (lav-kvalitet jetpeler), JPS (gjennomsnittlig kvalitet jetpeler) og JPH (høy kvalitet jetpeler).

Driving gjennom sonen

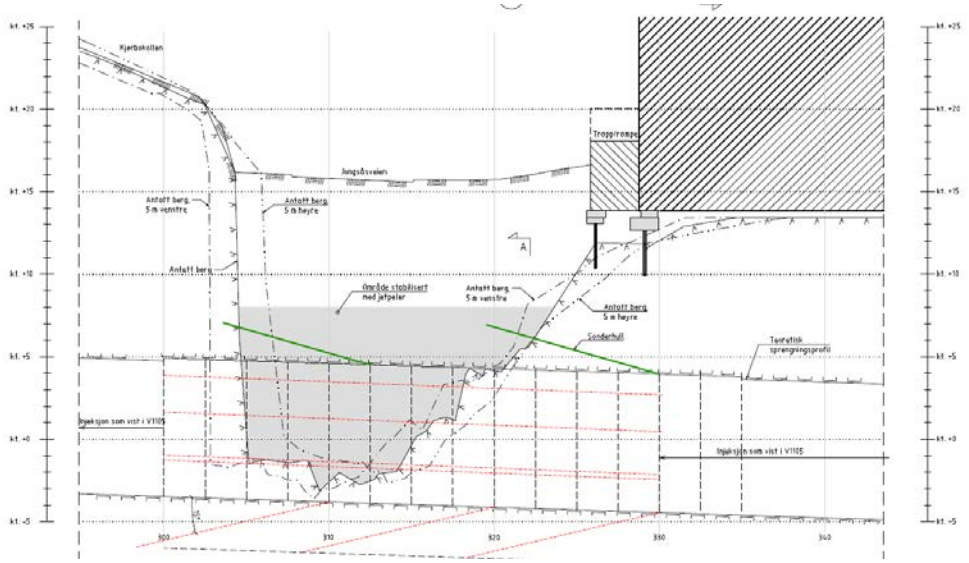
Før oppstarten av drivingen ble det avholdt fagmøte med rådgiver, byggherre og utførende entreprenør, hvor prinsipp for driving og sikring ble gjennomgått. Masseuttaket skulle i henhold til kontrakt utføres ved sprengning, pigging og graving. Entreprenøren foreslo å ta ut masser ved bruk av roterende fres, men dette ble ikke benyttet systematisk da dette fordyret masseuttaket.

Det var noe usikkerhet rundt overgangen jetpelet masse og berg i sør i begge løpene, da det ikke var tilkomst for å etablere jetpeler helt inntil blottlagt berg. Denne usikkerheten var størst over nordgående ettersom det ikke var synlig berg over noe av tunnelens bredde, vist i figur 17.

Figur 17. Trase for nordgående (løp A) og sørgående (løp B) tunnelløp gjennom jetpelet sone i Jongsåsveien. Over nordgående løp var det ikke mulig å etablere jetpeler helt inn mot berg i dagen.

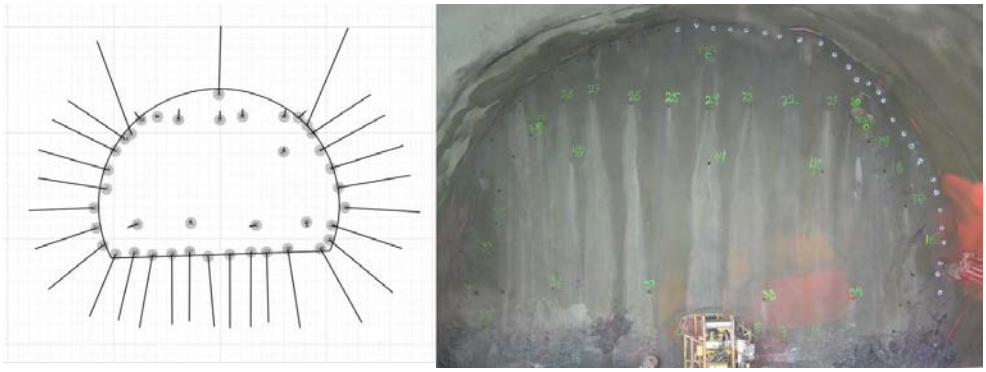
Sonderboring og injeksjon

Injeksjon gjennom sonen hadde hovedsakelig til hensikt å tette eventuelle glipper i jetpelingen og dermed forsterke sonen ytterligere. Det var prosjektert systematisk injeksjon med korte skjermer uten overlapp, som vist i figur 18.



Figur 18. Oppe: Prosjektert løsning med injeksjon (vist med rødt) og sonderboring (vist med grønt).

Skjermene ble boret uten stikning i hengen, for å unngå at injeksjonen gikk utenfor jetpelingen. I kombinasjon med injeksjonen ble det utført sonderboring i vederlag og heng, for å kartlegge overgangen inn og ut av sonen som vist med i figur 18 og 19.



Figur 19: Til venstre: Borelogg for sonder- og injeksjonsboring på vei ut av sonen. Til høyre: Stuff i tilsvarende område i tunnelen etter injeksjon og boring for forbolter.

Injeksjon var beskrevet for hver 10 meter med standard industrisement, v/c forhold 0,5-0,8 og skjermlengde 12 meter. Det var satt mengdebegrensninger på 150-200 liter pr. hull og trykkbegrensning på 15-25 bar. Hullene ble i all hovedsak avsluttet på mengde og det var kun hull i berg som ble avsluttet på trykk. Det ble ikke registrert utganger av injeksjonssement i dagsonen over tunnelen i forbindelse med drivingen gjennom jetpelet masse.

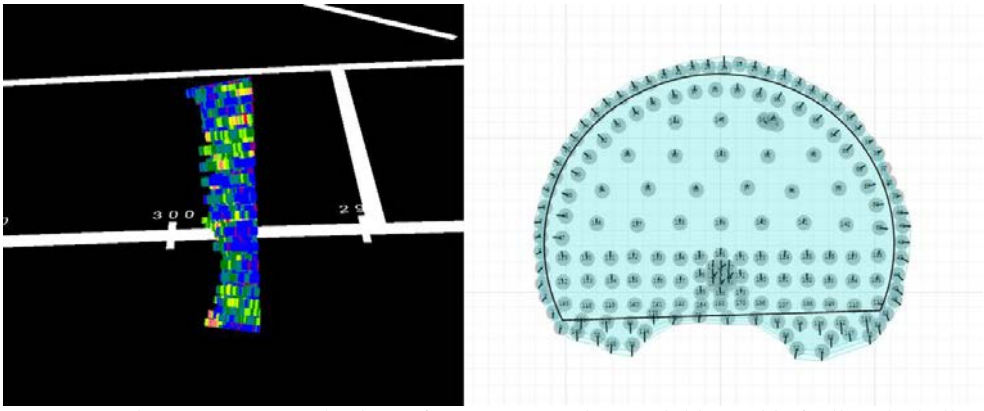
Injeksjon var i all hovedsak vellykket, men det var noen utfordringer med hull som gikk parallelt med overgangssonen mellom jetpelet masse og berg. I denne overgangssonen med en

mektighet på ca. 1 meter, hadde jetpelingen hatt begrenset effekt. Massene i denne sonen bestod av finkornet materiale (sand til leire), og dette førte til utfordringer med ras i hullene under boring. Det var i tillegg vanskelig å få tette pakkere siden det ikke var faste masser rundt hullene.

Det er foreløpig ikke gjort noen vurdering i etterkant av drivingen på hvilken effekt injeksjonen har hatt som ytterligere forsterkning av jetpelingen. Injeksjonskjermene har imidlertid i stor grad vært vellykket og det er kun enkelte hull som ikke har vært mulig å injisere. Ved drivingen gjennom overgangen mellom jetpelet masse og berg i sørgående løp, ble det registrert en del innlekkasje i høyre side tunnelen som ikke lot seg tette ved injeksjon. Foruten dette området er det ikke registrert innlekkasje av vann av betydning gjennom sonen.

Masseuttak og stabilitetssikring

Gjennom sonen ble tunnelen drevet med salvelengde 2,5 meter og kontur ble boret med redusert hullavstand. Salvelengden var bestemt av avstanden mellom sprøytebetongbuene og kravet til at tunnelen skulle sikres på stuff. For å unngå at lengden på masseuttaket ble lenger enn 2,5 meter valgte entreprenøren å bore «oppretting» hver eneste salve. I entreprenørens borplaner var enden på alle salvehull avsluttet på et bestemt profilnummer (som vist i figur 20), sånn at alle salvehull hadde en unik lengde. Ettersom det totale masseuttaket for hver salve maks. kunne være 2,5 meter, ble derfor nesten samtlige salvehull boret med lengde kortere enn 2,5 meter.



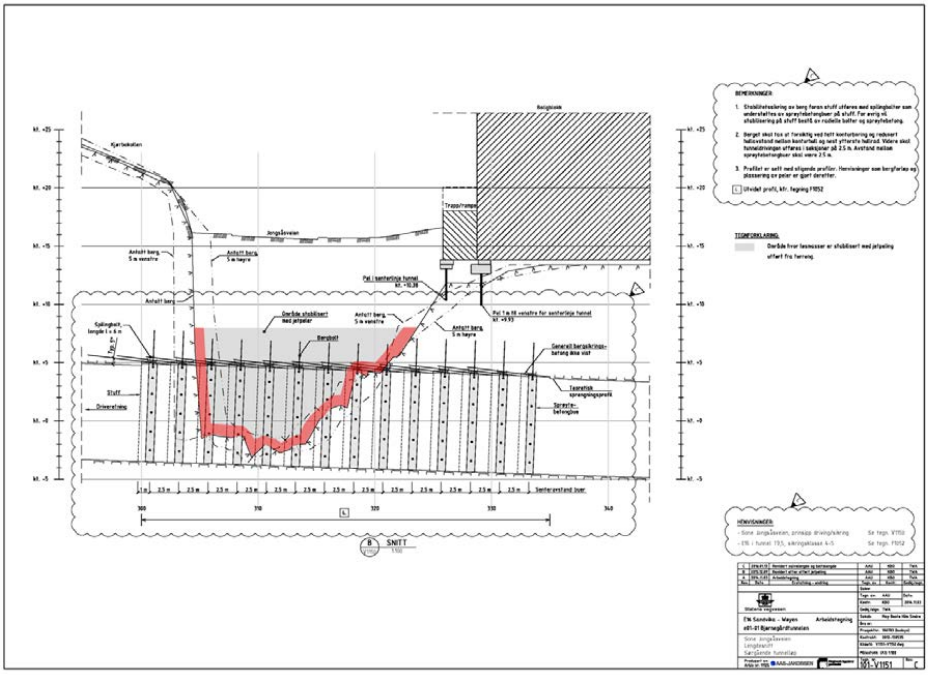
Figur 20: Til venstre: Viser salve boret fra venstre mot høyre i bildet. Odd på alle salvehull er på samme punkt for å unngå for lang avstand mellom sprøytebetongbuer og stuff. Til høyre: Borelogg fra en tilsvarende salve.

På hver stuff ble det montert 6 meter lange forbolter som skulle opplagres med sprøytebetongbuer. Forboltene ble boret og montert med 5° vinkel for å unngå mer masseuttak utover teoretisk sprengningsprofil enn det som var nødvendig. Opprinnelig var det krav til at odd på salve skulle treffe på teoretisk sprengingsprofil, noe som førte til at ansett måtte ligge innenfor teoretisk. Bakgrunnen for kravet var ønsket om å minimere masseuttaket i jetpelet sone til et minimum. Dette kravet ble under drivingen justert til at odd på salve kunne ligge 10 cm utenfor teoretisk sprengningsprofil, sånn at omfanget av pigging etter hver salve ble noe redusert.

For hver salve ble det arbeidssikret med 10 cm E1000 sprøytebetong og forbolter ble montert. Deretter ble det etablert sprøytebetongbuer på stuff. Buene ble montert som enkel bue med 6 armeringsjern Ø20. Buefoten ble pigget for å etablere horisontal flate. Det ble benyttet 2,4 meter lange monteringsbolter for buen. Påført sprøytebetong i buen måtte oppnå fasthet på 8 MPa før videre driving av tunnel. Etter at sonen var ferdig drevet og sikret, ble det sikret med uarmert utstøpning bak stuff.

Driving og sikring av overgangssone mellom jetpelet masse og berg

Som forventet ble det påtruffet en løsmassesone i overgangen mellom berg og jetpelet masse. Som vist i figur 21 så gikk man gjennom denne sonen med en slakere vinkel i overgangen berg til jetpelet masse, enn da man gikk fra jetpelet masse til berg igjen. Der man gikk inn i sonen med slakere vinkel sørget forbolter og friksjonsvinkelen for at det ikke var utfordringer knyttet til større utfall. På grunn av relativt slak vinkel gikk man gjennom overgangssonen på en strekning på 10 meter. Da man gikk gjennom tilsvarende sone fra jetpelet masse og inn igjen i berg, hadde denne sonen imidlertid en vesentlig brattere vinkel. Konsekvensen av dette var at hele overgangssonen måtte sikres på en strekning 3 meter. Siden salvelengde var satt til 2,5 meter blottla man nesten hele denne sonen på en salve.



Figur 21: Overgangssone hvor jetpelingen hadde hatt begrenset eller ingen effekt vist med rødt. Mektighet ca. 1 meter.

Forboltingen generelt for sonen ble utført med tradisjonelle forbolter med lengde 6 meter. I områder det ikke var mulig å montere tradisjonelle forbolter, var det åpnet for at det kunne monteres Selvborende stag med lengde 6 og 9 meter.

Nordgående løp
Selvborende stag ble ikke benyttet ved driving inn mot overgangen mellom jetpelet masse og berg i nordgående løp. I forbindelse med påføring av sprøytebetong etter salve i denne sonen så begynte deler av venstre vederlag å rase ut. Det ble forsøkt å legge på sprøytebetong i ytterkanten av området for deretter å kunne bygge på området, men mer og mer masse raste ut. Forboltene som var montert hadde ikke lenger feste i bakkant. Forsøket med å legge på ekstra sprøytebetong ble dermed avsluttet, da det kunne medførte ytterligere utfall

Figur 22: Området med utfall vist til venstre og masser fra sonen til høyre. Høyde på «spiret» ble anslått til ca. 3 meter.

Nedfallet ble stoppet ved at det ble boret og montert selvborende stag som forbolter med opplagring i nærmeste sprøytebetongbue bak stuff. Disse boltene ble deretter brukt som forskaling og hullet ble fylt med 14 m^3 betong. Betongen ble deretter boltet fast i berg foran stuff med kombinasjonsbolter. Det ble etablert forbolter med lengde 6-8 meter og montert to sprøytebetongbuer før videre driving (se figur 23 og 24). Neste salve ble tatt ut ved at halvdelen av profilet som bestod av overgangssone mellom jetpelet masse og berg, ble tatt ut ved pigging. Deler av profilet ble deretter sikret med sprøytebetong før resten av salven ble tatt ut med sprenging.

Etter at området var ferdig sikret og tunnelen drevet videre inn i godt berg, ble det injisert i området det hadde vært utfall for å fylle eventuelt hulrom. Det ble totalt injisert 7,5 tonn sement.

Figur 23: Selvborende stag montert som forbolter gjennom området med utfall. Betongen som ble pumpet inn for å fylle opp hullet er boltet fast i berg med kombinasjonsbolter.

Figur 24: Montering av forbolter før videre driving etter utfall. Bolter med blått er Selvborende stag.

Sørgående løp
På bakgrunn av erfaringer fra nordgående løp ble det montert 9 meter lange selvborende stag ved driving inn mot overgangssonen mellom jetpelet masse og berg. Stagene skulle opprinnelig gyses under innboring, men ble kun gyst etter at de var montert. I forbindelse med salve i overgangssonen mellom jetpelet masse og berg sørgående løp, raste deler av profilet ut på samme måte som det gjorde i nordgående løp. Bredden på sonen som raste ut var ca. 2-3 meter. Over dette tunnelløpet var det antatt at man i hovedsak hadde klart å etablere jetpeler helt inn mot berg. Det var derfor overraskende stor mektighet på sonen som hadde rast ut. Årsaken til dette er trolig at bergflaten var mer varierende enn antatt. Ut i fra grunnundersøkelser var overgangen til berg antatt å være relativt jevn og med en vinkel på ca. 80°. Ut fra MWD-data i fra tunneldrivingen så ser det ut til at det er et overheng over sørgående tunnelløp. Massene som lå under dette overhenget var derfor ikke forsterket med jetpeler ettersom disse ble boret vertikalt.

Ettersom det var montert 9 meter lange forbolter hadde begge de to foregående rastene fortsatt opplagring i berg etter utfallet. Det ble påført sprøytebetong på delen av forboltene som satt i berg, og man klarte å fylle igjen hullet ved å bygge på lag på lag med sprøytebetong fra forankringen til forboltene. Det ble totalt sprøytet 32 m^3 før hullet var fylt. Drivingen og sikringen fortsatte deretter iht. prosjektert løsning.

Figur 25: Utfall i overgangssone mellom jetpelet masse og berg i sørgående løp. To foregående raster med forbolter har forankring i berg og er synlig i hengen.

FREMDRIFT
Sett bort i fra utfallet i nordgående løp var inndriften gjennom sonen relativt god og stabil. Entreprenøren gjorde noen tilpasninger underveis i arbeidsprosedyren mht. rekkefølge på

arbeidene. Dette gjorde at inndriften i sørgående løp (som ble drevet til slutt) var bedre enn i nordgående løp. Opprinnelig ble arbeidet utført i følgende rekkefølge:

- Masseuttak ved sprengning eller pigging
- Forbolting
- Sprøytebetongbue
- Salveboring og lading

Som omtalt tidligere så ønsket man å ta ut minst mulig masse i jetpelet sone. Med krav til at odd på salve ikke skulle være lenger ut enn 10 cm utenfor teoretisk sprengningsprofil, og at sprøytebetongbuene skulle monteres på stuff før videre driving, medførte dette at ansett for konturen kom et stykke innenfor teoretisk sprengningsprofil. Årsaken til dette var at sprøytebetongbuene bygger en del ut fra veggen når de er ferdig montert og sprøytet. Etter hvert løste entreprenøren dette med å bore konturen samtidig som de boret bolter for sprøytebetongbuen.

I begge løp gikk det noe ekstra tid i forbindelse med driving gjennom overgangssonen fra jetpelet masse og inn igjen til berg. I nordgående løp tok det ca. 10 dager å fylle opp igjen og å sikre sonen med nedfall og i sørgående løp tok det 6 dager. For drivingen ellers var det en gjennomsnittlig inndrift på 5 meter pr. uke med salvelengde 2,5 meter.

KONKLUSJON

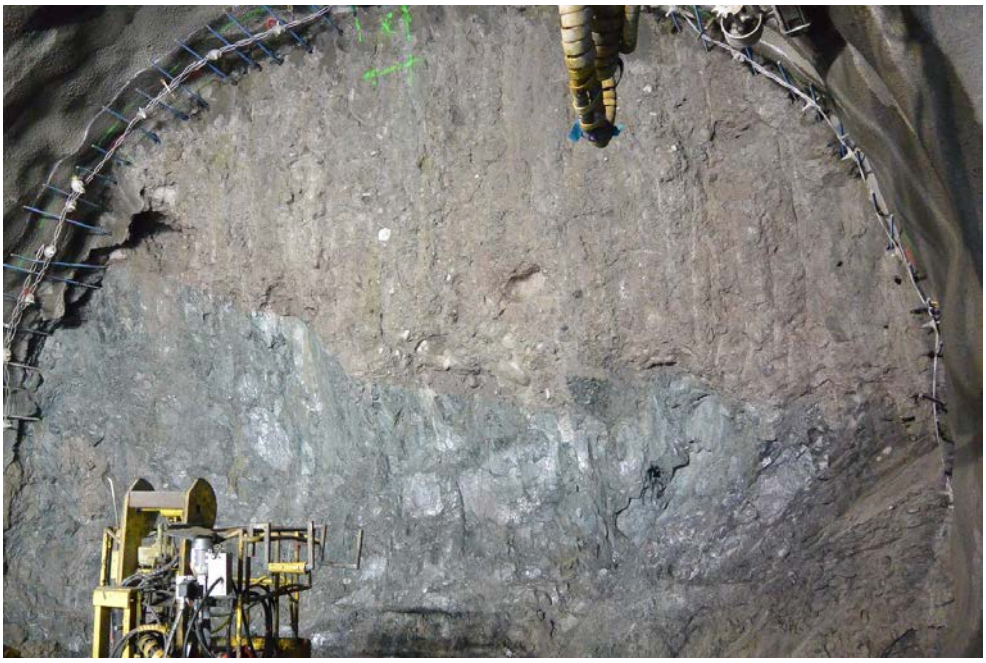
Grunnforsterkningen av dyprennen under Jongsåsveien med jetpeling var i hovedsak vellykket. Massene oppnådde høyere fasthet enn hva man forventet på forhånd og omfanget av stabilitetssikring i tunnelen ble noe mindre enn opprinnelig prosjektert. Det var derimot noen utfordringer knyttet til overgangssonen mellom løsmasse og berg. Årsaken til dette var todelt. På grunn av topografien til bergoverflaten var det kjent at effekten av jetpeling generelt kunne være noe varierende i overgangen mellom løsmasse og berg. På overflaten i området som skulle forsterkes med jetpeler, var det ikke mulig med tilkomst helt inn mot berg over ene tunnelløpet. Det ble vurdert å etablere skrå jetpeler for å få bedre dekning inn mot overgangen mot berg. På grunn av usikkerheter knyttet til denne metoden ble det besluttet å heller håndtere eventuelle glipper i tunnelen.

Til tross for at overgangssonene i ene enden av dyprennen hadde en ugunstig vinkel og at dette førte til utfall, så ble dette likevel håndtert i tunnelen. Sikringen i dette området var noe tidkrevende, men for driving og sikring gjennom sonen sett under ett, var ikke dette mer tidkrevende enn det som var antatt på forhånd. Omfanget av hendelsene med utfall kunne likevel vært mindre om man hadde hatt bedre kjennskap til bergforløpet i overgangssonen mellom løsmasse og berg, der bergflaten sto med bratt vinkel. Dette kunne vært utført med ekstra sonderboringer enten utført i forbindelse med jetpelingen, eller utført i tunnelen. Da hadde man avdekket eventuelle overheng.

På bakgrunn av erfaringer fra drivingen av Bjørnegårdtunnelen under Sandvika, bør denne metoden være anvendelig for andre prosjekter med tilsvarende grunnforhold og utfordringer. Sonen var forsterket med jetpeler innen tunneldrivingen hadde kommet frem til dette området, så arbeidene kom ikke på kritisk linje for bergtunnelen.

Ettersom prosjektet ikke er ferdigstilt, så er det ikke gjort en endelig oppsummering av økonomien for løsningen enda, men dette bil bli utført når prosjektet er ferdig.

Vegdirektoratet vil utgi en erfaringsrapport som tar for seg alle detaljer og utfordringer i forbindelse med driving av tunnel gjennom løsmassesone forsterket med jetpeler.



Figur 26: Nedre halvdel av profilet i berg og øvre halvdel i løsmasse forsterket med jetpeler.

REFERANSER

Statens vegvesen

- G-04 Kryssing av dyprenne under Jongsåsveien (2013: Aas-Jakobsen)
- G-17 Numerisk modellering av kryssing av dyprenne under Jongsåsveien (2015: Aas-Jakobsen)
- G-20 Jongsåsveien, driving gjennom sementstabilisert løsmassesone (2016: Aas-Jakobsen)

VELLYKKET DRIVING AV 100 M LØSMASSETUNNEL RV. 13, JOBERGTUNNELEN

Successful drive of 100 m tunnel in soil, Rv.13, Joberget tunnel

Bent Aagaard, Sweco Norge AS, Asgeir S. Gylland, Sweco Norge AS,
Peter Schubert, iC Consulenten, Austria, Bjarne Løne, Norwegian Public Roads Administration

SAMMENDRAG

Den sørlige delen (ca. 100 m) av Jobergtunnelen på Rv 13 ble drevet i morenemasser og gjennomført på en vellykket måte. For å sikre stabiliteten under driving ble en metode med såkalt steel pipe umbrella benyttet i kombinasjon med små uttak og øyeblikkelig sikring. For å ha ytterligere kontroll på stabiliteten, ble det boret inn drenasjehull både foran og over tunnelen, samt at brønner for pumping av vann ble etablert langsetter tunnelen. Et overvåkingsprogram som målte deformasjoner ble også iverksatt.

Tunnelen er en del av Vossapakko, som omfatter tiltak for å redusere rasfaren langs hovedvegene. Driving av tunnelen gjennom en mektig morene var nødvendig for å unngå en mye lengre tunnel og arbeid i rasfarlig område dersom åpen skjæring skulle benyttes. Sweco Norge AS har i samarbeid med iC Consulenten fra Østerrike utført prosjekteringen og har også fulgt opp arbeidene i utførelsesfasen.

Utgraving av åpen skjæring fram til påhugg var i seg selv en utfordring. Etter at et stabilt påhugg var etablert, tok det ca. 100 dager å drive tunnelen, ferdig sikret. Arbeidet ble ferdig 27. mai 2016 og støp av hvelv med membran gjennomføres trolig før jul. Stabiliteten av morenen var god og det var heller ikke særlige problemer knyttet til innlekkende vann. Kostnadene for 100 m med løsmassetunnel var ca. NOK 300.000.-/m ekskl. utstøpning og komplettering.

SUMMARY

The first part (appr. 100 m) of the Joberget road tunnel on RV 13 was successfully excavated in moraine soil. For safe excavation, steel pipe umbrella was used and for securing control of stability of the face, small sections were excavated and supported. A program for drainage of water in front of the tunnel was established, including wells for pumping of water. A monitoring program for the deformations in the tunnel was implemented.

The tunnel is part of a project to increase safety on the road related to rock falls and unstable slopes. If excavation in thick moraine deposits in an area with high risk of rock fall should be avoided, tunnelling in soil was necessary. Sweco Norge AS together with iC Consulenten of Austria was awarded the contract for design and follow up during construction.

When the slope in soil was established and supported at the tunnel entrance, it took appr. 100 days for excavation of the soil tunnel including installation of the primary support. Excavation

was complete on 27 May 2016. The stability of the moraine was good during the whole drive and water seepage did not cause any stability problems. As water and frost protection an inner lining of reinforced concrete and membrane is installed (concreting not started as per November 1st 2016).

The cost of the 100 m tunnel in soil with primary support is appr. NOK 300.000.-/m, which is also in accordance with the estimate.

PROJECT DESCRIPTION

The Norwegian Public Road Administration (NPRA), Statens vegvesen Region Vest, is constructing a road tunnel in Granvin county, Rv13, southeast of Voss, see Figure 1. The Joberg tunnel, length of 2032 m, shall make it safer and faster to pass below the Joberget mountain, where the road is quite often closed due to rock fall.

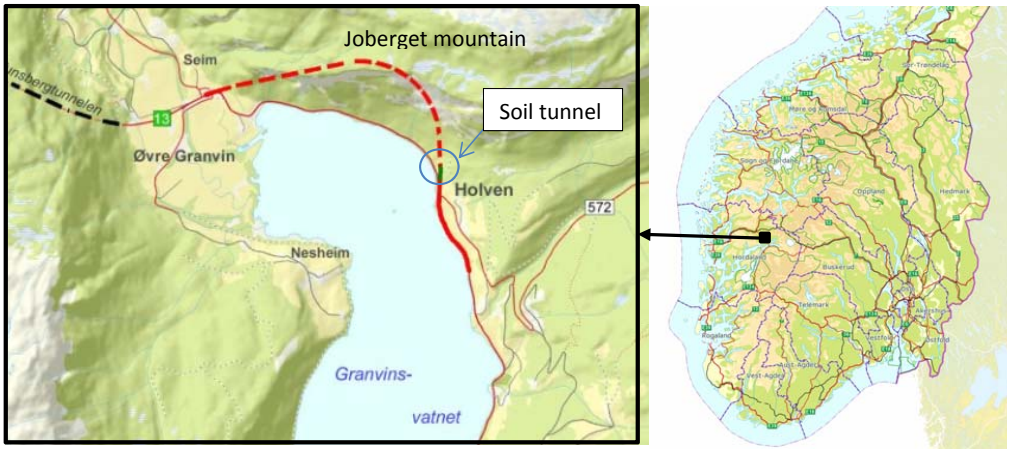


Figure 1: Project area

The main part of the tunnel is conventional drill & blast in gneiss type of rock with a contact into the underlying phyllite in the southern part, including also the soil tunnel part. The cross section is T9,5, appr. 71 m^2.

The decision to construct a soil tunnel in the southern entrance was made to avoid that open pit excavation in thick soil overburden in an area of scree material and high risk of rock fall during the construction phase.

Planning of a soil tunnel is not common in Norway. When Sweco Norge AS was awarded the contract, it was required that a company with experience from soil tunnels came in as sub consultant. iC Consulenten of Austria was selected for this task.

The construction works started in fall 2015 and the breakthrough was in summer 2016. The Contractor is a joint venture between Metrostav from the Czech republic and Bertelsen & Garpestad AS. Opening of the tunnel is planned in summer 2017.

PRE-INVESTIGATIONS

When Sweco/iC entered into a contract with Statens vegvesen Region Vest early 2013, pre-investigations for the southern entrance had been ongoing since January 2009.

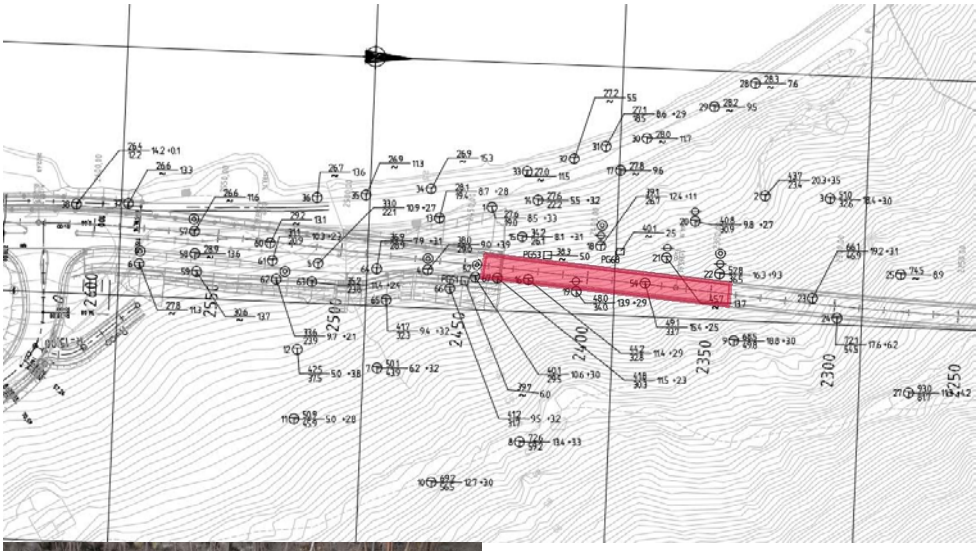
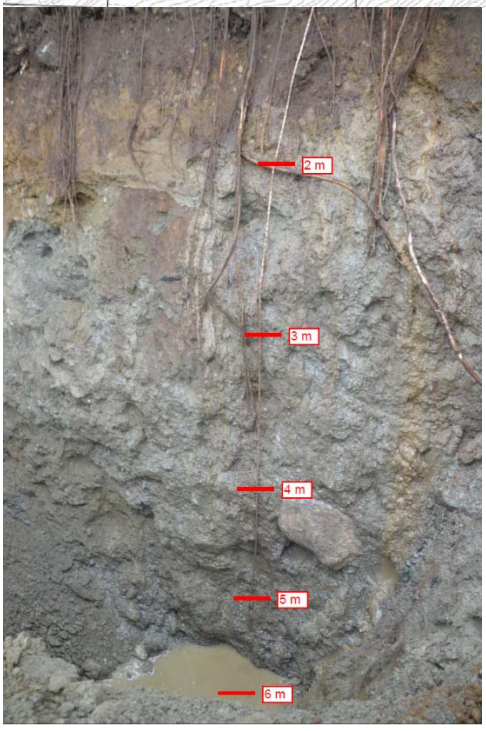


Figure 2: Pre-investigation drillings



Soil overburden was soon found to be thick all over the area, so that a tunnel entrance in rock could not be easily established. 50 total soundings were executed (Figure 2), 7 soil test series, 5 wells and also a number of refraction seismic profiles. Probably most important for the understanding of the soil conditions and properties, was excavation of three deep pits in the moraine material, see Figure 3. Hydrogeological testing was also performed in some of the bore holes to know more about permeability of the soil.

Figure 3: 6 m deep test pit in moraine

GEOLOGY, ROCK AND SOIL

The southern entrance at Holven, is located next to Granvinsvatnet, in a valley side with thick moraine deposits. Ground investigations has registered deposits with thickness from 12 to 16 meter along the soil tunnel alignment, see Figure 4. The rock surface is found in the tunnel floor at the entrance point. Approx. 75-80 meter inside the tunnel, the entire tunnel profile consists of rock. Both the terrain and rock surface is inclined (approx. 30°) as illustrated in the cross section in Figure 4. In the first part of the tunnel, the overburden in upper left side of the tunnel is only 2,5-3,0 meter.

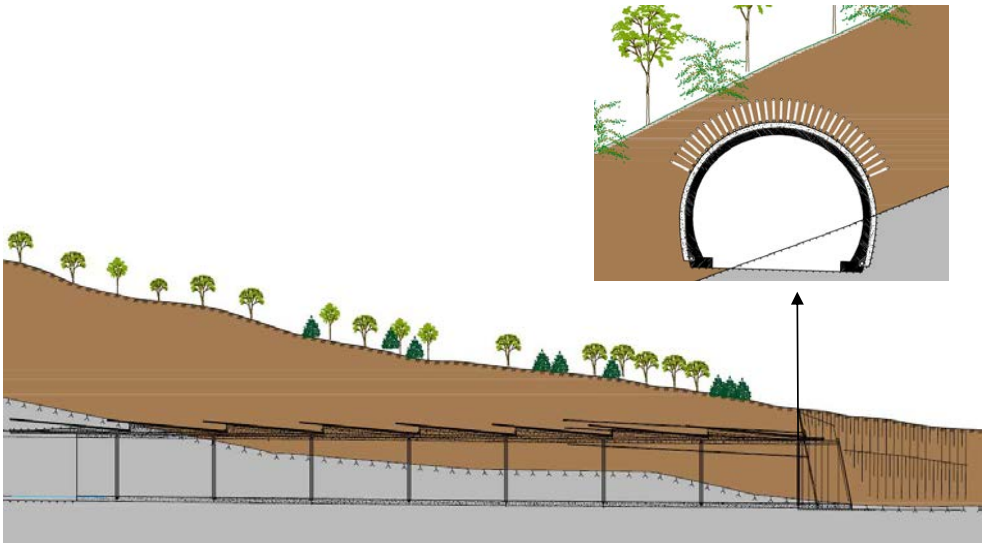


Figure 4: Longitudinal profile and cross section of the entrance point for the soil tunnel at Holven

The deposit is part of the Hollve-deposit consisting of a well graded ground moraine. The moraine is divided in three layers; a bottom layer consisting of a clay rich moraine, a middle layer consisting of a sandy moraine and a top layer of weathered soil and blocks from rock falls. Both the bottom and middle moraine layers are typically defined as gravelly, sandy, silty and clayey material.

Density of the moraine is between 23 and 24 kN/m^2, which in itself indicate over-consolidated material. Water content in the moraine is measured to be around 8-9%, which is considered low. Variations of the tests are between 6 and 16%. In the modelling that was made by iC, friction angle in the moraine between 35 and 38 degrees was used. It has not been possible to get undisturbed samples for laboratory measurements, but prepared samples gave friction angle around 39 degrees under saturated conditions.

The ground water table is typically located 5-10 meter beneath the terrain surface. Hydrogeological investigations indicated local permeable parts in some of the test wells, but no permeable layers in the moraine were discovered during excavation.

The rock mass in the soil tunnel section consists of a cambro-silurian phyllite.

CHOICE OF EXCAVATION TECHNIQUE

Norwegian experience with tunnelling in soil

Many Norwegian tunnel projects have experienced sections of the tunnel with large weakness zones ("earthlike") or limited or missing rock mass overburden. Norwegian tunnelers have managed these situations by use of different methods as; pregrouting ahead of face, spiling bolts (normally 6 m long Ø32 mm bars), short excavation rounds and immediate rock support (normally sprayed concrete and bolting).

The first and only(?) tunnel that was planned and excavated in soil in Norway, is a part of the Tyholt rail tunnel in Trondheim. Excavation of around 100 m at the Lerkendal side was excavated in marine clay by use of a closed system of air overpressure (3 bars). The tunnel was opened in 1957. At Eidsvoll a 500 m long rail tunnel in clay was started in 1995, but after a collapse the construction was completed as cut and cover. During excavation of a rail tunnel in rock south of Holmestrand (2013), a 40 m section of the tunnel came into soil material in the upper part of the cross section. Excavation with steel pipe umbrella was made for the whole section.

Tunnelling technique for the Joberget tunnel

The alignment of the tunnel was more or less fixed due to the connection to the existing road south of the tunnel. After a period where different methods were discussed, a conceptual design was performed where different methods of steel pipe umbrella were considered for establishing a temporary stable situation during excavation. Ground freezing was also considered in an early stage, but since a simpler method seemed to be more promising, the alternative was never evaluated in full.

Contrary to rock tunnelling, certain aspects need particular consideration in soil tunnelling:

- The ground frequently needs some treatment in advance of the excavation process, such as de-watering, grouting or support measures ahead of the tunnel face.
- It is common practice to subdivide the excavation section into top heading, bench and invert instead of a full face excavation. In case of limited stand-up capacity (and time) of the soil, a further subdivision of the top heading face may be necessary (so-called pocket excavation).
- Normally the tunnel lining is structurally designed as a closed ring. In our specific case at the Joberget tunnel the invert is in rock, therefore no structural invert is required.
- The advance length is a very important parameter to control the short-term stability. The advance length is connected with the stand-up time of the soil and the pre-support measures used. Common advance length in soil is some 1.0 m to 1.5 m.
- The perimeter of the excavation advance mostly required additional support measures, such as spiles, forepoles, pipe umbrella or grouting. In case of very cohesive soil it may also be possible to excavate a limited length without such measures.
- The tunnel face may require systematic support, such as face bolting in combination with a layer of mostly reinforced shotcrete. This is necessary to prevent face collapse in major scale and to avoid detrimental effects of moisture causing progressive loosening of the soil in the face.
- The tunnel lining is considered as a structural 3-dimensional support system; therefore, appropriate reinforcement connections at construction joints are considered.

Although tunnelling should take place below the normal ground water level, it was found that the concept with steel pipe umbrella or even the traditional method of 6 m spiling bolts could be used. A prerequisite for a successful performance was to keep control of water seepage into the tunnel. Several ways of draining the moraine were therefore implemented.

DESCRIPTION OF EXCAVATION METHOD

The tunnelling method that was finally implemented in the soil section of the tunnel follows the common principles of soft ground tunnelling with sequential excavation methods. The tunnel consists of an outer lining (reinforced shotcrete, 30 cm thick) and a reinforced cast-in-situ final lining 40cm thick, separated by a waterproofing system, see Figure 5.

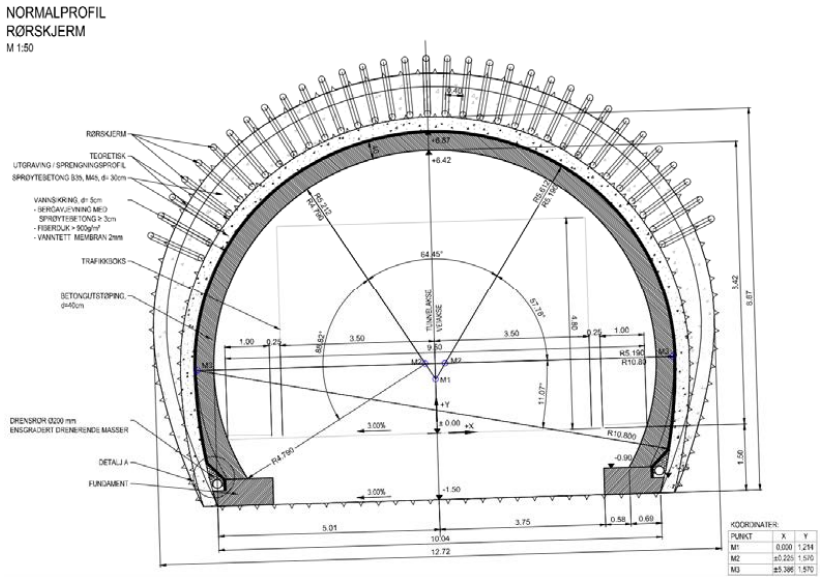


Figure 5: Regular cross section with "steel pipe umbrella"

The excavation cross section is split into two main parts: top heading and bench (Figure 6). Following the geotechnical conditions predicted by a considerable number of boreholes, the invert section of the tunnel lies in rock, except a short length at the portal zone where the rock is slightly below invert level. Therefore, no closed invert was foreseen in general.

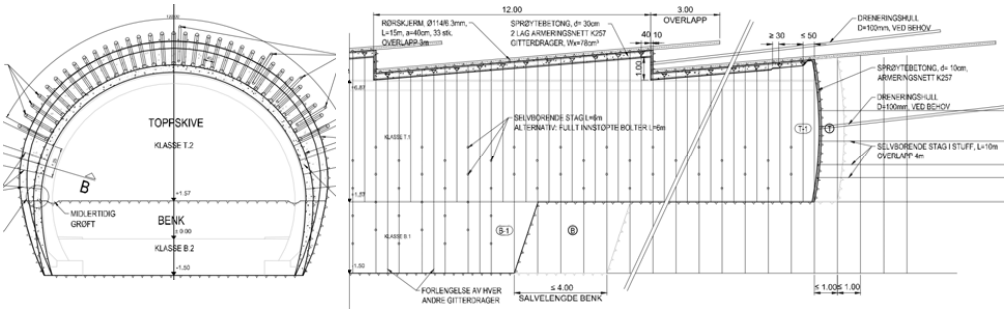


Figure 6: Typical excavation and cross section with top heading and bench

Considering the expected stiff properties of the moraine, the design concluded that the top heading could be advanced to the end of the soil section (Figure6). A short bench or even invert follow-up was not considered necessary. As a general rule, the advance of the face was foreseen in short sections, i.e. 1 m each. Lattice girders are installed at each round of advance near the tunnel front. After each excavation step, the primary lining is installed in two layers, the second layer being applied one round behind the first layer. The shotcrete is reinforced by 2 layers of wire mesh.

Although the moraine was considered to be of good strength and stiffness, certain risks had to be dealt with, such as low overburden at the portal area, sand or gravel lenses with poor cohesion and pockets of ground water. To cope with these aspects, a pipe umbrella was foreseen with a length of 15 m and overlap of 3 m. The pipe umbrella in built a 120° angle of the tunnel crown. For geometrical reasons of making a pipe umbrella, a conical section of the primary lining is produced with this method (Figure 5). The excavation and support has to follow the conical position of the pipes. This over-excavation is later filled with sprayed concrete.

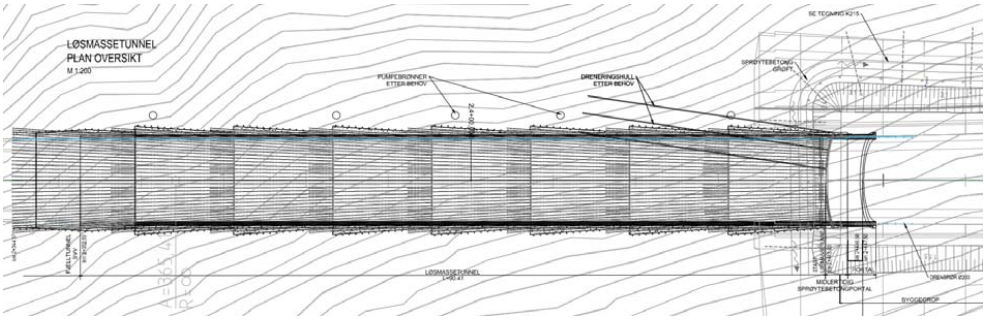


Figure 7: Soil tunnelling section

For the scenario of poorly consolidated soil layers in the tunnel face a sub-division of the top heading face excavation in so-called excavation pockets was foreseen (Figure 8). The excavation pockets are combined with immediate face support using reinforced shotcrete and face bolts with load distribution plates. This method is an adequate tool to increase the stability of the excavation step and to reduce the time lap between opening the excavation and

applying the support. The latter is particularly important at water saturated ground conditions, where negative pore pressure provides a short-term stability.

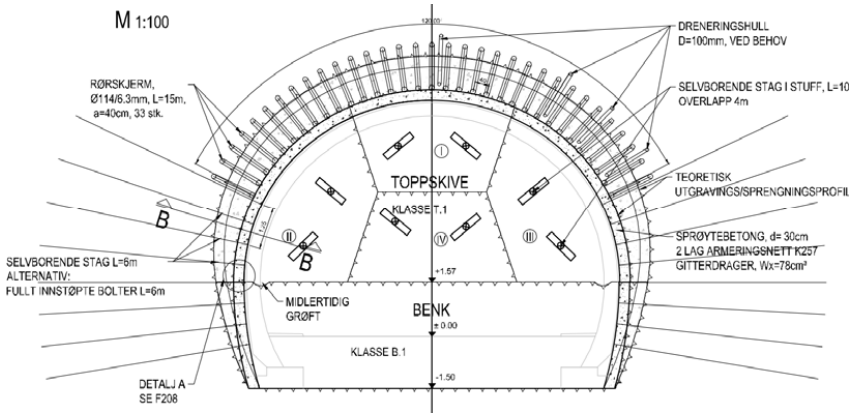


Figure 8: Support Class T.1 / B.1

RISK ANALYSIS AND USE OF REFERENCE GROUP

Risk analysis

During the conceptual design phase, a risk analysis was carried out for the construction phase and for the life time of the project. The basis for the analysis was the conceptual design.

The findings showed that water would be the dominating factor related to the risk of flowing ground, wash out of material and subsequent outfall and possible collapse of the tunnel. Even if the concept had implemented a lot of precautions related to the excavation and support sequence, it was found necessary to establish well points from surface in the “upstream” area close to the tunnel.

And even if all precautions were implemented, the risk remained in the “yellow” area. Table 1 gives the estimated risk levels based on the conceptual design and after additional mitigations were implemented.

Table 1: Risk analysis

	RISIKO FOR UØNSKEDE HENDELSER								
	Alt. A: Arbeidene utføres ihht Conceptual design rapport 584472.01								
	Start av tunnel i profil 2443, kort portal					Tiltak ikke nevnt i Conc. Design		Etter tiltak	
Nr.	Beskrivelse av hendelse	Konsekvens	Sannsynlighets-kategori	Konsekvens-klasse	Risiko-verdi	Kommentarer/ foreslått strategi	Tiltak, hvis nødvendig	Sannsynlighets-kategori	Risiko-verdi
1	Utfall fra skjæring over tunnelpåhugg	skader på utstyr. Ny forsterkning.	2	1	2			2	2
2	Nedfall mellom stålrør	Ny sikring med spr.betong og spiling	3	2	6	Umiddelbar sikring	Mindre avstand mellom rør	2	4
3	Utfall fra vegg i løsmasser under nivået for rørskjerm	Rep/orsterkning av spr.betong bue. Ekstra bolter	3	2	6	Umiddelbar sikring		2	4
4	Ustabil vegg ved sprengning av nedre pall	Rep/orsterkning av spr.betong bue. Ekstra bolter	2	2	4			2	4
5	Flowing ground mellom rør i skjerm	Stopp i tunneldrift. Drenering/ utbedring	2	3	6	Unngå strøm-mende vann inn i tunnel	Etablering av pumpebrønner/ hor. Drenshull	1	3
6	Ustabil stuff der rørskjerm bare når 3 m fremfor stuff	Nedfall av større kile fra stuff.	2	4	8	Observasjon/ def.måling	Starte ny rørskjerm tidligere	1	4
7	Vanninntrengning i hengen rett etter avbygning	Stopp i tunneldrift. Drenering/ utbedring	2	3	6	Unngå strøm-mende vann inn i tunnel	Etablering av pumpebrønner/ hor. Drenshull	2	6
8	Oppsprekking og nedfall fra stuff i kombinasjon med vann	Stopp i tunneldrift. Drenering/ utbedring	3	4	12	Unngå strømmende vann inn i tunnel	Etablering av pumpebrønner/ hor. Drenshull	2	8
9	Store deforma-sjoner i heng langt bak stuff		2	2	4			2	4
10	Total kollaps av stuff	Stans i tunneldrift. Nye tiltak både fra tunnel og	1	5	5			1	5

Reference group

Excavation of a soil tunnel was considered a high risk, in particular since NPRA and Norwegian tunnel engineers have limited experience with this type of tunnelling. A reference group was therefore established already in the conceptual design phase, spring 2013. Members of the group were:

Professor Bjørn Nilsen, NTNU
M.Sc. Anders Beitnes, WSP Norge AS
Ph.D. Roger Olsson, NGI.

The reference group followed the design and in particular the start-up of construction work. They gave valuable input to design, risk assessment and stressed the importance of the possibility of taking the right decisions at the right time during construction.

CONSTRUCTION PHASE

The excavation works in the open cut at Holven started in the September 2015 and was finished in February 2016. Soil tunnel excavation started in February 2016 and was successfully finished late May 2016. The total length of the soil tunnel is 100 meters.

Ground conditions
The ground conditions were as expected. In general, the phyllite was of good quality and little affected by weathering. The contact between moraine and rock showed up to be very good, with no weathering of the rock and with no permeable layers in the moraine. The contact was therefore found to be without leakages in all sections. The moraine consists of two types, see Figure 9:

- Grey moraine: Bottom layer of consolidated and clayrich moraine.
- Brown moraine: Upper layer of sandy and less consolidated moraine. Present in the upper left side of the tunnel profile in the first 50 meter of the tunnel.

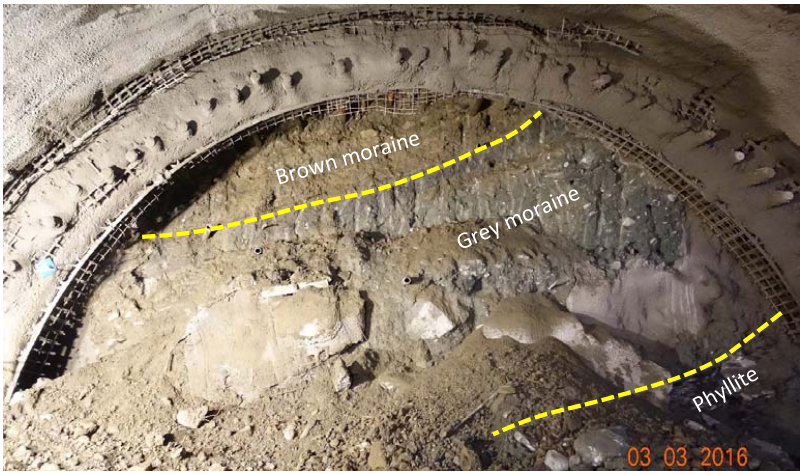


Figure 9: Face approx. 10 meter inside the tunnel.

During excavation, only minor leakages have occurred at face, typically in the brown moraine.

Excavation and equipment
For excavation, the contractor has used a regular excavator with different types of equipment (shuffle, ripper and hammer). Rig for spraying concrete and concrete car have always been present at the face during excavation in case of stability problems. A regular tunnel jumbo has been used for drilling & blasting and installation of rock/soil anchors. Only small modifications on the jumbo were necessary to make it able to drill steel pipes. The drilling equipment for pipes is shown in Figure 10.

Figure 10: Drill head for steel pipes. Only the yellow drill part is retracted

Deformation measurements

Two methods have been used to monitor deformation inside and outside the tunnel:

1. Convergence measurements:
    a. Tunnel profile. An example of deformation plot is illustrated in Figure 11.
    b. Terrain along the tunnel axis
2. Horizontal inclinometer (30 meter long) installed from the portal wall, above the tunnel along the tunnel axis. Since the inclinometer was installed before the tunnel excavation, the readings show the total deformation.

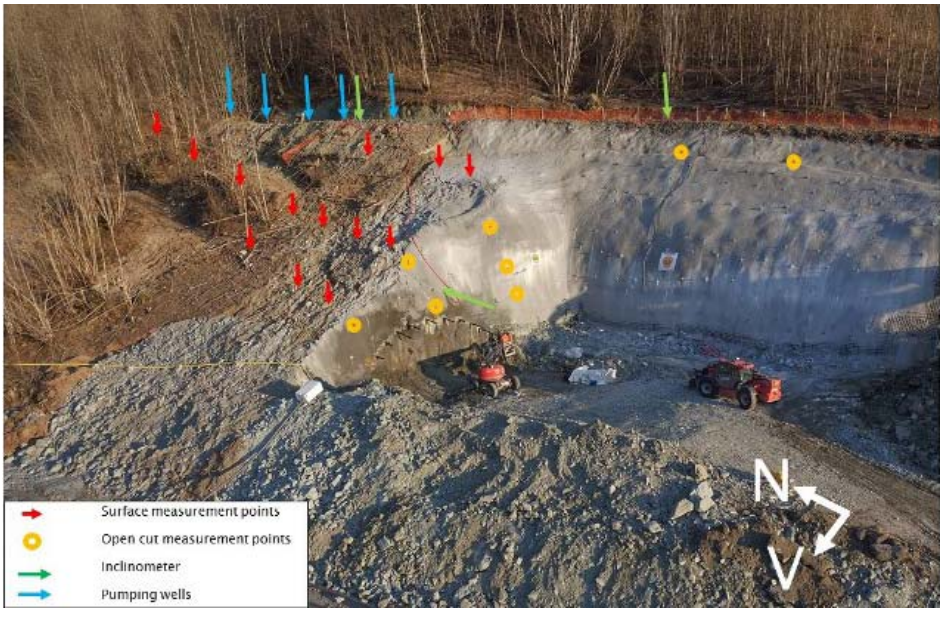


Figure 11: Location of measuring points, wells and inclinometers

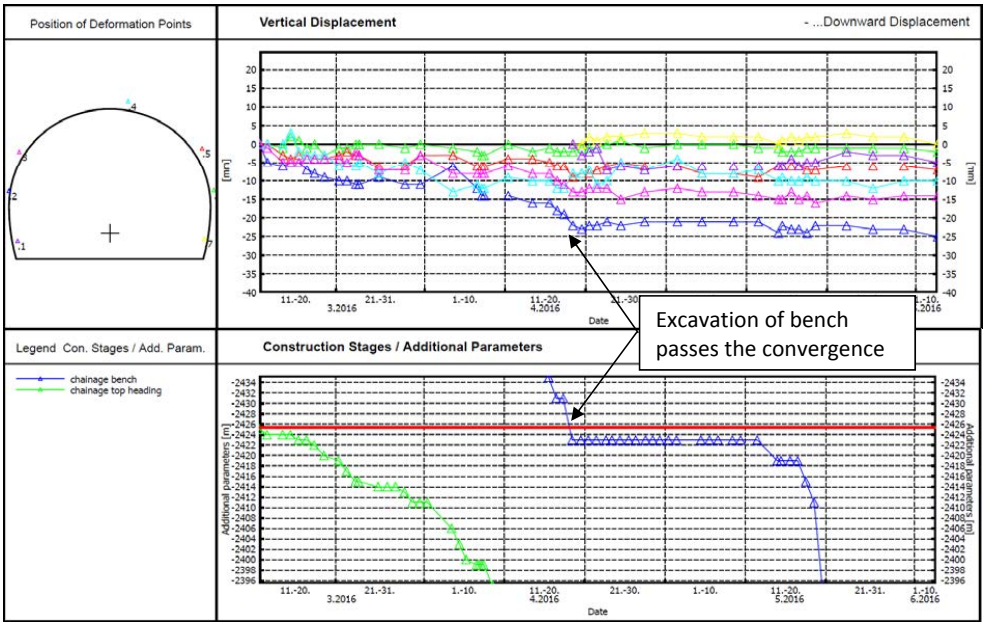


Figure 12: Example of deformation plot from convergence measurements inside the tunnel. Construction stages are plotted in the lower graph.

Plots from the horizontal inclinometer show that the deformation typically starts 5-6 meter in front of the face, and stabilizes 5-6 meter behind the face. The total deformation registered by the inclinometer in the first part of the tunnel is around 28 mm. Convergence measurements in the same section show typically 13-14 mm vertical deformation. This indicates that half of the deformations already have occurred before the convergence profiles are installed.

Plotting of the deformations and construction stages together, is important when evaluating the results. As illustrated in Figure 12, the deformation increases during excavation of the top heading and bench before stabilizing.

Daily follow up and routines

Personnel from Sweco and iC Consulenten have been responsible for the daily follow up on site during construction. An important part of this work has been a daily meeting with the contractor in the tunnel and close to the face. This made it possible to discuss and decide immediately the necessary additional mitigation measures based on the results from deformation measurements, stability at the face and general observations in the tunnel.

CHALLENGES AND SOLUTIONS

Excavation of the open cut

During excavation of the open cut, a trench and a small construction road was wrongly excavated in the terrain above the tunnel. This reduced the overburden from originally 2,5-3,0 meter to 2,0-2,5 meter in local areas. It also reduced the strength of the soil in the first part of the tunnel.

In addition to dividing the profile in several sections in this area during excavation, additional steel pipes and soil anchors was installed to support this part of the tunnel profile. The excavation went as planned without any major stability problems.

Drilling of steel pipes

The steel pipes in the umbrella are 15 meter long and consists of five pipe sections with length 3 meter. Except for the first pipe which has a sacrificial drill bit, each pipe is threaded in both ends and screwed together during drilling.

Figure 13: Drilling of the first steel umbrella from the open cut.

Figure 14: Steel pipes drilled through a boulder.

Seven umbrellas have been drilled in the moraine. The majority of pipes have reached 15 meter and several pipes have been drilled trough granite boulders. It was experienced that some of the pipes cracked in the connection point between the pipe sections during drilling in certain areas of the moraine. The reason for this is most likely a combination between the reduced steel thickness in the connection point combined with deviation and friction along the pipe during drilling.

Where 15 meter length was not achieved, or where deviation during drilling caused pipes to either move in to or out of the tunnel profile, regular self drilling spiles have been used to maintain an even profile during excavation.

Face stability

The moraine has consisted of a grey and brown layer as described above. The stability in the grey moraine can be characterized as good. Excavation of this part of the face has been more or less in one section and only supported by a thin layer of sprayed concrete and sporadic use of face bolts. The brown moraine was less cohesive and gave some water seepage. Therefore it has been necessary to divide the brown moraine into 2 to 4 sections during excavation. Face support in terms of wire mesh, sprayed concrete and face anchors have been more comprehensive in this part of the moraine. See Figures 15 and 16.

Figure 15: Grey moraine in the right side is excavated in one section. Brown moraine in upper left side is supported by sprayed concrete, wire mesh and face bolts.

Figure 16: Face 70 meter inside the tunnel. More than half of the tunnel profile consists of rock.

Another important routine was always to have a spraying rig and concrete car present at the face during excavation. Within minutes, sprayed concrete could be applied, if necessary.

Steel pipes have been drilled through several blocks with size up to 1-2 m^3. During excavation, such blocks have been removed either by chiseling or careful blasting. See Figure 14.

Water leakage

The biggest concern related to instability during excavation, was water leakage. Permeable layers and lenses in the moraine or leakage at the interface between rock and soil could potentially cause major stability problems. Of that reason, several measures to drain the moraine in front of the face were executed during the construction phase:

- Five pumping wells were installed from the terrain along the tunnel alignment. The wells were equipped with a pump, which was operative during the entire construction phase.
- Perforated drainage pipes with length 5-30 meters were installed from the open cut, face and between steel pipe umbrellas to drain the moraine in front of the face and above the tunnel.

In general, the moraine and rock mass in the tunnel have been dry. Only minor seepage in the brown moraine, drainage pipes and steel pipe in the umbrella have occurred.

Blasting

The top heading was excavated in 1-meter steps. This means that the rock also had to be blasted in 1-meter steps, preferably without getting overbreak. An overbreak into the face

could potentially cause downfalls from the overlying moraine. This proved to be challenging, but was handled with careful blasting and in many cases by chiseling.

LIMITATIONS OF THE METHOD

Excavation of the Joberget soil tunnel has been performed without facing critical problems related to stability and inflow of water. Challenges for the performance were excavation below the ground water table, uneven overburden of soil, limited knowledge of soil and rock permeability and stiffness parameters of the soil. The construction phase revealed very good stability of the moraine and only few and minor seepages into the tunnel.

However, it cannot be concluded that we have found a general method that can be used for soil tunnels in Norway. The stability of the soil in the tunnel face and above the tunnel will remain the largest challenge, and only soil that can be kept stable long enough so that proper support can be installed, can be excavated with the steel pipe umbrella concept.

Sand/gravel and also silty material with low or no cohesion will easily run into the tunnel when it is exposed. If running water (or high water table) is combined with this type of material, steel pipe umbrella alone will not function.

INNER LINING

The normal solution that is used in Central Europe for the design and construction of soil tunnels is to have an inner lining of cast concrete with membrane/filter in direct contact with the primary support. This solution was also implemented here. The membrane is a type II membrane with minimum thickness of 2 mm according to table 8.2 in N510.

The design was to have a 400 mm unreinforced cast concrete placed on a concrete foundation, see Figure 17. Due to regulation in the NPRA, a minimum amount of reinforcement had to be installed, see Figure 17. The construction is without frost protection other than the concrete itself and the draining textile between the membrane and the sprayed concrete. The concept is according to normal design in Central Europe. The Ulvin rail tunnel, opened in 2012 east of Mjøsa has the same design, but concrete thickness is 300 mm and is without reinforcement.

To gain more experience related to how the frost goes into the construction, both Ulvin and Joberget tunnel are instrumented with temperature probes.

Figure 17: Membrane and reinforcement of inner lining

CONSTRUCTION TIME AND COST

Construction time

After excavation of the open cut and support of the walls with sprayed concrete and anchors, a concrete arch was installed above the tunnel entrance and the first steel pipe umbrella was installed. Before start of excavation a canopy was constructed in the tunnel opening. This included erection of sprayed concrete arches in the full height of the tunnel and extending approx. 4 m outside of the tunnel. Due to frost and start-up problems, it took more than one month to be ready for tunnelling.

When the top heading started in mid-February 2016, it took 3 months for completion. The contractor worked 24/6 with 3 shifts of 8 hours. When excavating the first 10 meters, the cross section was divided into 4-5 sections and immediate support was installed after each excavation. Rate of excavation was approx. 0.5 m/day.

On the next 40 m larger parts of the face were excavated before support and rate increased to 1 m/day. Between chainage 50 and 100 m the stability of the soil allowed an increase of distance between lattice girders to 1.5 m. Excavation rate increased to 2 m/day.

Benching of the whole length of 100 m took approx. 2 weeks.

In total, the excavation of the top heading and bench took 3 months and 1 week. This equals an average construction time of 1 meter/day. This was according to the estimate made during planning of the work.

Construction cost

The construction cost was estimated at NOK 314.000.-/m excluding inner lining and technical installations. The actual cost for the excavation and primary support of the soil tunnel was NOK 300.000,-, which is less than the estimate.

The cost of the inner lining, cast in place concrete of 400 mm incl. membrane and reinforcement will be approximately NOK 100.000.-/m. For the complete tunnel with technical installations, the cost for the tunnel in soil is approx.
NOK 425.000.-/m excl. of VAT.

The total amount of sprayed concrete used both at the face and for filling of the conical shape of the tunnel was about 34% above the calculated volume. Filling up of the conical shape of the tunnel due to the drilling of pipes was approximately 8 m^3/m. There could be large savings if the angle of the cone could be reduced and at the same time accuracy of drilling improved. Incentives could be implemented in the contract so that the contractor could have a benefit of reduced amount of sprayed concrete.

Due to good quality of the moraine during the whole drive, less bolts were used and the number of pipe for drainage was also reduced.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

CAMPUS ÅS

SPRENGNING I FAST MORENE FOR RAMMING AV SPUNT

Campus Aas

Blasting in solid moraine before sheet piling

Nils Ramstad, seniorrådgiver Multiconsult ASA

SAMMENDRAG

I forbindelse med utbyggingen av Campus Ås var det nødvendig å ramme spunt gjennom tykke morenelag. Det viste seg at morena var så fast at det ikke var mulig å få spunten igjennom. Det ble derfor besluttet å plassere sprengladninger i borehull i morena for å løsgjøre den. Dette var meget vellykket og spunten kunne etterpå rammes ned uten problemer.

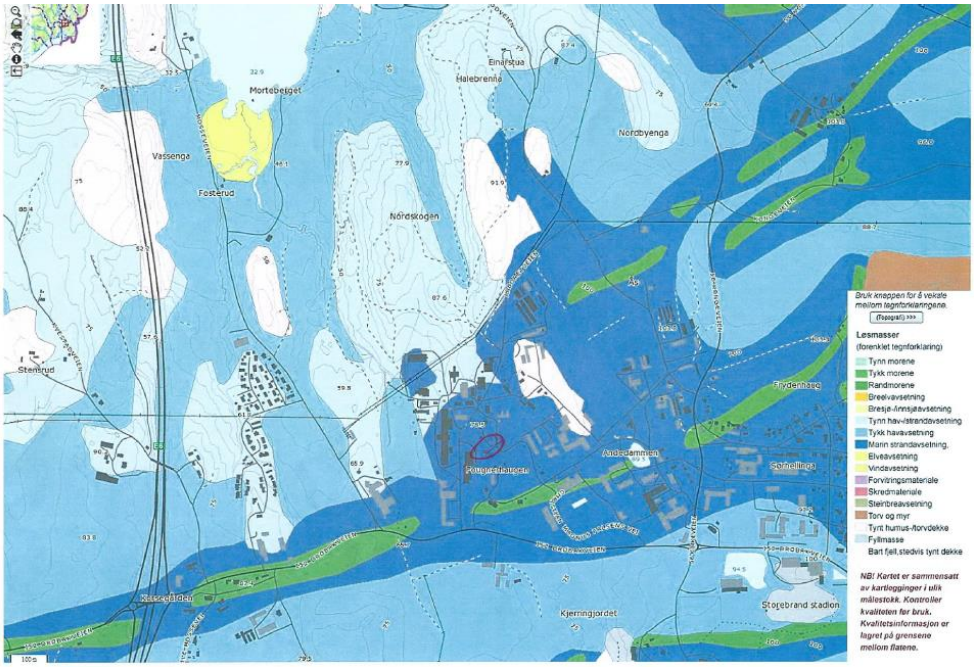
SUMMARY

Civil works at Campus Ås included sheet piling through solid moraine. The moraine was so solid that it was impossible to pile through it. Then it was decided to drill holes into the moraine and blast. This was very successful and the sheet piling could be completed without any problem.

INNLEDNING

Campus Ås er lokalisert på Ås utenfor Oslo ved siden av det som tidligere het Norges landbrukshøgskole. Her pågår det en meget omfattende utbygging under ledelse av Statsbygg. Multiconsult ASA bidrar i denne utbyggingen med blant annet prosjektering og byggeplassoppfølging av grunnarbeider. Grunnforholdene i området er meget varierte med både fast og bløt leire inkludert kvikkleire. I tillegg er det sidemorene og bunnmorene av varierende mektighet. Dybdene til fast berg varierer, men i det området som omfattes av dette foredraget, var det 18 m på det meste hvorav fast morene utgjorde det meste.

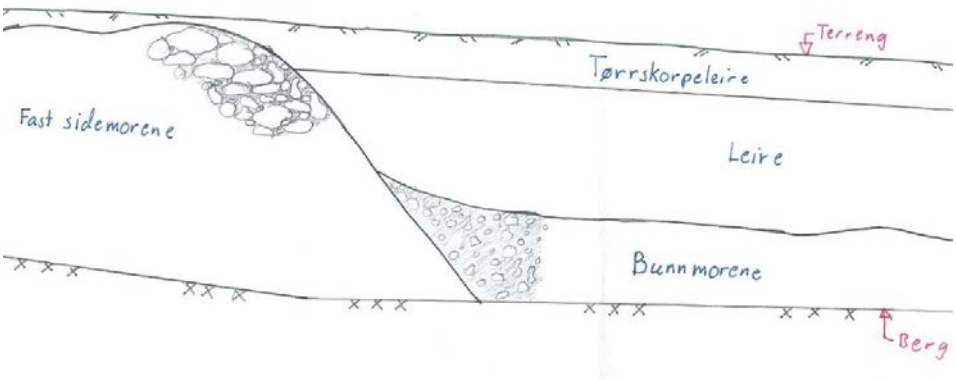
Råde Graveservice AS hadde kontrakt på grunnarbeidene i det området som het K207 med bistand fra Kynningsrud AS på spunting og fundamentering samt Petter Olsen AS på bergsprengning.



Figur 1 løsmassekart over området

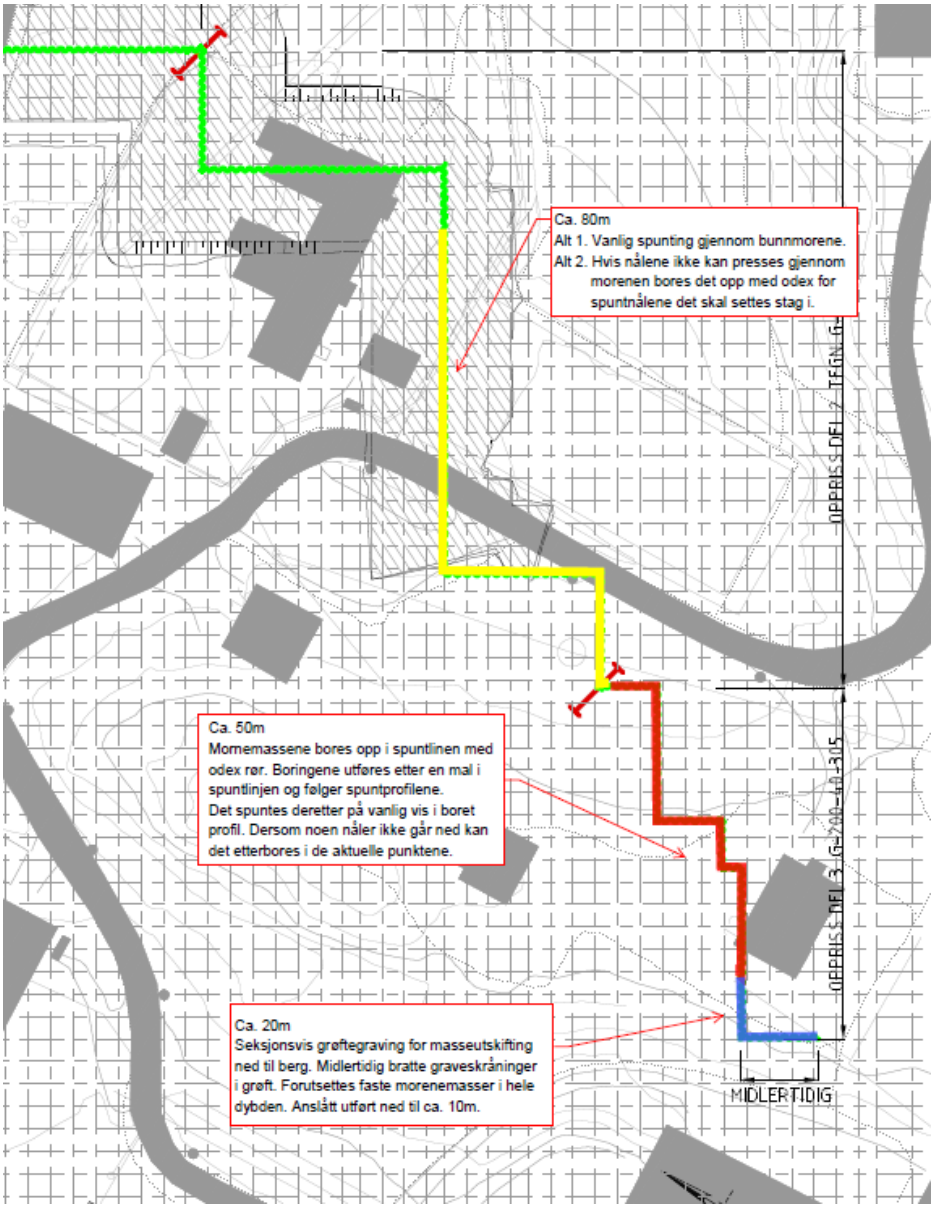
SPUNTARBEIDENE

Spuntarbeidene pågikk sommeren og høsten 2015. Det ble benyttet AZ 36-700 spunt som skulle rammes til fast berg med vibrolodd. Det viste seg etter hvert at det ikke var mulig å få spunten gjennom den faste morena med vibrolodd. Forsøk med ramming med fallodd resulterte i at spunten ble slått i stykker. Frigraving av morena inne i byggegropa viste at den var knallhard og inneholdt steinblokker på mer enn 1 m i diameter.



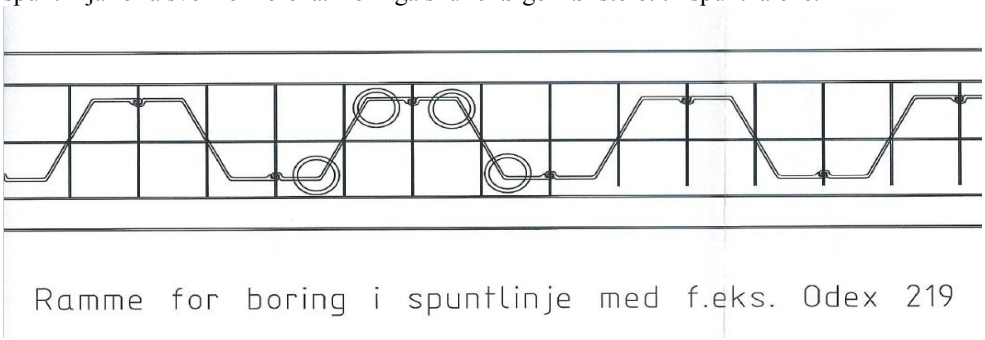
Figur 2 Typisk snitt av grunnforholdene

For å kartlegge problemområdet detaljert, ble gjennomført en detaljert grunnundersøkelse for å finne tykkelsen på morenelaget. Boringene viste at utstrekningen på området hvor det ville være vanskelig å få ned spunten, var 80 - 100 m. Massene her besto av leire over bunnmorene og sidemorene.



Figur 3 Detaljkartlegging av grunnforholdene med forslag til løsninger

For å komme videre med spuntarbeidet, ble det bestemt at det skulle forbores med ODEX i spuntlinja for å svekke morena. Boringa skulle følge mønsteret til spuntnålene.



Figur 4 Plan for ODEXboring

Denne planen ble iverksatt, men det ble fort klart at framdriften var alt for dårlig i forhold til øvrige arbeider. Det ble derfor bestemt at det skulle leies inn en grovhullsrigg fra Tyskland. Den kunne bore hull med diameter på 600 mm. Det var lang leveringstid på denne boreriggen og alternativ løsninger ble vurdert.

SPRENGNING AV MORENA

I denne idedugnaden kom forslaget om sprengning opp. Undertegnede ble kontaktet og bedt om å vurdere alternativet. Konklusjonen var at dette kunne fungere og det ble innkalt til et hastemøte på byggeplassen. Der ble det konkludert med at det var verdt å gjennomføre en testsprengning og følgende opplegg ble bestemt:

Det vises til særmøte på byggeplass i dag i forbindelse med utfordringer med spuntramming gjennom morenelag i byggegropa. Det ble i dette møtet besluttet at det parallelt med planlagt grovhullsboring med Ø600 mm i spuntlinja gjøres et forsøk med sprengning i morena for å se om det er mulig å løsgjøre den så mye at spunten kan rammes igjennom. Testsprengninga utføres fra profil 20 mot 21 i en lengde på ca. 10 m. Her er mektigheten av morena minst samtidig som det er lite løsmasser (bløte masser) over. Det er heller ikke registrert løsmasser under.

Følgende prosedyre ble avtalt for sprengninga.

1. Det bores vertikale hull med Ø 76 mm sentrisk i spuntlinja med c/c 1,2 m. Hullene bores 1 m ned i fast berg, men gruses opp igjen til bergoverflaten slik at det ikke blir sprengstoff i berget. Det er ønskelig å bevare berget intakt for å sikre best mulig effekt av dyblene. Borer må loggføre nivå for start boring i morene der morena er dekt av løsmasser, overgang morene fast berg og lengde boret i berg.
2. Borhullene fores med stålrør i hele lengden for å sikre uproblematisk lading
3. Det er risiko for at rørene blåses opp ved sprenging. De må derfor forankres tilstrekkelig med kjetting eller tilsvarende. Det må også lages en forsenkning på toppen av røret for å få tennerledningene ut av røret uten at de kommer i klem.
4. Hullene lades med dynamitt Ø50 mm patroner. Det lades med kontinuerlig ladestreng fra bunnen til 3 m fra topp morene.
5. Det benyttes nonel tennere til avfyring av ladningene. Det benyttes både topp- og bunntenner som går av på samme intervall. Det detoneres ett hull pr. intervall.
6. Hullene fordemmes med pukk fraksjon 8-12 e.l.
7. Salva dekkes med tunge gummimatter på samme måte som ved ordinær bergsprengning.

NILS H. RAMSTAD
Seksjonsleder

(+47) 90 58 54 43 | nils.ramstad@multiconsult.no
www.multiconsult.no

Figur 5 Oppsummering fra særmøte om sprengning

Av praktiske årsaker ble diameteren på foringsrørene økt til 114 mm. Det ble diskutert om hullene skulle fylles med vann for å oppnå bedre sprengeffekt, men det ble valgt å sprenge med tørre hull. For å forenkle ladearbeidet, ble sprengstoffet plassert i 3 m lange plastrør. Plastrøret ble plugget i begge ender og firt ned i stålrøret. Det ble ladet til 3 m fra terrengoverflaten. Den uladede delen ble fordemt med pukk i fraksjon 8 – 12 mm. Det ble bestemt at det kunne sprenges inntil 6 m ladning pr intervall. Det ble benyttet Eurodyn 50x540 mm patroner med en egenvekt på 1544 gram. Det ga en maksimal ladning på ca. 17 kg. pr. intervall. For å minimere faren for gjenstående sprengstoff, ble alle rørene ladet med en tenner på samme intervall i hver ende. Det ble benyttet nonel-tennere og bunn- og topptenneren ble koblet til hver sin tennkrets. Det ble skjært hull i foringsrørene for å ta ut tennerledningene for å unngå at de ble liggende i klem mellom toppen av foringsrøret og dekningsmattene. Det var frykt for at detonasjonstrykket fra sprengninga kunne blåse den øverste delen av foringsrøret ut av borehullet og gjennom dekningsmattene. På den første salva ble derfor alle foringsrørene lenket sammen med kjetting. Det viste seg at dette ikke var noe problem. I de hullene hvor det var behov for mer enn 6 m ladestreng, ble de nederste ladningene sprengt på et lavere intervall enn den øverste. Ladningene med forskjellig intervall ble delt med en sandpropp på 1 m lengde.

Ingen av oss som deltok i planlegginga av sprengninga hadde vært med på denne typen sprengning tidligere. Det ble derfor gjennomført en risikoanalyse med spesiell fokus på vibrasjoner både i forhold til nærliggende bygninger, ledningsanlegg i grunnen og ikke minst et nærliggende kvikkleireområde. Det ble satt ut vibrasjonsmålere for å ha full kontroll med situasjonen. Risikoanalysen er gjengitt nedenfor.

Gjennomført risikoanalyse

Risikoanalyse sprengning morenemasser

Risikoanalyse utarbeidet ihht *Norsk Standard NS 5815 Risikovurdering av anleggsarbeid*

Deltakere:

Knut Magnus Hvitsten, Råde Graveservice AS

Petter Olsen, Petter A Olsen AS

Nils Ramstad, Multiconsult

Tor Høglund, Statsbygg

Ingjerd Owren, Statsbygg

Bjørn Ivar Johnsen, Statsbygg (ref)

Dato: 08.10.2015 (revidert 14.10.15)

Bakgrunn

Vurdering av risikoforhold ifb med sprengning av morenemasser. BH har sammen med rådgiver utarbeidet en prosedyre for gjennomføring. Prosedyren er lagt til grunn for risikoanalysen;

Det vises til særmøte på byggeplass i dag i forbindelse med utfordringer med spuntramming gjennom morenelag i byggegropa. Det ble i dette møtet besluttet at det parallelt med planlagt grovhullsboring med Ø600 mm i spuntlinja gjøres et forsøk med sprengning i morena for å se om det er mulig å løsgjøre den så mye at spunten kan rammes igjennom. Testsprengninga utføres fra profil 20 mot 21 i

en lengde på ca. 10 m. Her er mektigheten av morena minst samtidig som det er lite løsmasser (bløte masser) over. Det er heller ikke registrert løsmasser under.

Følgende oppdatert prosedyre ble avtalt for sprengninga (revidert etter denne risikoanalyse);

1. *Det bores vertikale hull med Ø 114 mm sentrisk i spuntlinja med c/c 1,2 m ned til fast berg. Det er ønskelig å bevare berget intakt for å sikre best mulig effekt av dyblene. Borer må loggføre nivå for start boring i morene der morena er dekt av løsmasser, samt overgang morene fast berg.*
2. *Borhullene fores med stålrør i hele lengden for å sikre uproblematisk lading*
3. *Det er en viss risiko for at rørene blåses opp ved sprenging. De må derfor forankres tilstrekkelig med kjetting eller tilsvarende. Det må også lages en forsenkning på toppen av røret for å få tennerledningene ut av røret uten at de kommer i klem.*
4. *Hullene lades med dynamitt Ø50 mm patroner. Det lades med kontinuerlig ladestreng fra bunnen til topp morene. Ladningene deles opp med inntil 3 meters plastrør som føres ned i stålrør med tau. Ladningene i hvert rør tennes med bunn og topptenner Det benyttes ikke-elektriske tennere (dvs nonell) til avfyring av ladningene. Det benyttes både topp- og bunntenner som går av på samme intervall. Det detoneres maks 6 meter ladestreng pr. intervall.*
5. *Hullene fylles med vann. Utsiging av vann kontrolleres før hullene fordemmes med pukk fraksjon 8-12 e.l. Det benyttes sperrefjær før fordemming. Fordemming skal være minimum 3 meter.*
6. *Salva dekkes med dobbelt sett tunge gummimatter på samme måte som ved ordinær bergsprengning.*
7. *Dersom ladestreng pr hull overstiger 6 meter, skal det lades i 2 dekk med sperrefjær og minimum 1 meter grus i mellom ladningene. Det øvre dekket tennes i så fall først.*

Det forutsettes at sprengningsarbeidene utføres ihht entreprenørens egne rutiner (posterinsplan etc).

Følgende risikomomenter ble vurdert:

- Rystelser i grunnen som kan medføre at kravene til rystelser på de ulike bygg, konstruksjoner etc. overskrides.

- Grunnbrudd (kvikkleire), utrasninger etc.

- Sprut av rør og masser.

- Sprut av morenemasser.

- Gjenstående sprengstoff ved ufullstendig detonasjon.

Hovedkonklusjon

Ved å følge prosedyre og iverksette alle tiltak vurderes risikoen som lav. Det er besluttet at man skal sprenge morenemasser.

Risikovurdering

Aktivitet	Uønsket hendelse	Kommentar	Konsekvens	Sannsynlighet	Risiko
Sprengning	Rystelser i grunnen som kan medføre at kravene til rystelser på de ulike bygg, konstruksjoner etc. overskrides	Ref. prosedyre. Man har pr nå mye erfaring med rystelser på tomta. Høyeste registrerte verdi er rundt 7mm/s. I denne sammenheng skal det benyttes vesentlig lavere mengde sprengstoff. Konklusjon: Risiko er lav	K2	S1	Lav
	Grunnbrudd (kvikkleire), utrasninger etc.	Ref. prosedyre. Vurdering av risiko for rystelser er lav. Det er lagt til grunn lang avstand til kvikkleire (200-250 meter). Konklusjon: Risiko er lav	K3	S1	Lav
	Sprut av rør og masser	Ref. prosedyre. Særlig omtalt i pkt 3 og 6 i prosedyre. Det presiseres at det vil være overdekning på ca 3 meter. Lavere mengde sprengstoff reduserer risikoen Konklusjon: Risiko er lav	K1	S1	Lav
	Sprut av morenemasser	Ref. prosedyre. Særlig omtalt i pkt 3 og 6i prosedyre. Det presiseres at det vil være overdekning på ca 3 meter.	K1	S1	Lav

		Lavere mengde sprengstoff reduserer risikoen Konklusjon: Risiko er lav			
Spuntarbeider etter sprengning	Gjenstående sprengstoff ved ufullstendig detonasjon.	Ref. prosedyre. Særlig omtalt i pkt 2 og 4. De brukes nonell-tennere Det er besluttet at man benytter parallelle tennsystem (ikke serie) for økt visshet for at alle tennsatser går av. Man trekker opp rør etter sprengning. Dette vil gi indikasjon på om alle salver har gått av. Ved mistanke om udetonert sprengstoff skal det pånytt gjøres risikoanalyse før man starter spuntarbeider. Overdekning på 3 meter og lav mengde sprengstoff er risikoreduserende ift personskade. Når spunt skal slås ned skal arbeidere trekke seg unna etter at man har rigget nålen og denne er på vei ned. Konklusjon: Risiko er lav	K2	S1	Lav

Tabell konsekvens

	Mennesker	**Materiell**
K1. Svært liten konsekvens	Ingen personskade	Ubetydelige skader på materiell (< 50 000 kroner)
K2. Liten konsekvens	Småskader, ikke varig	Mindre skader på materiell (50 000 – 500 000 kroner)
K3. Middels konsekvens	Alvorlig personskade	Betydelig skade på materiell (500 000 – 2 mill. kroner)
K4. Stor konsekvens	Dødelig skade, en person	Alvorlig skade på materiell (2 – 20 mill. kroner)
K5. Svært stor konsekvens	Dødelig skade, flere personer	Store materielle ødeleggelser (> 20 mill.kroner)

Tabell sannsynlighet

Sannsynlighet	**Beskrivelse**
S1. Lite sannsynlig	Sjeldnere enn 1 gang hvert 10 år
S2. Mindre sannsynlig	1 gang hvert 5-10 år
S3. Sannsynlig	1 gang hvert 1-5 år
S4. Meget sannsynlig	1-10 ganger i året
S5. Svært sannsynlig	Mer enn 10 ganger i året

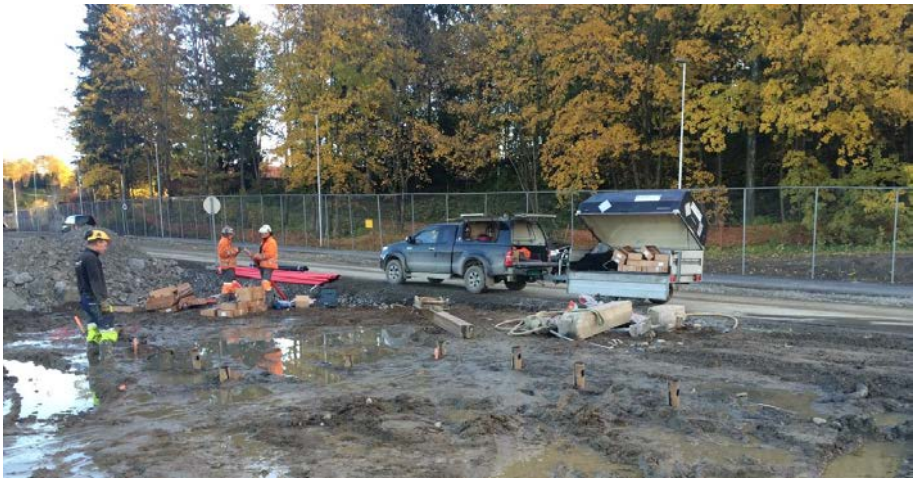
Tabell Risiko

Konsekvens Sannsynlighet	K1. Svært liten	K2. Liten	K3. Middels	K4. Stor	K5. Svært stor
S5. Svært sannsynlig	Lav	Middels	Høy	Høy	Høy
S4. Meget sannsynlig	Lav	Middels	Høy	Høy	Høy
S3. Sannsynlig	Lav	Lav	Middels	Høy	Høy
S2. Mindre sannsynlig	Lav	Lav	Middels	Middels	Høy
S1. Lite sannsynlig	Lav	Lav	Lav	Middels	Middels

Videre sprengning

Den første salva ble meget vellykket og det ble besluttet å fortsette på samme måten. De neste salvene ble suksessivt økt i størrelse og i den siste salva ble det sprengt ca. 45 m Denne salva ble sprengt inn mot en veg hvor det lå vann- og avløpsledninger. Det ble etablert beredskap for å stenge av vannet dersom ledningen ble skadet, men det gikk bra.

Figur 6 Delen av anleggsområdet hvor det ble sprengt i morene



Figur 7 Foringsrørene ferdig installert

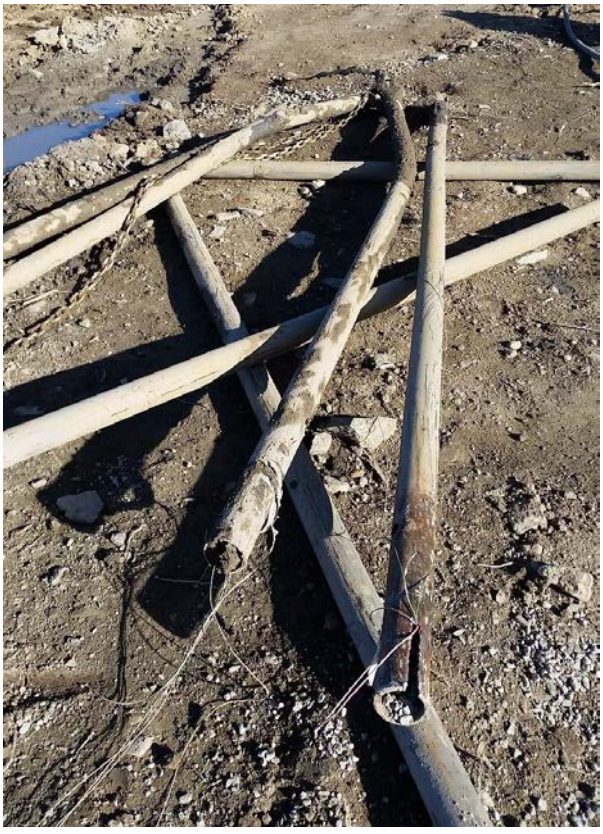
Figur 8 Klart for lading. Bak ses de røde rørene som det ble ladet i.

Figur 9 Eurodyn 50 x 540 mm

Figur 10 Lading i foringsrørene

Figur 11 Forankring med kjetting og tennerledninger ut gjennom slisse i rørene

Figur 12 Klart til sprengning



Figur 13 Foringsrør trukket opp etter sprengning

KONKLUSJON

Sprengning i morene er meget raskt og effektivt for å løsgjøre den.

Den innleide grovhullsriggen fra Tyskland kom aldri i produksjon på dette anlegget.

Det skjedde ikke noe med kvikkleira.

BIDRAGSYTERE

Takk til Råde Graveservice og kolleger i Multiconsult som har bidratt med tegninger, bilder og film

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

METODIKK FOR KRAVSETTING TIL MAKSIMAL INNLEKKASJE AV GRUNNVANN I SAMFERDSELSPROSJEKTER

Methodology for setting maximum groundwater leakage requirements in transport projects.

Eivind Halvorsen (hydrogeolog), Lars Været (senior hydrogeolog) og Knut Nordahl (senior GIS-konsulent), Norconsult

SAMMENDRAG

Metoden bruker GIS-verktøy som grunnlag for kravsetting til maksimal innlekkasje til tunnel og byggegroper i samferdselsprosjekter. Målet med metodikken er å identifisere risikoområder. Dette er områder hvor det er sannsynlig med en reduksjon i poretrykk/grunnvannsspeil ved lekkasje til tunnel og byggegroper, og hvor reduksjonen kan gi negative konsekvenser. Lokasjonen til risikoområdene gir grunnlag for tettekrav til tunnel og krav til maksimal reduksjon i poretrykk, og blir også grunnlaget for planlegging av overvåkning av grunnvannsspeil og poretrykk.
GIS er et godt verktøy for å visualisere og analysere geodata, og gir stor nytteverdi hvis geodataene er av god kvalitet. En godt utviklet metodikk vil sikre at ikke viktige parametere overses. En metodikk der inngangsparameterne er vektlagt på forhånd er ikke hensiktsmessig da ulike parametere vil måtte få ulik vekt fra prosjekt til prosjekt.

SUMMARY

The methodology uses GIS tools for setting maximum groundwater leakage requirements in transport projects. The goal of the methodology is to find risk areas. Risk areas are areas where leakage into tunnels and building pits are likely to reduce pore pressure/groundwater tables, and where the reduction may have negative consequences. Risk areas are the basis for requirement setting, and also the basis for planning monitoring of the groundwater table and pore pressure.
GIS tools are very good at visualizing and analyzing geodata and are very useful if the geodata are of good quality. A good methodology will ensure that important parameters are not ignored. A methodology where the weighing of the input parameters are the same for every project is not a good solution. The importance/weight of different parameters will vary from project to project.

INNLEDNING

GIS-verktøy brukes til å

- Identifisere sannsynlighet for grunnvannsenkning langs traseen (influensområdet).
- Identifisere risikoområder innenfor influensområdet hvor grunnvannsenkning vil ha en konsekvens (setningsskader, naturtyper og arter som er avhengig av grunnvannsnivå, grunnvannsressurser).
- Lage kart basert på risikoområder med tettekrav og plassering av poretrykksmålere og fjellbrønner i overvåkning.

Det er et mål at prosessene skal være så like som mulig fra prosjekt til prosjekt.

FORHOLD SOM PÅVIRKER SANNSYNLIGHET FOR PORETRYKKSREDUKSJON/INFLUENSOMRÅDET

- Avstand til tunnel og byggegrop.
- Avstand til sprekker og svakhetssoner.
- Størrelse på sprekker og svakhetssoner.
- Spenningsforhold i fjellet.
- Vannbalanse - er det mye vann i et område er det mindre sårbart.
- Løsmassenes permeabilitet.
- Fjellets vanngiverevne.
- Opprinnelig grunnvannstand og poretrykksforhold.

REDUKSJON AV PORETRYKK/GRUNNVANNSSPEIL I URBANE OMRÅDER – KONSEKVENSER

Eksempler:

- Setninger på bygg og infrastruktur i områder med fine løsmasser som leire.
- Kulturlag som oksideres vekk - setninger.
- Vannføring i elver, og vannstanden i dammer/tjern kan reduseres.
- Flora og fauna - rødlistede arter kan påvirkes negativt.
- Endring av vannkjemi i grunnvann og overflatevann.
- Redusert verdi av grunnvannsressurser som brønner til drikkevann og energibrønner.

KOMBINASJON AV SANNSYNLIGHET FOR GRUNNVANNSENKNING OG SÅRBARHET/KONSEKVENS – IDENTIFISERER RISIKOOMRÅDER SOM GIR GRUNNLAG FOR BESLUTNINGER

Lokasjonene til risikoområder og grad av risiko i området bør styre kravet til maksimal poretrykksreduksjon og maksimal innlekkasje til fjelltunnel, og plassering av poretrykksmålere og fjellbrønner i overvåkning.

Eksempler med høy risiko:

- Fredet bygning fundamentert på treflåter, delvis på fjell som ligger i en leirdyprenne med syenittgang under, 50 meter fra traseen.

- Tjern med lite nedbørsfelt med sprekker og svakhetssoner rett over traseen.

CASE FORNEBUBANEN PARSELL 2

Utfordringer

- Leire – dyprenner.
- Bebyggelse fundamentert på setningsømfintlig grunn.
- Syenittganger/gangbergarter og andre svakhetssoner.
- Kryssende elver og bekker. Dammer i nærheten av traseen.

Bruk av geodata

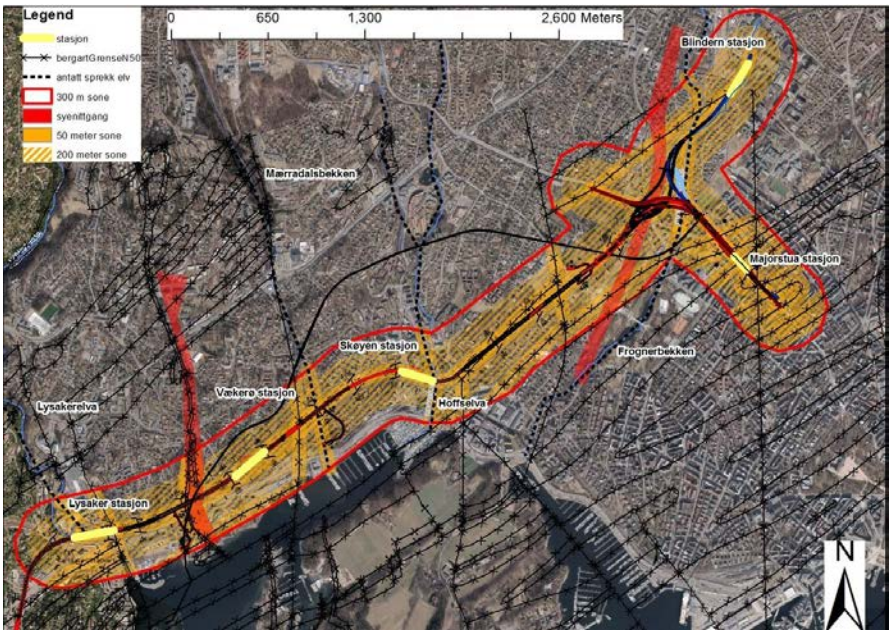
- Geotekniske sonderinger. Kilder: Oslo kommune og undersøkelser gjort i prosjektet.
- Grunnvann- og brønndata. Kilder NGU GRANADA og Oslo kommune.
- Sprekker og svakhetssoner, bergarter. Kilder: NGU og undersøkelser gjort i prosjektet.
- Løsmassekart. Kilder: NGU og undersøkelser gjort i prosjektet.
- Bygninger av høy verdi som kan være utsatt for setninger. Kilde: Askeladden - riksantikvarens wms-tjeneste med fredede og minneverdige bygninger og undersøkelser gjort i prosjektet.
- Fuktavhengige naturtyper og rødlistede arter. Kilde: Miljødirektoratet.

GIS-analyser

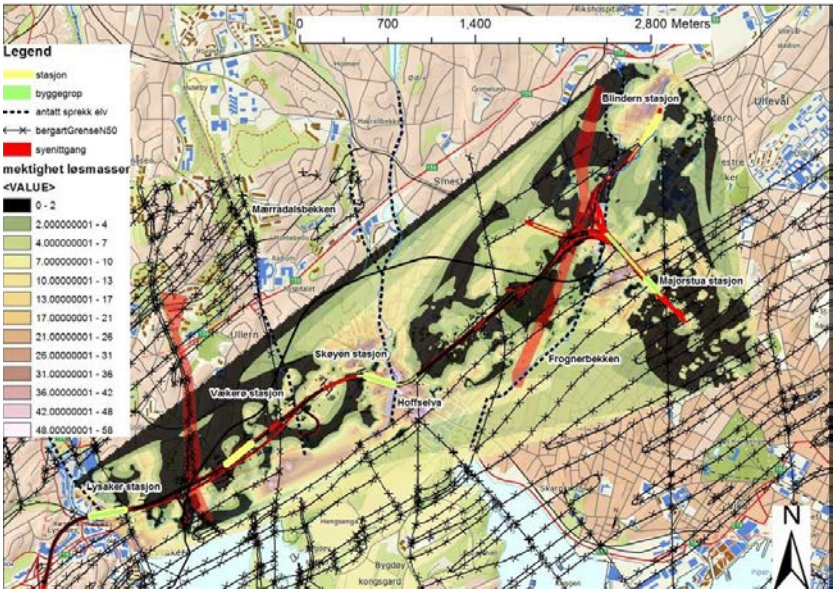
GIS ble brukt til å

- Lage buffersoner basert på avstand rundt traseen og sprekker/svakhetssoner (Figur 1). Erfaringsmessig vet man at senkning av grunnvannsnivå, som følge av innlekkasje til tunnel, er avtakende med økende avstand til tunnel, og at det sjelden observeres grunnvannsenkning mer enn 200-300 m fra tunnelanlegg (Karlsrud m.fl. 2003).
- Interpolere løsmassemektighet (Figur 2). Stor mektighet på leiremasser gir større potensial for setninger.
- Interpolere nåværende grunnvannstand fra brønndata.
- Interpolere fjelloverflaten fra sonderinger.
- Lage delnedbørsfelt over traseen basert på terrengmodell.
- Interpolere vanngiverevnen til fjellet basert på brønndata.

Hvor er sårbare objekter i forhold til områder med ulik grad av sannsynlighet for senkning av poretrykk? Dette er komplekst og vanskelig å automatisere. I arbeidet med Fornebubanen var dette en manuell jobb der flere kartlag ble vurdert sammen. Plassering av setningssensitive bygg og infrastruktur i forhold til traseen, leiredyprenner, sprekker og svakhetssoner ble styrende for tettekrav.



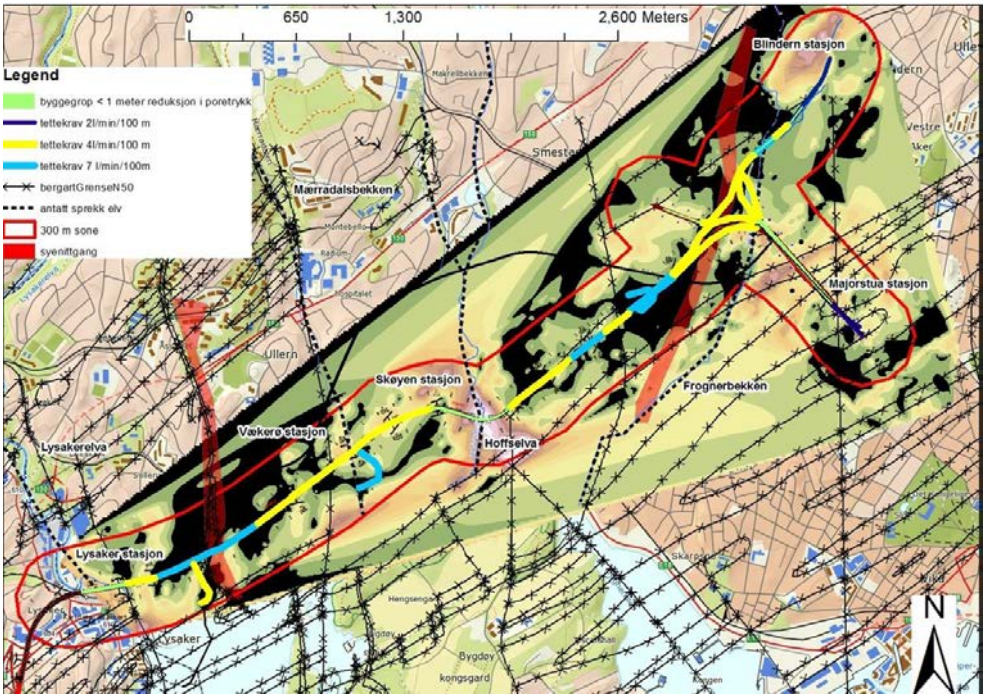
Figur 1: Buffersoner med ulik avstand til trase og svakhetssoner. 300 meters influenssone er hentet fra SVV publikasjon nr. 103 (Karlsrud m.fl. 2003).



Figur 2: Løsmassemektighet og sprekker/svakhetssoner langs traseen. Datakilder: Oslo kommune og NGU.

Tettekrav Fornebubanen parsell 2

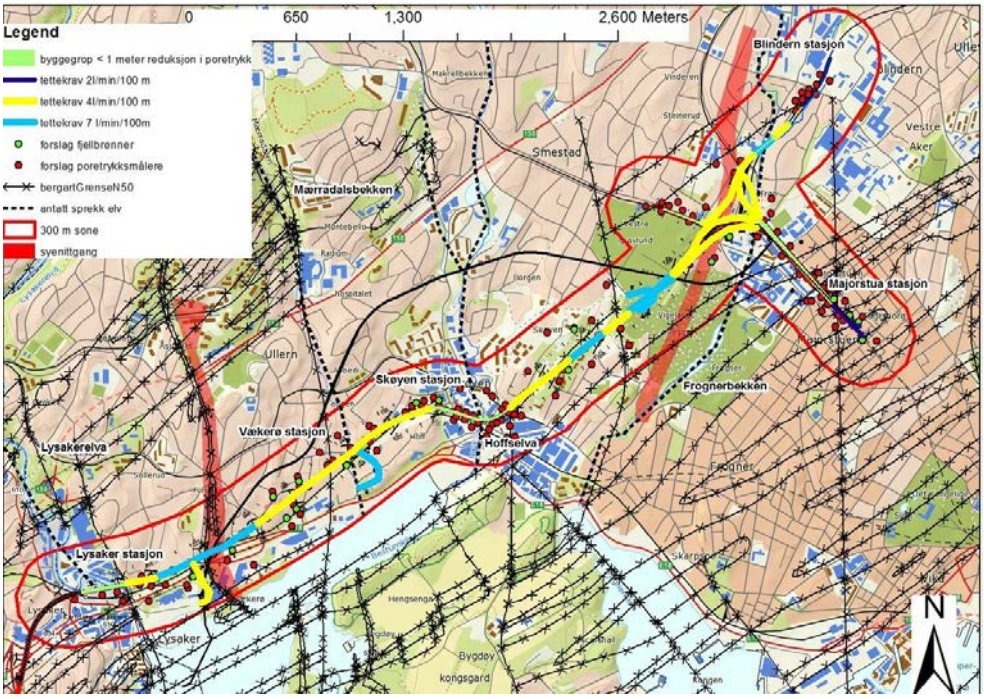
Kart med tettekrav ble utarbeidet basert på sannsynlighet for og konsekvens av poretrykksreduksjon (Figur 3).
Tettekrav varierer fra 2 l/min/100m ved Majorstua til 7 l/min/100 m i områder med mindre setningsrisiko. 4 l/min/100 m er brukt for store deler av traseen. Poretrykksreduksjonene som følger av lekkasjer skal overvåkes. For tettekravene 7l/min/100 m og 4 l/min/100m er det satt krav til maksimal poretrykksreduksjon på henholdsvis 1,0 og 0,5 m. Områder omkring byggegroper i setningsutsatte områder har krav til maksimal poretrykksreduksjon i anleggsfasen på < 1 m.



Figur 3: Forslag til krav til maksimal innlekkasje/poretrykksreduksjon for parsell 2.

Overvåkning Fornebubanen parsell 2

- I tillegg til traseens plassering er sensitive bygg/infrastruktur og sårbare biotoper styrende for plasseringen av poretrykksmålere i overvåkningen (Figur 4).
- Det skal være aktiv bruk av poretrykksmålere og fjellbrønner under tettearbeidene.
- Poretrykksmålere bør plasseres i flere nivåer - viktig å plassere målere ned mot fjell i eventuelle drenerende lag for å oppdage lekkasje tidlig.



Figur 4: Forslag til overvåkning med poretrykksmålere og fjellbrønner for parsell 2

KONKLUSJON

- GIS er svært egnet verktøy for alle deler av prosessen fra innsamling og systematisering av grunnlag, til vurdering og visualisering av tettekrav.
- GIS analyser av geodata er svært nyttig hvis kvaliteten på geodataene er god.
- Vektlegging av parametere må vurderes fra prosjekt til prosjekt.
    - Faglig skjønn er viktig.
- Et FoU prosjekt i Norconsult har sett på å lage et verktøy i ArcGIS hvor sannsynlighet for grunnvannsenkning basert på vekting av ulike parametere ble implementert. Konklusjonen fra prosjektet var at automatisering i GIS som et verktøy er mulig også for ulike sårbarhetselementer. Vektleggingen av ulike parametere bør kunne angis som input til verktøyet. Utviklingen av metodikken er et pågående arbeid.

REFERANSER

Karlsrud, K., Erikstad, L. og Snilsberg, P.: Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø. Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Publikasjon nr. 103. Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen, Oslo 2003. 95 s.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

TERMINAL FOR JERNBANEGODS I BERG, ET KONSEPT UTVIKLET AV HORDNESSKOGENS VENNER.

Terminal for rail transport inside rock
A concept developed by Hordnesskogens venner

Joar Hovda, M.Sc. Hordnesskogens Venner
Frode S. Arnesen, Sivilingeniør, Multiconsult ASA

SAMMENDRAG

Jernbaneverket utarbeidet en Konseptvalgutredning (KVU) for logistikknutepunkt i Bergensregionen i 2015. Den anbefalte plasseringen av anlegget i Hordnesskogen har et arealbehov på mer enn 354 000 m^2 i et skogkledt naturområde som brukes av folk fra hele Bergensregionen hver dag. Forslaget innebærer store naturinngrep og ødelegger et flott rekreasjonsområde i tillegg at forslaget har store konsekvenser for folkehelse, landbruk, landskap, kulturmiljø, naturmangfold og friluftsliv.

I utredningen utarbeidet av Jernbaneverket (JBV) er muligheten for godsterminal i fjell svært mangelfullt vurdert. Hordnesskogens Venner (HV) har derfor utarbeidet et konsept for en slik løsning.

Det er tatt utgangspunkt i de samme funksjoner og kapasiteter som jernbaneverket, men i stedet for et flatt sammenhengende område har man fått et system med syv 30 m brede lastegater/samlastingshaller for 750 m lange tog knyttet sammen med et system av tuneller og andre lagerhaller samt nødvendig uteareal for sosiale rom og trafikkareal. En godsterminal i berg gir også muligheter for etablering av kompakte høye lagerbygg som gir mulighet for utvikling av automatiserte og fremtidsrettede lager og distribusjonsløsninger.

Multiconsult har utført en bergteknisk vurdering av en fjellhall med høyde 18 m og bredde 30 m. Plassering er foreløpig satt til bergmassivene i Arnanipa, Ulriken eller Fløyfjellet.

Det er utført en beregning av ventet pris på sprengning, sikring og innkledning av en 30 m bred fjellhall med sikringsmengder der Q-systemet er benyttet.

Hordnesskogens Venner har skissert løsninger med trinnvis utbygging av fjellhaller og satt opp et samlet kostnadsoverslag på 7,7 mrd. kroner for et fjellanlegg med samme kapasitet som jernbaneverkets anlegg i Hordnesskogen, som med tilkomst er beregnet til 9,5 mrd. kroner.

Det konkluderes med at det er både miljømessige og økonomiske grunner til å inkludere plassering av anlegg i berg i en fornyet gjennomgang av jernbaneverkets planer for logistikknutepunkt i Bergensregionen.

SUMMARY

The Norwegian Public Rail Administration prepared a concept choice study (KVU) for a new logistic junction for railway in The Bergen Region. The recommended choice of location at Hordnesskogen covers an area of more than 354 000 m^2 in a forest nature area used by several

inhabitants of Bergen every day. The proposed facility is destructive for a considerable area of natural- and cultural environment, agriculture, public health aspects as well as for areas used for recreation.

The association Hordnesskogens Venner found the concept choice study insufficient, as there was not any alternatives mentioning or describing use of the considerable areas of mountains of Bergen as site for a logistic junction/freight village/ railway transport terminal. Thereby the association took on themselves to develop a new concept for a railway transport terminal located inside rock.

As basis, the new concept provides the same functions and capacities as stated in the study carried out for the Public Rail Administration. Seven 30 m wide caverns for joint goods handling for 750m long trains with a system of transport tunnels replaces a 800 m long and 350 m wide planar surface. Some areas on the outside of the mountain is required for social buildings and traffic areas. A logistic facility inside a mountain enable construction of large, tall caverns for enabling further development of automation and new solutions for logistics without inconvenience for society surrounding the site.

Multiconsult ASA has carried out a rock mechanical assessment for construction of a goods handling cavern 18 m high and 30 m wide. Location of the facility is tentatively placed inside the mountains massifs (height in brackets) of Arnanipa (600m), Ulriken (600m), or Fløyfjellet (400m). Construction cost for the cavern, including rock support a water protection utilizing the Q-system have been carried out.

Hordnesskogens Venner have outlined a complete technical concept solutions constructed by a step by step approach ending at a cost estimate of 7 700 MNOK, whereas the cost estimate for the same capacities consuming the forest, carried out by the Public Rail Administration was estimated to 9 500 MNOK.

As conclusion, there appears to be valid arguments on environmental as well as economical basis for a revision of the Logistic junction concept report and thereby include alternatives locating the facility in tunnels and caverns inside one of the mountains surrounding Bergen City.

BAKGRUNN

Samferdselsdepartementet har bedt sin fagetat, Jernbaneverket, om å få utført en konseptvalgutredning for logistikknutepunkt i Bergensregionen. Knutepunktet vil være en viktig lokaliseringsfaktor for ny godsterminal i Bergensregionen. Utredningen er gjennomført i samarbeid med Asplan Viak og utredningen har vært på høring. Kvalitetssikring av utredningen pågår.

Reaksjonene på utredningene har vært mange og det er svært sprikende synspunkter.

En av lokaliseringene Jernbaneverket har pekt ut er Hordnesskogen. Dette har ført til at Hordnesskogens Venner er stiftet for hindre en slik bruk, men også for å se på reelle innovative løsninger, blant annet å plassere godsterminalen i fjell.

I henhold til Jernbaneverket vil en ny terminal ha en kostnad på omkring 9.5 milliarder og kreve 350- 400 daa areal (50 fotballbaner) i stor grad på samme plan.

Hordnesskogens Venner har i sin høringsuttalelse lansert en ide om å legge den nye terminalen i fjell. Forslaget er utarbeidet av en faggruppe etablert innenfor Hordnesskogens Venner. Gruppens medlemmer har kompetanse på logistikk, miljøkunnskap, samfunnsplanlegging,

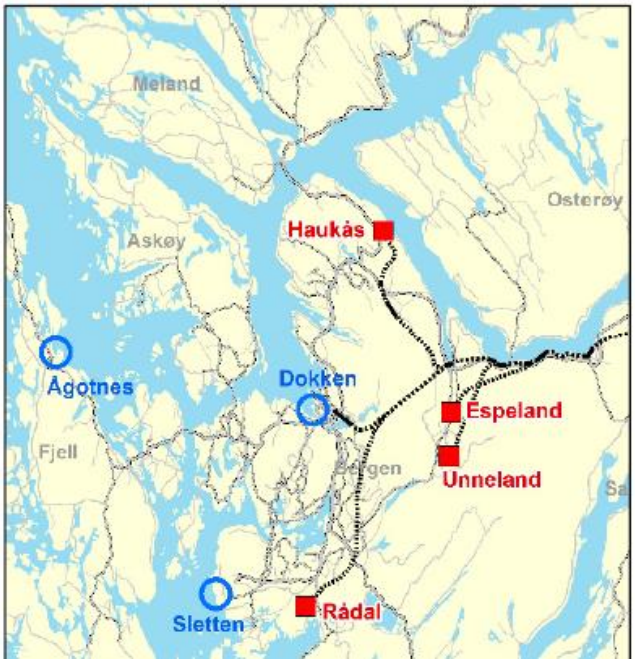
byutvikling, fjellanlegg og alle tekniske fag. Gruppen har utarbeidet et konsept som svarer på Jernbaneverkets kravspesifikasjoner til en kostnad på ca 7.5 milliarder kroner, ca 2 milliarder mindre enn Jernbaneverkets løsning. Gruppen har fått verifisert kostnadsbildet ved ekstern kompetanse (Multiconsult ASA, Veidekke Entreprenør AS, lokale konsulenter og entreprenører for tekniske fag.)

Arealer til store arealkrevende virksomheter sentralt er mangelvare i sentrale strøk i Norge. Tilgang til fjellmassiver for etablering av fjellanlegg er svært god, og særlig i Bergen.

Vi utfordrer bransjen og de som ser potensialet i fjellanlegg, er kreative og innovative og ikke minst har entreprenørånden i seg. Se på vårt konsept og utvikle det gjerne videre.

INNLEDNING

Jernbaneverket utarbeidet en Konseptvalgutredning (KVU) for logistikknutepunkt i Bergensregionen,ref /1/ som ble presentert til Samferdselsminister Solsvik-Olsen i desember 2015. Oppgaven er gitt av Samferdselsdepartementet (SD) i brev datert 7. mars 2014. Oppdragsbeskrivelsen fremgår av dette brevet. Beskrivelsen definerer en del forutsetninger og forventninger fra oppdragsgivers side. Jernbaneverket har med konsulentbistand utredet mulige lokaliseringsalternativer, men har kun funnet to lokaliseringer som tilnærmet tilfredsstiller kravene. I KVU rapporten er det konkludert med at de to lokalitetene som er aktuelle er Unneland (dvs, nordøst for Bergen sentrum) og Hordnesskogen/Rådal (sør for Bergen sentrum), se Figur 1.



Figur 1. Lokaliseringsalternativer for godsterminal foreslått i KVU-rapporten. Lokaliteten «Rådal», er det samme lokalitet som Hordnesskogen.(Kilde: KVU- Hovedrapport Nov. 2015, Figur 6-10, side 59).

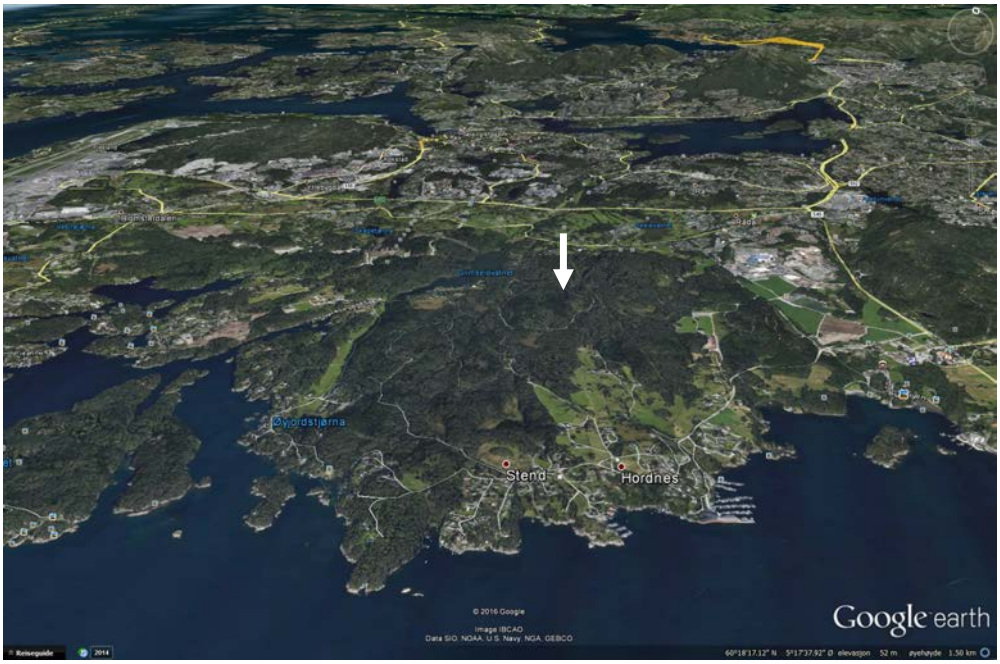
Fra oppdragsbeskrivelsen, pkt. 8, siterer vi:

«SD vil understreke betydningen av at det legges opp til en bred tilnærming i utvikling av konsepter, og at det utøves varsomhet med bruk av absolutte krav som tidlig siler ut konsepter slik at disse ikke blir underlagt en reell analyse».

I den KVU-rapporten som foreligger når det gjelder 0-alternativ/moderniseringsalternativ og når det gjelder fjellanleggalternativ er fjellanlegg i Bergensregionen i KVU-prosessen valgt bort på grunnlag av en svak faglig begrunnelse og at Jernbaneverket tidligere har gjort vurderinger for fjellanlegg i Trondheimsregionen og konkludert med at dette ikke er mulig å gjennomføre i Bergensregionen.

Dette mener Hordnesskogens Venner er **uakseptabelt** i en så viktig sak for Bergensregionen. For å underbygge kravet om reell vurdering av godsterminal i fjell har Hordnesskogens Venner (HV) i samarbeid med ekspertise fra Multiconsult utarbeidet en ideskisse for et slikt fjellanlegg. Vi har underbygget forslaget med seriøse tekniske løsninger og spesifikasjoner og utarbeidet et orienterende kostnadsoppsett.

Hordnesskogens venner er en sammenslutning av interessegrupper og naboer som er interessert i å bevare Hordnesskogen som den er i dag. Lokalisering av Hordnesskogen er vist i figur 2.



Figur 2. Hordnesskogen er markert med hvit pil. Dette er et friområde med tallrike stier og spaserveier som brukes av flere tusen mennesker i søndre bydel av Bergen.

JERNBANEVERKET SINE KRAV OG LØSNINGER

Ifra KVU-rapportens sammendrag side 9 finner vi følgende om det prosjektutløsende behov:

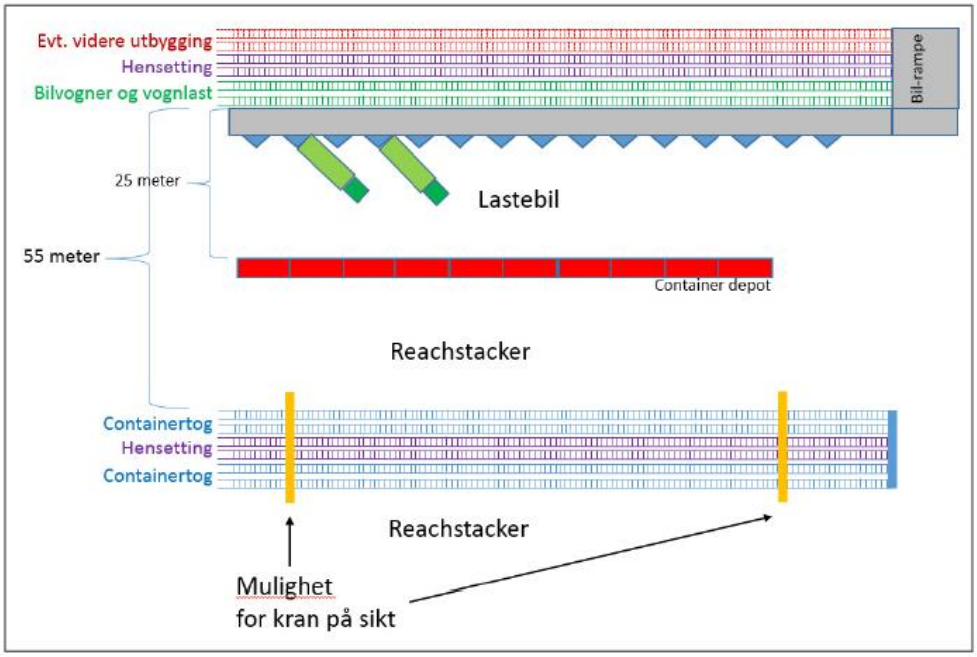
Bergensregionen er i sterk vekst. Dagens terminaler i Bergen har begrensede arealer og har begrenset kapasitet til å håndtere langsiktig vekst i godstransport. Terminalene båndlegger sentrale arealer for byutvikling i Bergen.

For å håndtere fremtidig vekst i godstransport er det behov for et logistikknutepunkt med tilstrekkelig kapasitet, som bidrar til bærekraftig areal- og transportutvikling i Bergensregionen.

Videre blir det understreket at det i forbindelsen med KVU-en (side 9 og 10) er blitt gjennomført en rekke utredninger innen følgende tema:

- Prissatte virkninger, med investeringskostnad og økonomiske nytte-/ kostnadsberegninger.
- Ikke prissatte virkninger med vurdering av konfliktpotensial i forhold til følgende tema: nærmiljø og friluftsliv, landskap, kulturmiljø, naturmiljø og landbruk.
- Andre virkninger, med fokus på trafikale virkninger og byutvikling.
- Mål- og kravoppnåelse. Som grunnlag for vurdering av måloppnåelse er det gjennomført en rekke delutredninger og beregninger, herunder beregning av godsstrømmer, virkninger for byutvikling og trafikale virkninger.

Mål og krav til et logistikknutepunkt er definert gjennom samfunnsmål, effektmål og krav knyttet til disse målene (se tabell 4-1 og 4-2 i KVU rapporten). Det er også spesifikt beskrevet dimensjoneringskrav for en jernbaneterminal/godsterminal i KVU rapporten (kap 4.3.2). Dimensjoneringskravene som er satt er utarbeidet for at en skal kunne møte kapasitetskrav, dvs. slik at terminalen skal tilfredsstille visse krav til dimensjonering og utforming. I figur 3 presenteres prinsippfiguren for terminal-layout, som skal ligge til grunn for alle terminalene.



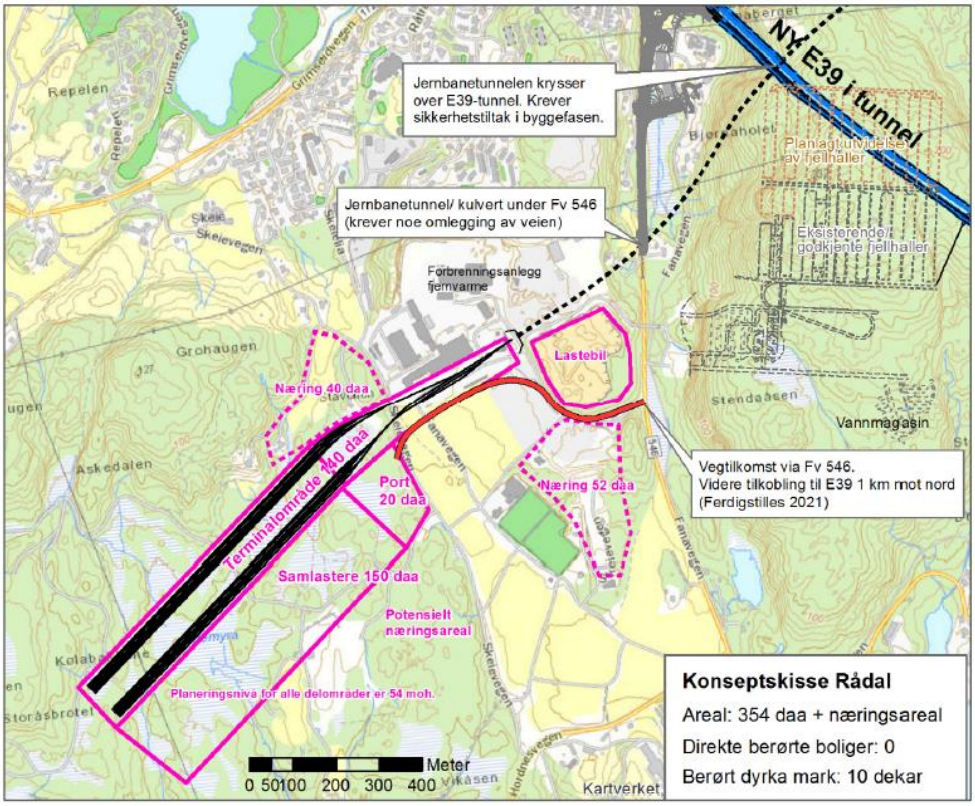
Figur 3. Prinsippfigur for terminal-layout foreslått i KVU-rapporten. (Kilde: KVU-rapport, figur 4-1. side 43.

KVU-rapporten sier følgende om denne løsningen/prinsippfiguren:

> Prinsippet i figur 4-1 legges til grunn i utformingen av alle terminallokaliseringene. Den totale bredden på dette spor-arrangementet blir minimum 120-130 meter (medregnet nødvendig vegtilkomst rundt hele terminalen). Det er imidlertid topografien ved den enkelte lokalitet som avgjør hvor mye areal som totalt beslaglegges. Det varierer hvordan det er mulig å legge skiftespor inn mot lastesporene.
>
> Lengdekravet for lastegaten er 800 meter (inkl. sikkerhetskrav og passeringsmuligheter på enden), og er basert på at 750 meter lange tog kan trafikkere Bergensbanen på sikt. Det må være plass til følgende spor på lasteområdet: 8 lastespor (container-tog/vognlast), 3 hensettingsspor, 1 reparasjonsspor.
>
> Tabell 4-3 oppsummerer de viktigste spesifikasjonene for terminalområdet (det er også en rekke andre avstandskrav vedrørende sikkerhet, signalanlegging m.m.):

Kort oppsummert fra tabell 4-3 i KVU-rapporten så blir det et arealkrav/beslag på mellom 310 – 420 daa, men som rapporten sier: *«dette kan variere mye avhengig av topografiske forutsetninger ved den enkelte lokalitet».*

Jernbaneverket sin KVU har tatt utgangspunktet brukt dette dimensjoneringskravet og sett på aktuelle lokaliteter som kan passe med et arealkrav på **300-400 daa** som er mer eller mindre flatt. Det er med andre ord ikke en konseptutredning, men en lokalitetsutredning. For hver relevant lokalitet er det lagt til grunn for at godstog som er opptil 750 m kan losses og lastes på terminalen, samt at alle andre funksjoner knyttet til et logistikknutepunkt skal være gjennomførbart. Dette har blitt presentert som en løsning for en region som har svært få arealer som kan møte disse dimensjoneringskravene. I figur 4 er arealdisponeringen en slik godsterminal for alternativet Hordnesskogen/Rådal i KVU-rapporten presentert.



Figur 4. Terminalalternativ Hordnesskogen/Rådal, slik den er presentert i KVU rapporten. (Kilde: KVU-Hovedrapport. Nov. 2015, kap 6.5.7, side 66)

Figur 4 viser at for at alternativet Hordnesskogen/Rådal vil konfliktpotensialet i forhold til ikke prissatte virkninger (folkehelse, landskap, kulturmiljø, naturmiljø, landbruk og friluftsliv) være betydelig, samt at ankomst- og avgangsspor er lagt rett over Norges nest største avfallsfylling (Rådalsdeponiene). Det foreslåtte Terminalområdet med tilhørende samlastingsområde og næringsareal vil legge beslag på 354 daa + næringsareal.

For ytterligere detaljer rundt dette terminalalternativet vises det til Konseptvalgutredning logistikknutepunkt i Bergensregionen», datert 27. november 2015, side 66.

Innsigelse til plan fra Hordnesskogens venner

Hordnesskogens Venner (HS) mener at Jernbaneverket (JBV) ikke har utredet ny godsterminal i Bergen i tråd med det oppdraget de har påtatt seg. Vi har derfor med egne ressurser utarbeidet et konsept der godsterminalen ligger i fjell.

Jernbaneverket har "silt bort" en slik tanke med et utsagn om at det vil bli omkring 3 – 5 ganger så dyrt som en løsning i dagen . Det vil si at relatert til Hordnesskogen skulle et fjellanlegg koste ca 30 – 50 milliarder kroner.

FJELLHALLKONSEPTET

For å underbygge kravet om reell vurdering av godsterminal i fjell har Hordnesskogens Venner utarbeidet en ideskisse for et slikt fjellanlegg. Vi har underbygget forslaget med seriøse tekniske løsninger og spesifikasjoner.

Fjellhallkonseptet vil gi et mangfold av fordeler, kontra å legge godsterminaler i dagen, vi nevner kort:

- Unngår svært mange av konfliktene som oppstår ved plassering utendørs
- Minst mulig naturinngrep
- Støy problematikk er redusert betraktelig
- Klimabeskyttelse gir bedre arbeidsforhold for ansatte.
- Kontroll på alle utslipp knyttet til miljø
- Anlegget kan utvikles trinnvis over tid og fortløpende ved innovasjon og teknisk utvikling. Vekst potensialet er med andre ord enormt
- Sikkerhet og risiko er kontrollerbart

Det er mange fordeler ved bruk av fjellanlegg i Bergensregionen. Vi nevner her noen svært relevante tema knyttet til et fjellhallkonsept.

Plankrav – ytelsesbeskrivelse.

De krav som er lagt til grunn er det som kan leses ut av Hovedrapporten «Konseptvalgutredning logistikknutepunkt i Bergensregionen», datert 27. november 2015.

Arealer som er med i KVU-en er tatt med i fjellhallkonseptet. Det vil si at innholdsmessig er fjellhallkonseptet likeverdig med det som Jernbaneverket har utredet for Hordnesskogen.

Ikke prissatte virkninger av anlegg for godsterminal.

Ikke prissatte virkninger omfatter Folkehelse, Landskap, Kulturmiljø, Naturmiljø, Landbruk, Nærmiljø og Friluftsliv. KVU-en har en opplisting og vekting av hensyn til en rekke disse ikke prissatte konsekvenser. Ved fjellhallkonseptet blir disse neglisjerbare. Dette er en klar fordel for fjellanlegg vi her skisserer.

Naturinngrep

Det finnes ikke bedre løsning enn fjellhall når det gjelder å minske naturinngrep.

Jernbaneverkets terminalløsning i Hordnesskogen forutsetter et planert område 350.000 - 400.000 m^2, (350-400 daa) ca 1.3 km lengde i en bredde på 300 m (figur 3). I tillegg kommer næringsarealene knyttet til kommersiell virksomhet som i hovedsak vil være lagerbygg og oppstillingsplass for lastebiler.

Alt dette er av Jernbaneverket plassert midt i naturområdet, indrefileten i Hordnesskogen.

Naturinngrepene vil være formidable og strider sterkt både mot den omtalte Friluftsmeldingen jmf. Stortingsmelding nr 18, datert 11. mars 2016 og kommuneplanens samfunnsdel og arealdel.

UTFORMING AV FJELLHALLKONSEPTET

Arealer (Tabell 1) som er med i KVU-en (Hovedrapport av 27. nov 2015, s 44) er tatt med i det foreliggende forslag til utforming av et fjellhallkonsept.

Tabell 1: Arealer for et fjellhallkonsept

Arealer definert i KVU-rapport (Fra s.44 tabell 4-3)	**Tilsvarende areal i et fjellhallkonsept**
Lastegate 800 x 120	Lastegater i 4 fjellhaller (96 daa)
Skiftespor 500 x 70	Størrelsen på hver fjellhall er 30 x 800 m, høyde 18 m
Ankomst/avgangsspor 20 x 800	Ankomst/avgangsspor og skiftespor 4 stk (16 daa)
Hensettingspor 35x750	Samlasting i 3 fjellhaller (72 daa)
Samlastere min 150 daa	Ringveier og trafikkareal
Port /administrasjon min 20 daa	Port /administrasjon 20 daa
Krav er fra 310 til 420 daa	Totalt ca 200 daa inne i fjellhaller (kap. 4.1 Arealeffektivitet)

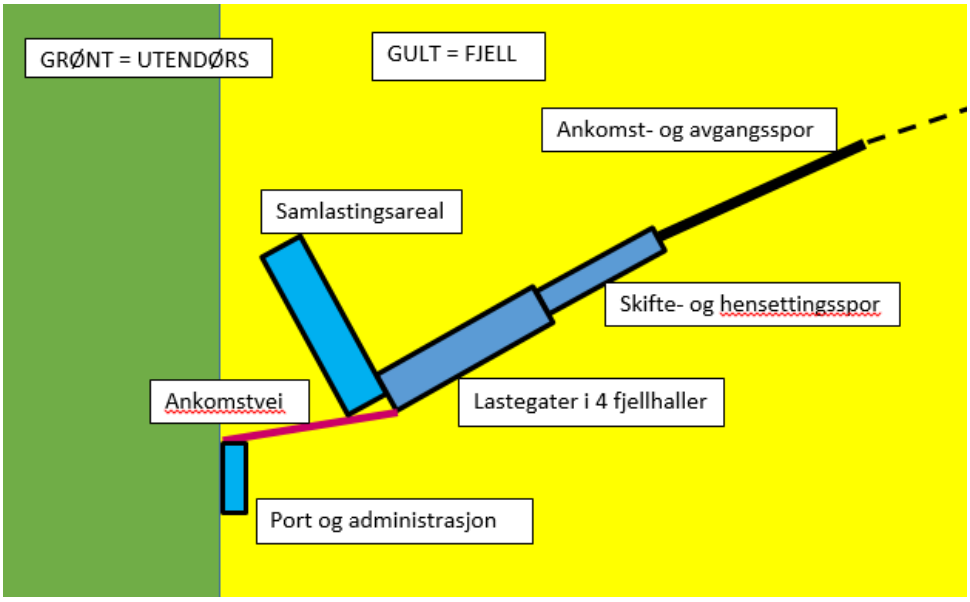
Det bygges blant annet ringveier rundt fjellhallene, av hensyn til blant annet:

- Sikkerhet og brann
- Rømningsveier
- Letter tilkomst og avkjørsel
- Enklere å utvide anlegget etterhvert
- Enkel tilknytning til eksisterende veinett

Prinsippskisser godsterminal i fjellanlegg

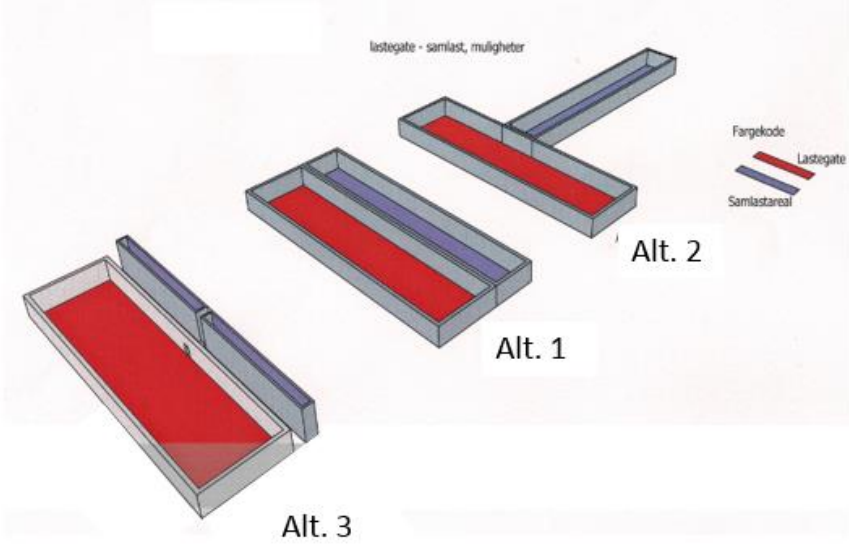
Det er nærliggende å plassere fjellhaller til bruk for godsterminal og tilhørende tunneler/fjellhaller i nærheten av dagens toglinje. Dette blir ytterligere diskutert i senere kapitler.

Lokaliseringsforslag er ikke en del av konseptet, ettersom konseptet kun tar for seg hvordan en kan plassere/utforme en godsterminal inne i fjellet. Figur 5 viser prinsippskisse de forskjellige funksjoner som er aktuelle for godsterminal i fjell.



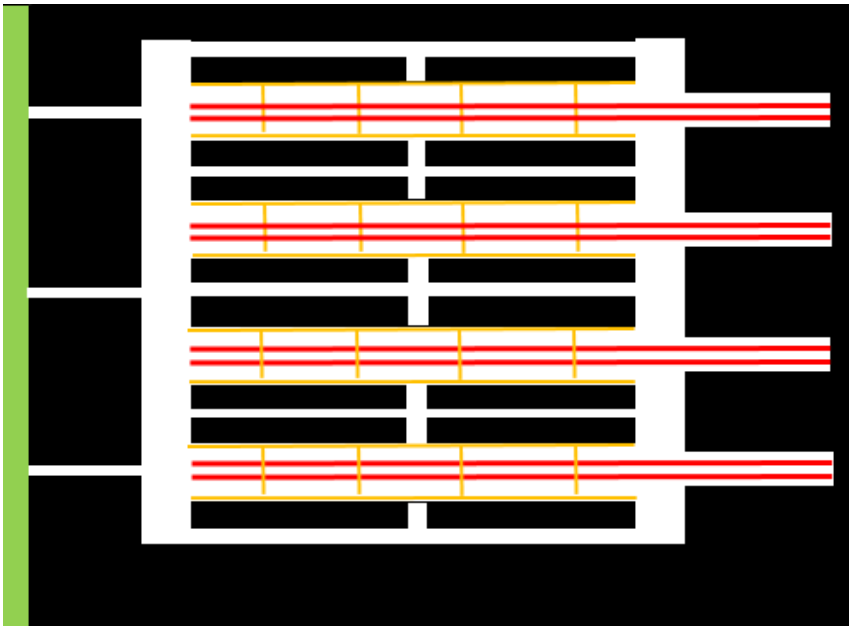
Figur 5. Prinsippskisse for en godsterminal i fjell, der alle areal i hht. KVU er inkludert.

Figur 6 viser flere alternativer for hvordan godsterminal og samlastingsarealet i et fjellanlegg kan kombineres avhengig av konseptet.



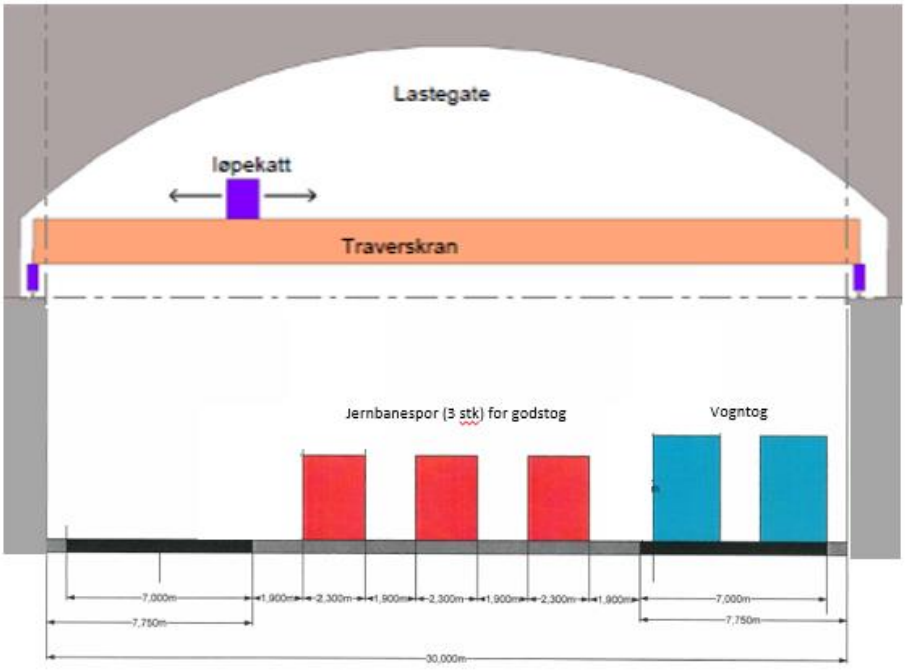
Figur 6. Prinsippskisse for en godsterminal kombinert med samlastningsareal i fjell. Forskjellige alternativer avhengig av konseptet.

En enkel prinsippskisse er vist i figur 7 for en godsterminal i fjell med ringveier, trafikkarealer, rømningsveier, 4 fjellhaller (lastegater), 8 jernbanespor (røde linjer), traverskraner (gule linjer) og 3 adkomstveier.



Figur 7: Enkel prinsippskisse for en godsterminal i fjell. 4 fjellhaller med jernbaneskinner (røde linjer), traverskraner (gule linjer). Grønt til venstre er utendørs. Svart indikerer fjell, og hvit er adkomstveier, ringveier, trafikkarealer, rømningsveier, fjellhaller og tuneller.

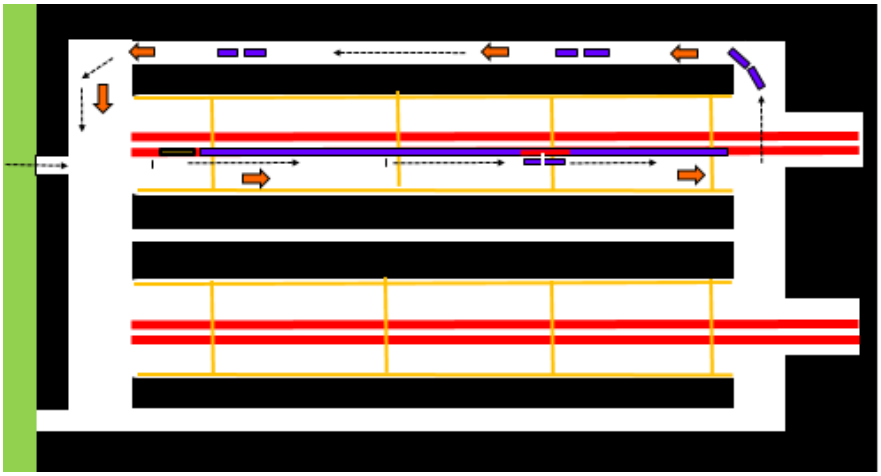
Figur 8 viser snitt av en tenkt fjellhall, og viser at det er tilstrekkelig med areal på hver side av tre jernbanespor i midten. Midtre jernbanespor kan brukes til hensettingsspor etter behov.



Figur 8 .Snitt for en godsterminal i et fjellanlegg

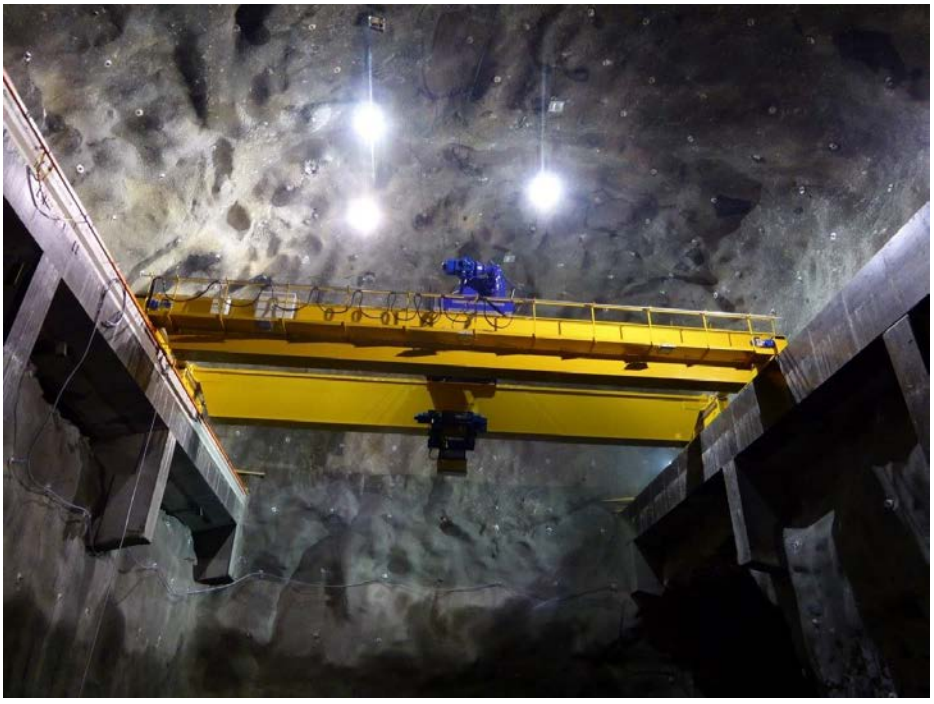
Prinsippskisse godshåndtering

Det kan brukes traverskraner for godshåndtering, men andre alternativer er fullt mulig. Hvordan lasting og lossing fra godstog til vogntog i fjellhaller kan gjennomføres er vist i Figur 9.



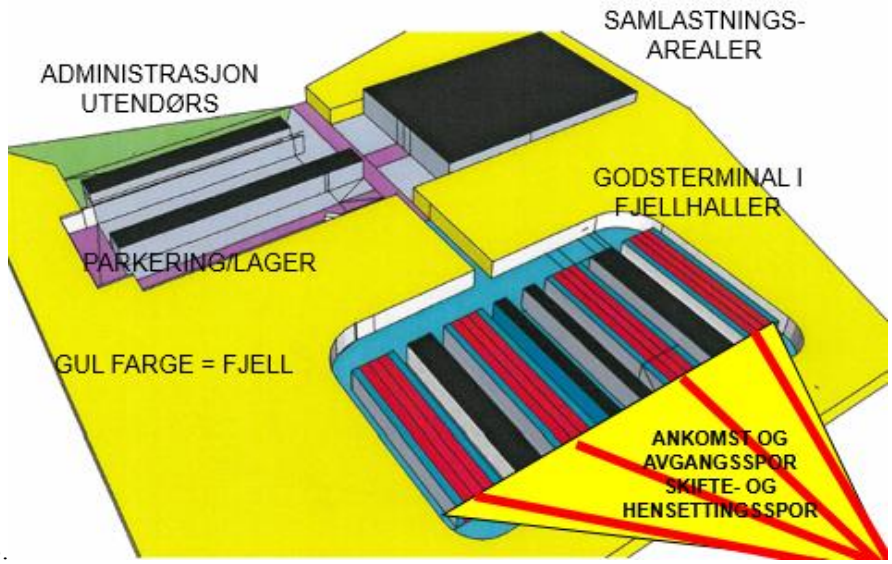
Figur 9. Prinsippskisse for en godshåndtering i et tenkt fjellhallkonsept

Under (Figur 10) er det vist en traverskran installert inne i en fjellhall. Dette er en løsning som er mulig, og er del av dette fjellhallkonseptet.



Figur 10. Bruk av traverskraner i fjellhaller for godshåndtering er en del av løsningene

Figur 11 viser et eksempel på et fjellhallkonsept.



1-3.

Figur 11. Eksempel på et Fjellhallkonsept, der alle funksjoner som kreves er inkludert.

Hordnesskogens Venner har utarbeidet presentasjoner med enkle animasjoner, som visualiserer hvordan konseptet kan utvikles etter hvert som behovene blir større.

Risiko og sikkerhet

Risiko knyttet til f.eks. farlig gods eller brann inne i et fjellhall anlegg er i mye større grad kontrollerbart, i motsetning til ved anlegg i dagen der uønskede utslipp ukontrollert kan spre seg til omgivelsene.

Samfunnssikkerhet og beredskap er med andre ord en utelukkende ekstra "gevinst" ved fjellhallkonseptet.

I forhold til arbeidsplasser er risiko og konsekvenser hensynstatt.

I forhold til omgivelsene er det ut fra risiko en fordel med anlegg i fjell. Sikringstiltak som f.eks. automatisk slukkeanlegg og anlegg for manuell slukking er innarbeidet i konseptet.

Erfaringer fra et mangfold av forskjellige andre bruksområde av fjellhaller tilsier at dette ikke er noe problem å håndtere eventuelle utfordringer knyttet til risiko og sikkerhet.

Disponering av masser fra fjellanlegg

En fjellhall på 30 x 800 med høyde på 18 m generer ca 430 000 fm^3 (fm = faste masser). Hele godsterminalen med samlastningsarealer i fjellhaller som beskrevet over tilsvarer ca 3 mill. fm^3.

Disponeringen av massene fra utbygging av en godsterminal i fjell, kan bli nyttet til ulike steinprodukter, jordarrondering eller om nødvendig deponeres i sjø.

Om det er behov kan pukkverk etableres i en fjellhall, slik at det kan produseres pukk.

Deponering av fjellmasser i en dyp fjord på over 400 m dybde er en mulighet. Det kan nevnes at deponering av fjellmasser i sjø foregår i Odda etter utslippstillatelse gitt av Fylkesmannen i Hordaland.

I og med at det er relativt lang tid til anlegget kommer til utførelse, minst 10 år, er det god tid til å planlegge riktig bruk av overskuddsmasser. Ved en trinnvis utbygging av fjellhaller etter behov vil overskuddsmassene kunne brukes på en fornuftig og økonomisk måte.

BESKRIVELSE AV GODSTERMINALEN I FJELL

Jernbaneverket har utredet lokalisering av ny godsterminal i Bergensregionen. I den sammenheng har de silt bort fjellanlegg pga av antatte kostnader.

Hordnesskogens Venner har tatt dette som en mulighet og har utarbeidet et konsept for anlegg i fjell. Konseptet inneholder lastegate, areal for samlastere, administrasjon og parkering. Arealene er i samsvar med kravene i KVU-en. Opparbeidelse av arealer for annen kommersiell virksomhet er ikke med i kostnadsoverslagene, men det vil være tilstrekkelig tilgang på arealer for de som ønsker det.

Arealeffektivitet, fjellanlegg vs anlegg utendørs

Det er høy arealeffektivitet på anlegg i fjell. Grunnen er at rammene er rigide, men samtidig ledende. I vårt konsept er organiseringen og bruk av traverskraner vesentlige elementer for effektiviteten. Trafikkregulering og styring øker effektiviteten.

De samme argumenter kan ikke brukes utendørs pga klimatiske forhold og personlig metoder for å løse de samme oppgaver. Dette kan igjen bety at det er behov for større arealer.

Fjellanlegget bruker i underkant av 200 daa på de arealer som er beskrevet mens arealer utendørs på mark er i henhold til KVU-en 250-300 daa.

Med det konseptet Hordnesskogens Venner har utarbeidet inviteres det til utstrakt bruk av tekniske styringssystemer og hjelpemidler. Muligheten for trinnvis utbygging underbygger dette ytterlige.

Slik vi ser det, vil terminal i fjell, sammen alle de andre positive effektene, være et konsept som fortjener en seriøs utredning. Slår forventningene til sparer fellesskapet milliarder av kroner.

Funksjoner i fjellhaller

Størrelse og funksjonene til den enkelte fjellhall er sammenstilt i tabell 2. Snitt for fjellhallene er vist i figur 8.

Tabell 2: Størrelse og funksjon for godsterminal og samlastingsareal i fjellhaller

Godsterminal	Størrelse	Funksjon	Antall spor
Fjellhall nr 1	Bredde 30 m, Lengde 800 m, Høyde 18 m	Lastegate for Containere	3
Fjellhall nr 2		Lastegate for Containere	3
Fjellhall nr 3		Lastegate for bilvogner og containere	3
Fjellhall nr 4		Lastegate for vognlast	3
Samlastningsareal			
Fjellhall nr 5	Bredde 30 m, Lengde 800 m, Høyde 18 m	Samlasting/fordeling av vognlast og/eller containere. Mellomlagring av containere	
Fjellhall nr 6			
Fjellhall nr 7			

Fjellhall nr. 1: Vognlast i containere håndteres med traverskran og/eller truck. Traverskraner vil flytte containere fra jernbanevogner fortløpende fra godsterminalen over til samlastingsarealet.

Fjellhall nr. 2: Containere som skal direkte til mottaker blir lastet direkte på ventende vogntog. Containere som skal mellomlagres, blir sendt til mellomlager, for så å bli hentet ved en senere anledning (flytskjema figur 12).

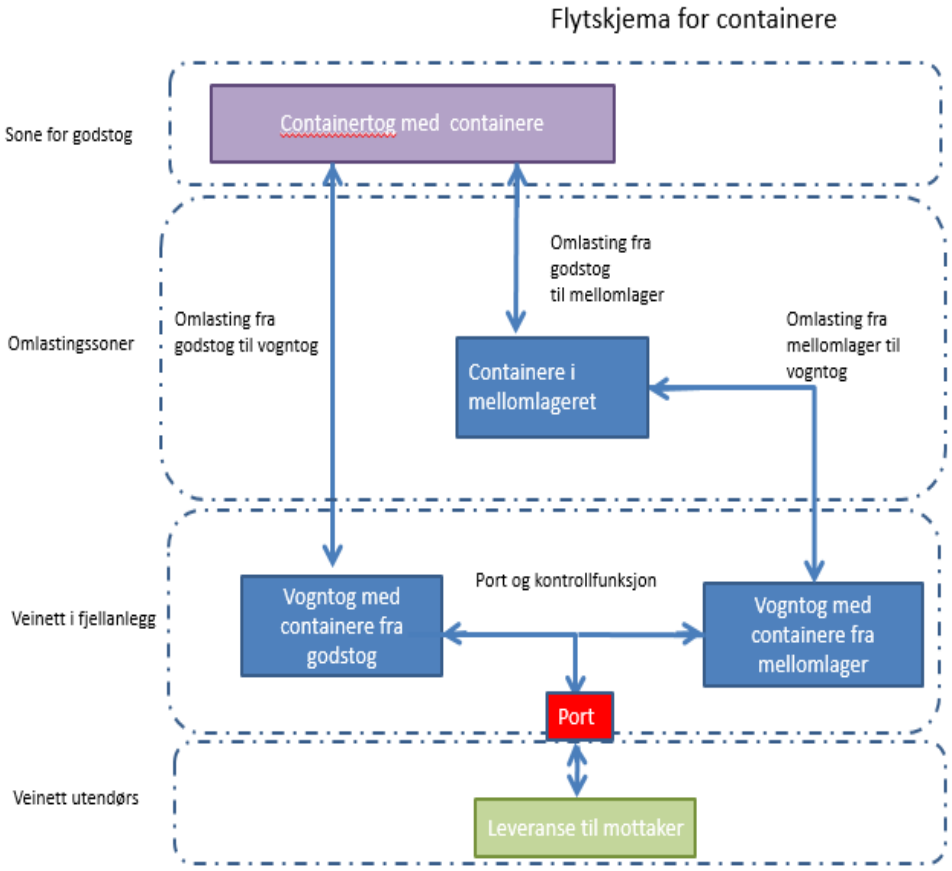
Fjellhall nr. 3: Biltog vil ha tilrettelagt for av- og pålasting av kjøretøy .

Fjellhall nr. 4: Råsprengt hall for videre ferdigstilling.

Fjellhall nr. 5: Samlastningsareal for vognlast med stykkgods,som vil bli omlastet til og fra jernbane ved hjelp av traverskran/truck (flytskjema figur 11). Stykkgodset blir fordelt til de forskjellige rampene/mottakere, der vogntog/kjøretøy er parkert.

Fjellhall nr. 6: Samlastningsareal

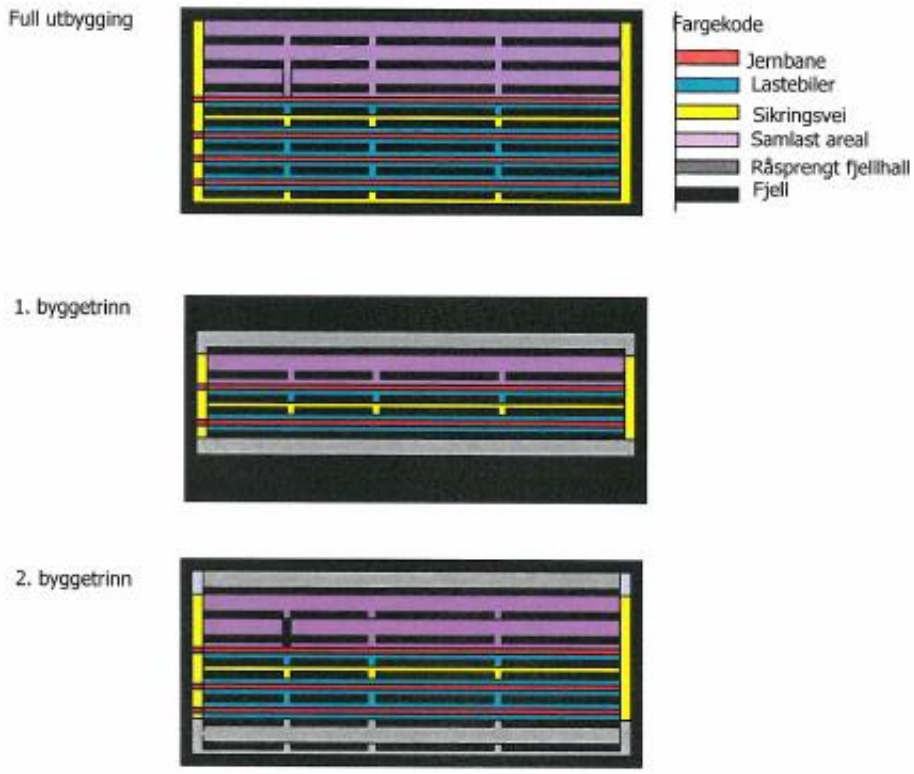
Fjellhall nr. 7: Råsprengt hall for videre ferdigstilling til samlastningareal



Figur 12. Flytskjema for håndtering av containere fra godstog til kjøretøy og omvendt.

I Figur 18 og 19 er det presentert hvordan ett komplett fjellanlegg kan se ut med tilførselsveier i tunneler på ene siden, og tunneler for godstog på andre siden.

Byggetrinn 1,2 og 3
Utbyggingen av et fjellhallanlegg forutsetter at en gjennomfører dette i flere byggetrinn. En prinsippskisse for dette konseptet er vist i figur 13.



Figur 13. Byggetrinn 1, 2 og 3 (full utbygging) for ferdigstillelse av et komplett fjellhallanlegg med godsterminal og samlastingsareal.

Oppsummerte kostnader for byggetrinnene er vist i tabell 4.

Et fjellhallanlegg med godsterminal, samlastningsareal, tilførselsveier og jernbanetilknytning er vist i figur 18. I figur 19 er godsterminalen med 4 fjellhaller plassert nord for dagens godsterminal, dvs. i Fløyfjellet. Denne løsningen med bruk av godsterminalen på Nygårdstangen til samlastingsareal under et lokk, og godsterminal i fjellanlegg er beskrevet i vårt 0-alternativ.

GEOLOGISKE MULIGHETER FOR STORE ANLEGG I BERG

Multiconsult er kontaktet av Hordnesskogens venner for å gi en bergteknisk vurdering av et foreslått konsept med godsterminal i fjellhaller og tuneller nær eksisterende infrastruktur for jernbane.

Plassering er foreløpig satt til bergmassivene i 1.Arnanipa, 2.Ulriken og 3.Fløyfjellet.

Med basis i gjeldende praksis for design og bygging av store bergrom i Norge har en gått gjennom hvordan slike bergrom bygges, hvordan de sikres mot steinnedfall og hva som er forventet kostnad ved bygging under de forhold som er forventet ved de to lokalitetene.

Videre har man gått gjennom forhold for vedlikehold og drift av store anlegg i berg, og hvilke utviklingsmuligheter som er mulig ved å velge å plassere anlegget under jord.

Anlegget er foreløpig på skissestadiet og dette notatet tar bare utgangspunkt i en fjellteknisk del av anlegget. Installasjoner og baneanlegg er ikke tatt med i vurderingen.

De geologiske undersøkelsene har tatt utgangspunkt i å finne muligheter for å bygge et så stort anlegg slik at kostnader og miljøkonsekvenser er forutsigbare og akseptable.

Fjellanlegg i Bergen

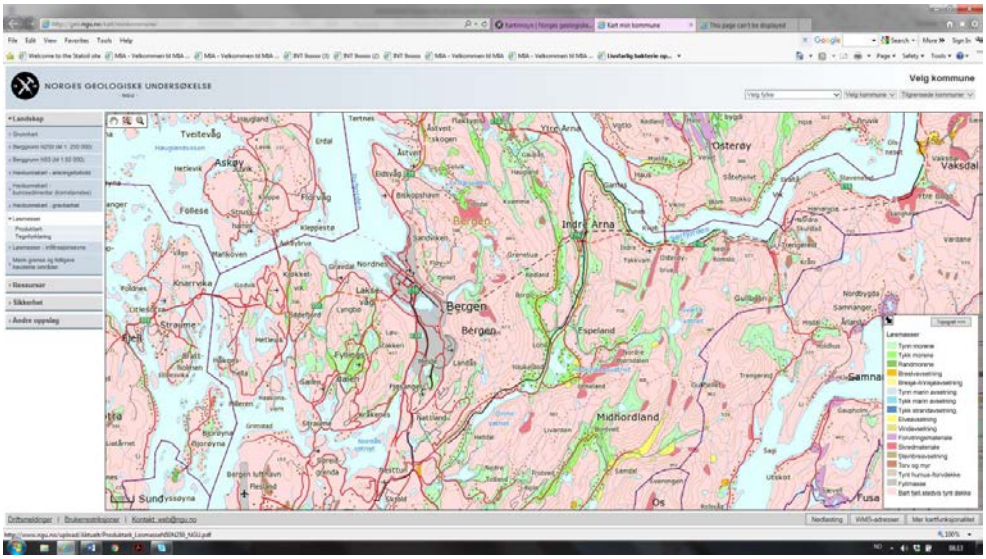
Anlegg under jord ble introdusert med jernbanen Bergen- Voss på 1880 tallet. Siden dette er det bygget anlegg i berg for:

- Vannkraftproduksjon
- Vegtuneller
- Vann – og avløp
- Tekniske anlegg for sykehus, kommunikasjon og forsvar
- Parkering
- Lagring av vann
- Rensing av avløpsvann
- Fryselager
- Telekommunikasjon og data
- Deponering

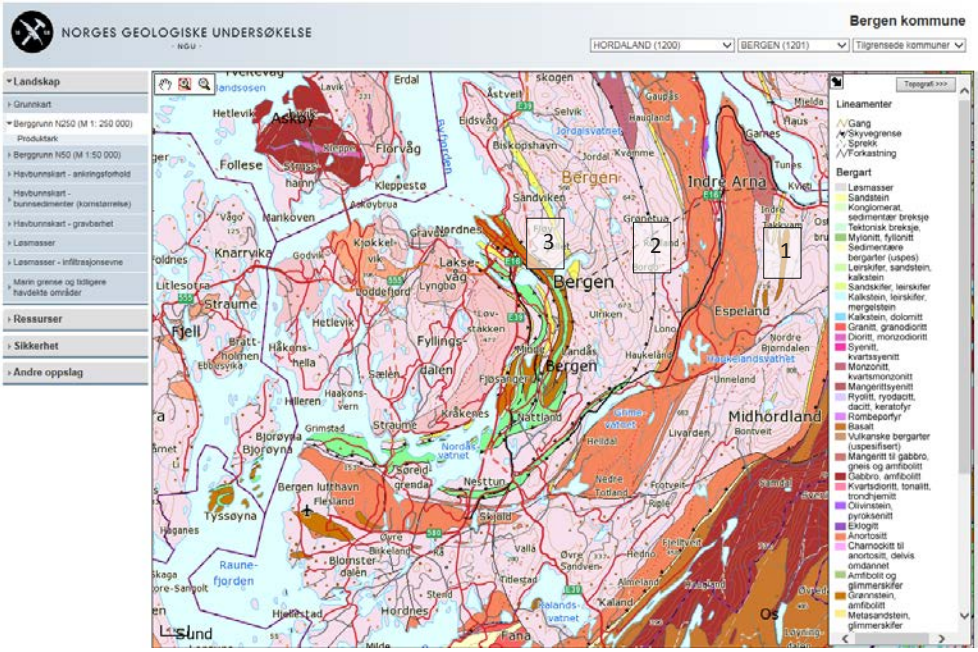
Dimensjonene på bergrommene har bredder fra 12 til 35 m, høyder fra 8 til 55m.

Kort om geologiske forhold i Bergensregionen

Generelt er området lite sårbart for grunnvannssenkning. Utsnitt fra NGU's kart over løsmasser er vist i Figur 14, og utdrag fra geologisk kart NGU i Figur 15.



Figur 14. Utsnitt av NGU's kart M = 250 000 over løsmasser. Rosa er berg med lite løsmassedekke, grønt er områder med sammenhengende løsmassedekke, brunt er torv og myr.



Figur 15. Utdrag fra geologisk kart fra NGU M=1: 250 000. Områder med spesiell interesse er merket 1, 2 og 3.

Oppsummering av orienterende geologisk karakterisering ved lokalitetene

Lokalitet nr	Dekke enhet	Bergart	Typisk Q- verdi	Typisk UCS, MPa
1.Arnanipa, 6-700 m..o.h	Lindåsdekket	Anorthositt-,Metagabbro Monzonittgneis	10 40	120-160
2.Ulriken 600m.o.h.	Blåmannsdekket	Migmatittgneis Monzonittgneis	8- 30	90-150
3.Fløyfjellet 400m.o.h	Hardangerfjord-Dekkekomplekset	Amfiobolitt Grønnskifer Kvartsitt	5-20	60 -110

Kort om fordelaktig plassering av fjellanlegg
Anlegget bygges i områder der det allerede finnes fjellanlegg. Bergkvaliteten bør være middels eller bedre, Q >5 Løsmassefordeling og grunnvannsforhold er slik at omfattende injeksjon for å unngå negative konsekvenser unngås. Kontakt med store bruddsoner eller skyvesoner unngås. Det må være aksepterbare forhold når det gjelder avstander og innsyn mot naboer og eksisterende virksomheter. Langvarig anleggsdrift gjør at man må ta spesielle hensyn.

Oppsummering av type anlegg bygget i berg nær de karakteriserte lokalitetene

Lokalitet	Fjellanlegg	Byggeår	Fjellforhold
1.Arnanipa	Vegtunnel	Ca. 1980	Svært gode
	Jernbanetunnel	Ca. 1970	Svært gode
	Avløpstunnel	Ca. 1980	Svært gode
2.Ulriken	Jernbanetunnel	1960	Gode
	Drikkevannstunnel	Ca.1980	Svært gode
3.Fløyfjellet	Vegtunnel	1985	Gode
	Jernbanetunnel	1930	Middels
	Haller for lager	1970	Gode

FORVENTEDE FORHOLD FOR BYGGING AV TERMINALANLEGG

Ved en lokaliseringsstudie må det gjøres inngående kartlegging av bergartssammensetning og oppsprekkingsmønster i bergarten.

Forventet omfang av sikringsarbeider
I Norge er Q-systemet dominerende for klassifikasjon, dimensjonering og beskrivelse av berg der det er bygges anlegg i berg. Det ble utviklet mellom 1971 og 1974, og utallige anlegg er bygget ved anvendelse av denne metoden. Den er i dag benyttet som referanse for all prosjektering av tuneller i regi av Statens vegvesen og Jernbaneverket.

Q-verdien for en bergmasse er basert på seks parametere som til sammen angir bergmassens kvalitet. De forskjellige Q-verdiene relateres til forskjellige typer permanent sikring gjennom et skjematisk sikringsdiagram. Det betyr at gjennom å beregne Q-verdien er det mulig å finne type og mengde sikring som tidligere er brukt i bergmasser med lignende kvaliteter. Q-systemet kan derfor brukes som en retningslinje for å bestemme nødvendig bergsikring og til dokumentasjon av bergmassens kvalitet.

For bruk av Q-systemet vises det til ref./2/.

Aktuelle Q-verdier

Q-verdien kan beregnes ut fra geologisk kartlegging, men også estimeres ut fra hva som har vært tilstrekkelig sikring i allerede utførte bergrom. Dermed kan man klassifisere forholdene både ut fra det som kan kartlegges i dagen og det som kan observeres i eksisterende tuneller. I beregning av Q-verdier inngår også vannforhold og spenningsforhold i berg.

I alle de tre angitte bergområdene der vi har opplysninger om anlegg i berg er bergartenes permeabilitet lav og det forekommer ikke løsmasseavsetninger eller større magasin av overflatevann eller grunnvann over tunellen. Vi har erfaring for at hoveddelen av bergspenningen være initiert av gravitative forhold. Det vil i praksis si at under bergpartier som er høyere enn 550–600 m må man være forberedt på at det må utføres sikring mot oppsprekking

i bergoverflaten på grunn av vertikalt spenninger i berget. Dette er spesielt aktuelt dersom anlegget plasseres under de høyeste delene av Ulriken og Arnanipa.

For berg uten store bergspenninger vurderes områdene å bestå av godt berg, dvs. med Q-verdier fra Q = 10 – 40. Soner med lavere Q-verdier vil forekomme, men de er lokale med bredder vesentlig mindre enn den aktuelle største spennvidden på 30 m.

For områder med overdekning større enn 550 m og mulige bergspenningsproblemer justeres Q–verdien til Q = 5 ved bruk av en SRF-faktor mellom 1,5 - 5 i henhold til tabell 6 i ref./1/.

Med utgangspunktet i Q-systemets diagram for sikringsarbeider kan mengden sikring i hallene estimeres.

For fjellhallene er sikringsnivået justert etter sikkerhetskravene gitt av type underjordsanlegg i henhold til tabell 7 i ref./1/. For klasse F som omfatter underjordiske atomkraftverk, togstasjoner, offentlige anlegg og sportsanlegg, fabrikker m. fl. benyttes det en ESR-faktor lik 0,8.

For hallene gir bruk av Q-systemet følgende systematiske sikring:

Heng: Boltelengde 6-10m c/c 2-3 m, sprøytebetong 8 – 10 cm fiberarmert E700.

Vegger: Boltelengde 3-5 m c/c 3 m, sprøytebetong 8 – 10 cm fiberarmert E700

Ved områder med bergspenningsytringer endres sprøytebetongkvaliteten til E1000, og det kan bli aktuelt å supplere med tettere bolting i overflaten med bolter med lengde 2-3 m.

For tuneller gir bruk av Q-systemet følgende systematiske sikring:

Heng: Boltelengde 4-6m c/c 2-3 m, sprøytebetong 8 cm fiberarmert E700.

Vegger: Boltelengde 3m, c/c 3 m, sprøytebetong 8 cm E700.

Vanntetting og injeksjon

Grunnvannet rundt tuneller og bergrom dreneres inn i bergrommet og senker grunnvannsnivået i området rundt i et omfang som avhenger av avstanden fra anlegget til topp grunnvannsspeil, og bergets evne til å lede vannet gjennom sprekker og kanaler, og de lokale nedbørsforholdene.

Om innlekkende grunnvann fører til skade på områder som er sårbare for grunnvannssenking må dette undersøkes og dokumenteres nærmere. Det påpekes imidlertid at det i dag går flere tuneller både gjennom Fløyen, Ulriken og Arnanipa og at det ikke er registrert verken omfattende vannlekkasjer eller skadelige virkninger av grunnvannssenking i noen av områdene.

Det må likevel ventes at man kan få lokale lekkasjer som vil medføre behov for tetningsarbeider ved injeksjon på- og bak stuff. Slik tetting må det spesielt regnes med fra inngangspartiet og inntil man er ca. 200 m fra dagen.

Innkledning for godt arbeidsmiljø og beskyttelse mot drypp

Fra fjelloverflater vil det forekomme vanndrypp men også avdamping av vann til luft. Store eiere av anlegg i bergrom som Forvaret, Telenor, BKK og Bergen Kommune har etter hvert kommet til at klima – og dryppbeskyttelse ved full innkledning med duk gir en god løsning på dryppsikring, klimakontroll og godt arbeidsmiljø.

De nylig utførte fjellanleggene for avløpsrenseanlegg utført i regi av Bergen kommune har gjennomgående full innkledning med plastbelagt duk i alle bergrom med teknisk utrustning er gjennomført (Figur 16 og 17). Vegger og golv av betong er belagt med epoxybelegg for enkelt renhold. Anlegget er vist som et godt eksempel på at det er mulig å oppnå gode arbeidsforhold i anlegg under jord.

Figur 16. Foto fra sedimantasjonsbassen i Kvernevik avløpsrenseanleggrenseanlegg , Bergen kommune

Figur 17. Foto fra trafikkareal ved slam-utlasting ved Kvernevik avløpsrenseanlegg, Bergen kommune

Forhold for banespor

I hallene blir arbeidshøyden så stor at man må sprenge ut tverrsnittet i to eller flere paller. Man oppnår billigst uttak av masser med pallspregning. For etablering av spor må det settes spesielt strenge krav til presis og tett boring der det skal legges spor.

Bergartene i området har såpass gode egenskaper at det ventes at materialer for ballast og for vegbygging i anlegget for en stor del kan tas fra og foredles lokalt i anlegget.

Berggrunnen i området er så sterk at fundamentering for opptak av store laster ikke krever omfattende tiltak.

Spesielle utviklingsmuligheter for anlegg under jord

Trafikk og samlastingsareal vil foruten skisserte tuneller og føringsveier være i bergrom tilpasset ulike typer lagring.

For kostnadseffektiv bygging og drift pekes det spesielt på muligheten for å bygge haller med stor høyde der man kan drive effektiv stabling av kontainere eller paller på hyllesystem med høy grad av automatisering og fjernstyring av godshåndteringen.

Bergrom gir mulighet for bygging av store høye rom på en kostnadseffektiv måte uten at det påvirker naboforhold. I fjellanlegg i Stendafjellet og i Odda er det bygd bergrom høyere enn 50 m.

Kostnadsbildet ved bygging av bergrom under gode bergforhold gjør at ved å øke høyden på hallene reduseres prisen per kubikkmeter lagringsvolum.

Systemet med tuneller og haller kan enkelt utformes slik at det legges til rette for trinnvis utbygging. Dette betyr at man både kan bygge et anlegg som er mindre enn det som er forutsatt behov for i planbeskrivelsen, og i neste omgang kan anlegget økes i størrelse ut over dette, med svært små konsekvenser for omgivelsene.

Beregning av kostnad for sprengning og sikring og innkledning av en 30 m bred hall

Fra oppgitte og beregnede data er det gjort en enkel kostnadsoppstilling for en 30 m bred og 18 m høy hall ved drift i 800 m lengde med et tverrsnittareal på ca. 500 m3/lm

Det understrekes at dette er et meget stort anlegg med stordriftsfordeler som gir lave enhetspriser.

Arbeider på takskive pr. løpemeter

Liggerstross: 110 m2 à 2500 kr/m2 =	kr 27 500
10 m bolter, 4stk à 2500 kr/stk=	kr 10 000
8 m bolter 2 stk à 1500 kr/stk=	kr 3 000
5 m bolter, 6 stk i vegger à 550 kr/stk=	kr 3 300
Bunnstross: 390 m2 à kr 60 =	kr 23 400
Sprøytebetong 70 m2 à kr 350 =	kr 21 000
Sum	kr 88 200

Fordelt på et tverrsnittareal på 500 m2 gir dette en pris på kr 176 kr/m3 som gjennomsnittskostnad for sprengning og sikring av bergrommet for samlasting.

Opplasting og utkjøring til 500 m fra anlegget på dumper ventes å koste ca. kr 60 pr fast m3.

For transport på bil ventes kostnaden å bli noe høyere, anslagsvis ca. kr 80 pr m3.

Innkledning av hele hallen med vanntettende duk ventes å koste ca. 700 kr/m2, eller kr 98 pr m2.

I tillegg må det regnes andel av rigg og drift på ca. 25% av enhetsprisene.

Samlet sett vurderes kostnaden for bygging av en 30 m bred samlastingshall ferdig sikret og med innledning av duk å kunne utføres innenfor en kostnad på kr 450-475 pr fm^3 eks mva. Steinmassene forutsettes kjørt inntil 500 m fra anlegget, og videre kostnad med transport og deponering kommer i tillegg.

TEKNISKE ANLEGG SOM ER FORUTSATT OG TATT MED I KOSTNADSOVERSLAGET

Sprinkleranlegg:

Kostnader er hentet i store trekk fra lagerhaller med høy brannbelastning, innredet i 2016. Disse er 35 m brede og 13-16 m. høye.

Samtlige haller der det lastes eller oppbevares containere, defineres som varelager, og sprinkles. Hallhøyde og typen brannbelastning, sikres ved " De Luge " sprinkleranlegg. Det vil begrense en brann, og hindre brannspredning til andre containere og annet.

Sprinkler utløses av varmedetektorer, eller manuell start av ansatte/personell i terminalen.

Manuell slukking:

Det er med brannhydranter for brannvesen, for hver 50m. Slangeposter for bruk av annet personell, for hver 25m.

Vanntilførsel:

Da slukkesystemene trenger mye vann, har vi gjort de uavhengige av det off. nettet under utløsing med egne vannmagasiner inne i anlegget. Trykk oppnås ved egne pumpeanlegg.

Etterfylling skjer kontinuerlig fra det offentlige nettet.

Avløp:

Avløp fra sosiale rom pumpes til offentlig nett via samlekummer med slam/oljeavskiller.

Det og tatt med overvannsystem/ drens i alle haller, drift ved gravitasjon og pumper.

El-forsyning mm.:

Det er forutsatt egen trafostasjon i anlegget (BKK ansvar)

Tavler inkludert for:

- Krandrift
- Belysning
- Pumpeanlegg
- Ventilasjon
- Brannporter
- Sosiale rom mm.
- Underfordelings tavler fordeles strategisk i hallene, medtatt ca. 14 stk.

Svakstrøm:

Medtatt brannalarmanlegg, nødlys og ledelys og styring av brannporter.

Antall og plassering beregnes etter behov ved detaljprosjektering

Ventilasjon:

Medtatt 2 store tilførselskanaler i hvert halltak, som fører uteluft inn til enden av hver hall, som overtrykksventilasjon.

Luften blir så trykket gjennom hallen til det fri, evt. supplert ved fraluft vifter, dersom hallene plasseres langt inne i fjellet. Avklares når plassering er bestemt.

Sosiale rom i hallene får egne balanserte ventilasjonsanlegg, med luft fra det fri.

Brannporter-rømningsdører og veier:

Alle åpninger i tverrslag og hall ender, lukkes ved brann-rulleporter ved brann. Det forutsettes diesel lok i hallene. Strømskinner hindrer da ikke rulleporter. Alle porter lukker ved utløst brannalarm, separat i den enkelte hall. Portene og dørene har nødvendig brannklasse, og kan åpnes manuelt.

Belysning:

3 rekker med Led lys armaturer opphengt i tak i hver hall, er medregnet.

Varme:

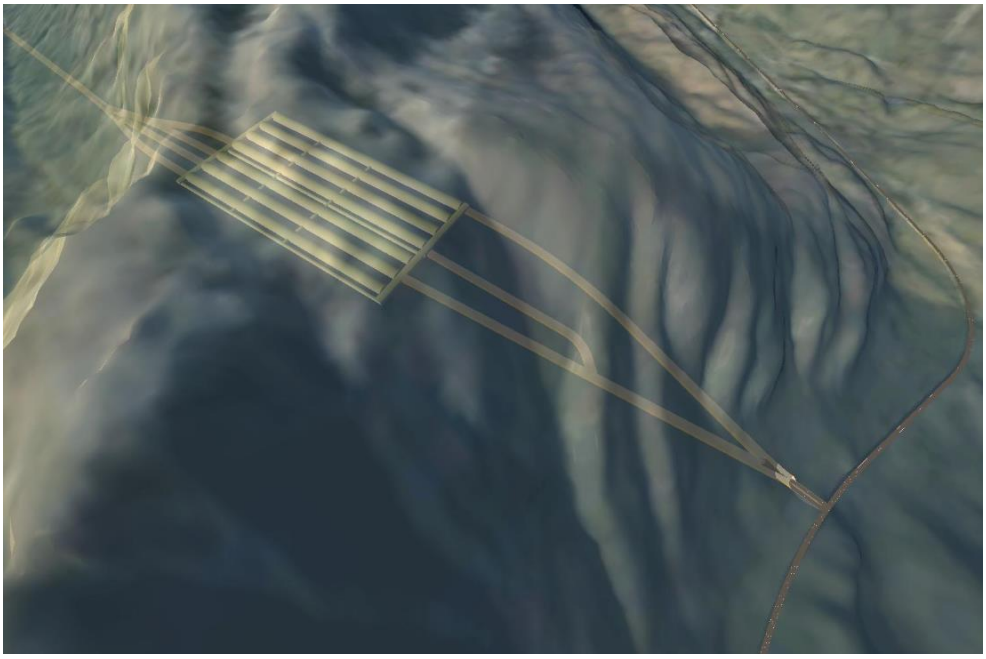
Oppvarming av hallene er ikke medregnet, da temperaturen i fjellhaller er relativ konstant året rundt, ca. 10 gr. C

Sosiale rom:

Det er tatt med 1 rom pr. 2 haller, plassert midt i hallens lengde. Inneholder kontor, hvilerom, garderobe, spiserom og toalett.

3D SKISSE AV ANLEGG

Med basis i terrengmodeller og de foreliggende resultatene fra konseptutviklingen har det blitt lager 3D skisser av mulige plasseringer (Figur 18 og 19).



Figur 18. Fjellhallkonseptet i fjell med tilførselsveier og jernbanelinjer på venstre siden, Dette er en generell utforming

Figur 19. Godsterminalen med 4 fjellhaller plassert nord for dagens godsterminal på Nygårdstangen, dvs. i Fløyfjellet, presentert som et 0-alternativ med tilknytning til eksisterende godsterminal..

KOSTNADSOVERSLAG

Hordnesskogens venner har med sin faggruppe utviklet og kostnadsberegnet et fjellhallkonsept med godsterminal med samlastningsarealer i fjell. Det som er inkludert i kostnadsberegningene er kort oppsummert i tabell 3.

Tabell 3: Kostnadselementene inkludert og omfatter fjellanlegg med tekniske systemer

Fjellanlegg/samlastningsarealer	**Tekniske systemer**
Lastegater i 4 fjellhaller (96 daa)	Traverskraner
Størrelsen på hver fjellhall er på	Brann (sprinkler/slukkeanlegg/brannporter)
30 x 800 m, høyde 18 m	Elektro (strøm og signalanlegg)
Ankomst/avgangsspor/skiftespor 4 stk (16 daa)	Kraftforsyning
Samlasting i 3 fjellhaller (72 daa)	Ventilasjonsanlegg
Ringveier og trafikkareal	Vannbasseng for brannslukking
Port /administrasjon 20 daa	Annen relevant innredning
Totalt ca. 200 daa inne i fjellhaller	

Kostnader for de ulike kostnadselementene er tatt fra følgende kilder:

- Jernbaneverkets KVU- rapporter
- Jernbaneverkets fjellhall/ny togstasjon i Holmestrand.
- Jernbaneverkets anlegg av ny tunnel gjennom Ulriken
- Fana Stein og Gjenvinning (FSG), fjellhaller i Stendafjellet
- Alle tekniske anlegg fra nylig bygde eller anlegg under bygging
- Traverskraner fra Munch AS
- Kommunale kloakkrenseanlegg i fjellhaller på Flesland
- Uspesifiserte påslag i % fra KVU eller tilsvarende størrelser fra relevante bransjer

Oppsummerte kostnader for dette konseptet med tilhørende kostnader for byggetrinn 1, 2 og 3 er vist i tabell 4.

Tabell 4: Oppsummerte kostnader basert på beskrivelsen

Sum byggekostnad			**Sum byggekostnad**	
Hovedposter	Mill.		Antatte byggetrinn	Mill.
Fjellhaller	kr 1 733		Byggetrinn 1	kr 4 582
Ferdigstilling av fjellhaller	kr 236		Byggetrinn 2	kr 2 036
Komforttiltak	kr 135		Byggetrinn 3	kr 1 018
Sum fjellanlegg	**kr 2 105**		**Sum**	**kr 7 636**
Terminal jernbanetekniske anlegg	kr 1 820			
Deponering og transport	kr 324			
Tekniske systemer	kr 470			
Byggherre	kr 1 155			
Usikkerhet 30 %	kr 1 762			
Sum hele fjellanlegget	**kr 7 636**			

Samlede kostnader blir ut fra dette:

Fjellanlegg konsept ca. 7.7 milliarder kroner

Hordnesskogen, konsept ca. 9.5* milliarder kroner

(*Kilde: s 74, tabell 7-2 i KVU-Hovedrapport)

Det vil si at et fjellhallkonseptet tåler lang atkomst fra eksisterende jernbanelinje og likevel være i samme prisleie som utbygging av Hordnesskogen.

Økonomisk vurdering

Hordnesskogens venners forslag til godsterminal i fjell er et kostbart anlegg, men rimeligere enn det jernbaneverket har kalkulert det foreslåtte anlegget i hordnesskogen (kilde: KVU hovedrapport s74).

Kostnadsforskjellen er i størrelsesorden 1 – 2 milliarder til fordel for fjellanlegg.

Dette vil igjen si at et fjellanlegg tåler store kostnader til tilpasningsløsninger uten at det blir dyrere enn jernbaneverkets anbefalte løsning. I tillegg vil en ha stor grad av frihet ved lokalisering av anlegget.

SLUTTKOMMENTAR

Konseptutviklingen viser at man ved å ta utgangspunkt i teknisk funksjon av en godsterminal t kan redefinere utformingen slik at objektet med fordel kan plasseres i norsk berg. Jernbaneterminaler for gods kommer da på linje med andre typer anlegg som tidligere var plassert i dagen men som vi i dag i utgangspunktet synes best plasser i berg. Eksempler på dette er:

- Kraftstasjoner
- Jernbaner i byer (t-bane)
- Motorveier i byer
- Renseanlegg for drikkevann og avløpsvann
- Lager for råolje og petroleumsprodukter
- Deponier for forurensende og farlig avfall

Det konkluderes med at det er både miljømessige og økonomiske grunner til å inkludere plassering av anlegg i berg i en fornyet gjennomgang av jernbaneverkets planer for logistikknutepunkt i Bergensregionen.

REFERANSER

/1/ Konseptvalgutredning for logistikknutepunkt i Bergensregionen, Jernbaneverket. Nov. 2015

/2/ Bruk av Q-systemet, Håndbok NGI 2015.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

ROCKBURST ANALYSIS AND MITIGATION MEASURES IN TBM TUNNELS

Analyse av bergslag og forbedrende tiltak i TBM-tunneler

Bruce Ashcroft, Tunnel Engineer, Multiconsult AS
Gary Peach, Resident Engineer – TBM, Multiconsult AS
Jack Mierzejewski, Principal Engineer – Tunnels, Multiconsult AS

SUMMARY

Twin 8.5 m diameter, 10.5 km long parallel headrace tunnels under overburdens of up to 1 870 m with high horizontal stresses are being excavated for a hydroelectric project located in northeastern Pakistan using two main beam gripper Tunnel Boring Machines (TBMs). Both tunnels have encountered severe rockbursts as overburden has increased. This paper presents an analysis of rockburst characteristics that are currently being compiled to create a database of rockburst events that can be consulted for both prediction and the application of mitigation measures as both TBM tunnels advance as well as for other projects.

Although data is currently being collected for both TBMs, this paper only examines the rockbursts that have occurred in the leading TBM tunnel. Project geological conditions and rockburst activity are summarised, and the characteristics of the rockburst events are described. Relationships between the operation of the leading TBM and the occurrence of rockburst events are identified.

Critical relationships examined include rockburst activity compared to the location of the TBM and the tunnelling activity being undertaken at the time. Future work, when more data from the trailing TBM becomes available, is identified. Finally, mitigation measures developed to reduce the intensity and likelihood of rockburst events are explained.

SAMMENDRAG

Som del av utbyggingen av et vannkraftverk nordøst i Pakistan bores det dobbel trykktunnel på 10,5 km, der begge løp drives med hver sin åpen gripper TBM med diameter på 8,5 m. Tunnelstrekningen har en overdekning på inntil 1870 m, noe som har medført betydelige utfordringer med bergslag under driving. Denne artikkelen omfatter analyse av data som er samlet inn underveis i prosjektet, hvor målet er å opprette en bergslagsdatabase som kan danne grunnlag for fremtidige prognoser. Videre diskuteres forslag til tiltak ved bergslagsproblematikk, både for gjeldene prosjekt og på nye tunnelprosjekter.

Data om sprakebergaktiviteten blir samlet inn for begge tunnelløpene, men analyse er hittil kun gjort for data registrert i det ledende tunnelløpet. Artikkelen beskriver de geologiske forholdene, bergslagsproblematikken, og karakteriserer de ulike tilfellene av bergslag. Sammenhengen mellom registrerte bergslag, stuffens plassering og aktivitet på stuff er undersøkt. Til slutt beskrives tiltak beregnet på å redusere intensiteten av og sannsynligheten for bergslag. Videre arbeid vil utføres etter hvert som data blir tilgjengelig fra begge tunnelløpene.

INTRODUCTION

The Canadian Rockburst Support Handbook defines rockbursts as “damage to an excavation that occurs in a sudden or violent manner and is associated with a seismic event.” (Kaiser et al. 1996). This definition is widely used in the mining industry, but was considered too specific for the project which this paper is based upon. Instead, the term “rockburst” was expanded to refer to any release of detectable seismic energy linked with the excavation of the TBM tunnels. Consequently, a rockburst does not necessarily imply that damage was caused to the tunnel excavation or the TBM. Instead, there may have just been a noise heard indicating release of seismic energy. This broader definition was adopted because even small rockbursts can affect the operation of the TBM, and small events could be predictors of a much larger one.

Rockbursts can either be self-initiated or remotely triggered. Self-initiated rockbursts occur when the stresses near the boundary of an excavation exceed the rock mass strength, and failure proceeds in an unstable or violent manner (Kaiser et al. 1996). Rock mass strength can deteriorate over time or with loss of confinement of the rock. Once the stresses exceed the strength of the rock mass, it can fail in a violent and sudden manner. The loss of structural stability, such as the buckling of a slab or column of rock can also lead to self-initiated rockbursts. Geometric properties, rather than the strength of the rock, are responsible for these types of rockbursts.

Remotely triggered rockbursts are caused by large seismic events, which although occur away from the tunnel, can cause dynamic stresses near the tunnel opening which can in turn lead to rockburst damage. Vibrations through the rock can lead to rock ejection due to seismic energy transfer or rockfall due to seismic shaking. The different rockburst damage mechanisms are shown in Figure 1.

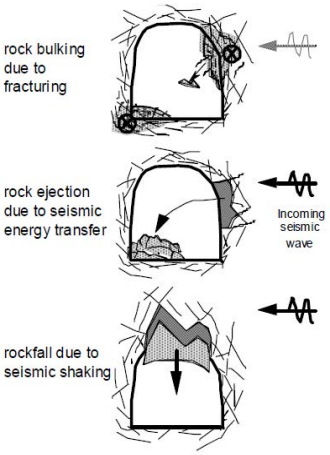


Figure 1: Rockburst damage mechanisms (Kaiser et al. 1996)

Figure 1 shows the three rockburst damage mechanisms:

- Rock bulking (sudden volume expansion) due to fracturing of the rock mass around an excavation (self-initiated or strainburst)
- Rock ejection due to seismic transfer (remotely triggered)

- Rock falls (or rock drop out) induced by seismic shaking (remotely triggered)

The rockbursts encountered on the project and described in this paper are of the first category, self-initiated, also referred to as strainbursts. Rock mass fracturing and dilation occur when the stresses near the opening exceed the rock mass strength and excess energy is released in an unstable and violent manner. The primary source of energy causing the rock fracturing and dilation comes from the strain energy stored in the rock around the opening. [Kaiser & McCreath (1993)]

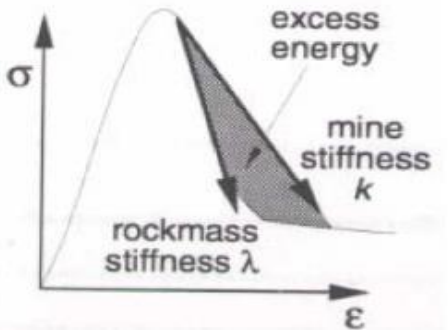


Figure 2: Unstable failure, where mine stiffness exceeds rock mass stiffness and excess energy is released violently (Kaiser et al. 1996)

Rockbursts as a phenomenon were first encountered in the mining industry and much of the literature relates to rockbursts encountered in deep mining excavations. Traditional mining methods such as drill and blast do not require a high concentration of plant and equipment to always be present near the excavation face. This contrasts with TBM excavation in which complex equipment, with accompanying staff, is continually in close proximity to the excavation face.

PROJECT DESCRIPTION

The hydroelectric project is located in the Muzaffarabad district of Azad Jammu & Kashmir (AJK), in northeastern Pakistan. Geographically, the area consists of rugged terrain between 500 and 3200 m in elevation within the Himalayan foothill zone known as the Sub-Himalayan Range.

The project is a run-of-river one, employing 28.6 km long headrace and 3.6 km long tailrace tunnels to cut off a major loop in the river system, transferring the waters of the Neelum River into the Jhelum River, for a total head gain of 420 m (Figure 3). The headrace tunnels comprise both single (31%) and twin (69%) tunnels, while the tailrace tunnel consists of a single tunnel. Design capacity of the waterway system is 283 m^3/s.

The project will have an installed capacity of 969 MW, generated by four Francis-type turbines located in an underground powerhouse.

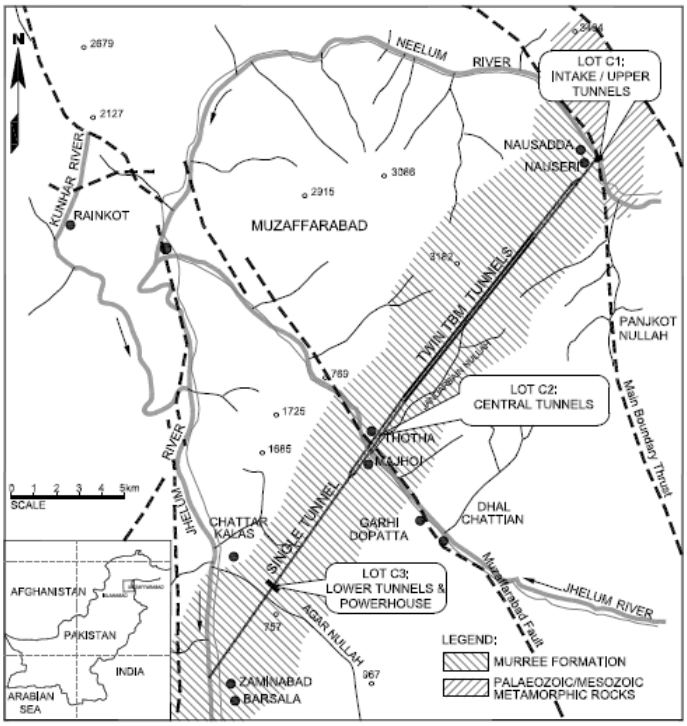


Figure 3: Project layout showing TBM Twin tunnels (in bold), major faults (dashed) and simplified alignment geology

When construction commenced in 2008, all tunnels were to be excavated using conventional drill & blast techniques. However, after excavation began, it soon became apparent that with the equipment being employed, a 13.5 km long section of the headrace twin tunnels underlain by high terrain that precludes construction of additional access adits, would take too long to excavate.

Consequently, the construction contract was amended to allow the operation of two 8.5 m diameter gripper hard rock TBMs to excavate approximately 10.5 km of the twin headrace tunnels (Figure 3). The gripper design was selected to give the most flexibility for the expected conditions – possible squeezing ground given the relatively weak rock mass and overburden up to 1 870 m, and the potential for rockbursts in the stronger beds. Excavation of the TBM tunnels started in January 2013 in the left tunnel (viewed looking downstream), and a month later in the right tunnel. At the time of writing, the two TBMs are excavating upstream in parallel, but staggered by 2.4 km, ascending on a 0.8% gradient.

The project represents the first extensive use of TBM methods in Pakistan, the only previous experience being confined to two short 11.2 m diameter diversion tunnels on the Mangla Dam project in 1963, which were excavated with an early Robbins gripper TBM.

Geological Setting

The entire project is being excavated in the molasse-type sedimentary rocks of the Murree Formation, which is of Eocene - Miocene age, and the lateral equivalent of the Siwalik Group in India. At the project site, the Murree Formation consists of intercalated beds of sandstone, siltstone and mudstone that have been tightly folded and tectonised with generally steep bedding dips and bedding strikes rarely far from perpendicular to the tunnel azimuth. The majority of the rocks types, including the mudstones, have a significant calcareous content, typically between 20-30%.

Weakness zones and local faults are commonly observed, and are invariably oriented parallel to the northwesterly regional bedding strike. Sheared zones are generally developed in areas with significant amounts of weak mudstones. These "sheared mudstones" often have a well-developed cleavage giving them a shale-like appearance. They form a subset of the mudstones encountered throughout the project area and represent the poorest rock types found on the project. While shales are recognized in the literature as a major lithology within the Murree Formation, very few true shales have been identified during construction.

The TBM tunnels are being driven in the central portion of a zone bounded by two major Himalayan faults that trend sub-perpendicular to the tunnels: the Main Boundary Thrust, a bounding fault that extends for the full length of the mountain range that approximately follows the course of the Neelum River at the upstream start of the headrace tunnels at Nauseri (Figure 3), and a subsidiary reverse/thrust fault named the Muzaffarabad Fault that runs close to the course of the Jhelum River at Thotha. Rupture along this fault in 2005 resulted in the Muzaffarabad earthquake that caused over 75,000 fatalities.

Lithologies

Siltstones & Silty Sandstones

A suite of dark reddish-brown siltstones that grade to silty sandstones constitutes the most commonly occurring rock type on the project, with about 70% of the TBM tunnels excavated in this unit. Initial classifications distinguished between the two end-members of this suite, with silty sandstone differentiated from siltstone. However, constantly varying gradational contacts between these end members proved very difficult to distinguish under field conditions, and so for simplicity (together with the fact that the end members have similar mechanical properties), these two materials have been mapped universally as "siltstone" regardless of sand content. These rocks typically have uniaxial compressive strength (UCS) values in the 50-70 MPa range.

Mudstones

Mudstones, which also are invariably dark reddish-brown, represent the weakest rocks in the Murree sequence, with UCS's in the 30 to 40 MPa range, but with the sheared mudstone sub-group exhibiting significantly weaker properties. Mudstones make up approximately 9% of the total TBM tunnel length, usually occurring as discrete beds of 2 m thickness or less. A review of the geological mapping shows that approximately 16% of the mudstones encountered in the TBM tunnels exhibit shearing, indicating that these poor quality rocks are encountered over only about 1.5 % of the total tunnel length, and usually in discrete bands of a few metres' thickness. Furthermore, careful mapping of a 2.3 km section of TBM tunnel invert that had been left exposed for over a year at the commencement of the drives, showed that 3.5% of the mudstones (or approximately 20% of the sheared mudstones) showed deleterious slaking tendencies.

Sandstones
In contrast to the reddish-brown colouration of most of the Murree lithologies, the sandstones are the strongest members of the Murree sequence. The sandstones are usually grey in colour, with sharply defined contacts, making them easily distinguishable in exposures and drill holes. To date, about 21% of the TBM tunnels have been excavated in this unit. Bedding thickness is highly variable, from a few metres to in excess of 50 m. The 137 m long underground powerhouse cavern is also excavated predominantly in sandstones. Sandstone sequences can be continuous along strike over kilometres, and are easily distinguishable in high resolution satellite images as ribs of resistant rock crossing the terrain.

Laboratory test data at the start of the project had indicated mean UCS's of about 90 MPa in this unit, but subsequent tests on samples taken from beds that had produced rockbursts have given significantly higher results. Of the 30 samples tested recently, 77% gave results in the 130-170 MPa range, with the remaining 23% exhibiting higher strengths, up to 230 MPa.

Groundwater
The sandstones form the principal aquifers in the Murree Formation. Nevertheless, despite the fact that approximately 20% of the TBM tunnels has been excavated in this unit, the tunnels have remained mainly dry, indicating limited connection to zones of recharge.

In-situ Stresses
In-situ stress measurements for the project were initially directed at the two locations where overburden is most critical, namely at the crossing of the twin headrace tunnels under the Jhelum River and at the underground powerhouse (Figure 3). Hydrojacking tests have given varied results, thought to be the consequence of the anisotropic nature rock sequence, with large variations in stiffness between sandstones and mudrocks. Nevertheless, most of the results were loosely clustered around a horizontal-to-vertical stress ratio (k) of unity, even though high horizontal stresses might have been expected parallel to the tunnel axis, given that the motion of the Indian tectonic plate approximately parallels the tunnel azimuth. Indeed, this is the major principal stress orientation indicated by the World Stress Map.

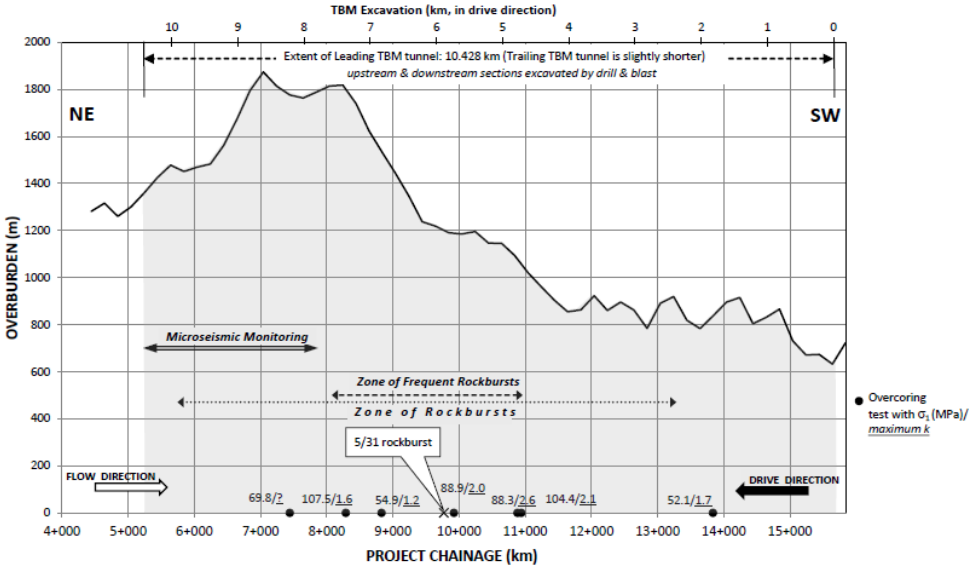


Figure 4: Longitudinal section of the leading TBM

A similar stress regime had been anticipated for the TBM tunnels. However, subsequent in-situ stress measurements by overcoring in sandstone beds in the TBM tunnels have indicated a 'tectonic zone' of high stresses (k up to 2.2) where the major principal stress is oriented sub-horizontally, and nearly normal to the tunnel azimuth.

SUMMARY OF ROCKBURST ACTIVITY

No rockbursts were encountered in the initial 2.3 km of either TBM tunnel. After this point rockbursts in both tunnels commenced and gradually increased in number and magnitude However, it was only from November 2014, with 4.7 km (45%) of the left tunnel and 4.3 km of the right tunnel completed that rockbursts were occurring on a regular enough basis to merit systematic recording. A system was devised whereby every rockburst event would be categorised by magnitude, ranging from noise only to major rockburst. The system's principal aim was to facilitate the decision-making process for the application of mitigation measures at the TBM by gaining an understanding of timing and distribution of rockbursts.

The most severe rockburst on the project occurred on 31st May 2015 on the trailing (by 180 m at the time) TBM. This event, which equated to a 2.4 magnitude earthquake, severely damaged the TBM, with the recovery operation taking 7 months to return it into operational condition. An unusual set of geological conditions, with the bedding strike locally running parallel to tunnel direction, and unrecognized massive sandstone beds in the sidewalls masked by siltstone, significantly contributed to the severity of this event. After this event, it was clear that additional ground investigation systems would need to be implemented (and others already ordered would have to be accelerated) to significantly improve the quality of identification of rockburst-prone locations ahead of each TBM. These systems would then allow the TBM workers to implement rockburst mitigation measures aimed at lessening the potential rockburst effects, with the added benefit that workers' confidence would be increased by the identification and consequent mitigation of potentially hazardous conditions.

Just under a quarter of the rockbursts were detected inside siltstone beds (22.4%), with the remainder occurring in sandstone beds. Typically the more powerful rockbursts came from within sandstone beds.

Figure 5 shows a summary of the rockburst activity from November 2014 to July 2016 (4.7 to 9.6 km excavated) for the leading TBM. The dark orange bars show the length excavated for any given month. The yellow bars show the actual number of rockbursts recorded each month. The former divided by the latter gives the average excavated length per rockburst per month and is shown by the green line. It shows that rockburst activity increased sharply in March 2015 leading to a 12 month period with frequent rockburst activity, corresponding to approximately 2.7 km of tunnel.

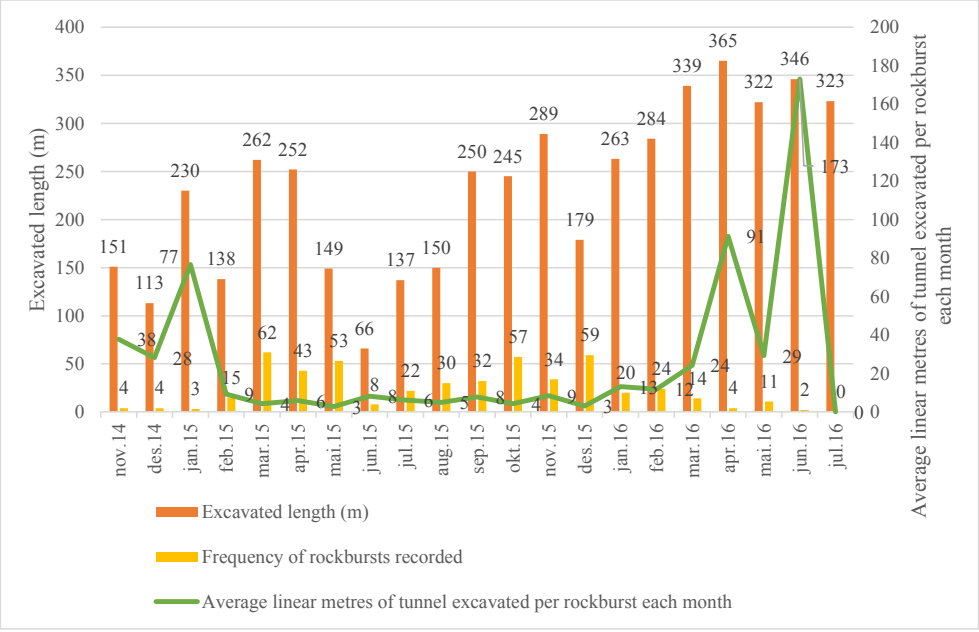


Figure 5: Graph showing average linear metres of tunnel excavated per rockburst each month for the leading TBM

The rockbursts have been categorised as follows:

- Category 1: Noise only: a slight popping sound is heard as energy is released but there no damage to the rock support or ejection of rock
- Category 2: Noise and weak rockburst: a popping sound is heard as energy is released and there may be some light damage to the rock support and surrounding rock (e.g. cracking in the shotcrete and rock)
- Category 3: Noise and medium rockburst: loud popping sounds are heard as energy is released and there may be splitting, spalling or shallow slabbing to the rock support and surrounding rock
- Category 4: Noise and major rockburst: loud sound similar to an explosion, violent ejection of rock into the tunnel and severe damage to the installed support

Figure 6 shows that the overwhelming majority of rockbursts belonged to category 2, meaning that a popping sound was heard as the energy was released and there may have been some light damage to the rock support and surrounding rock.

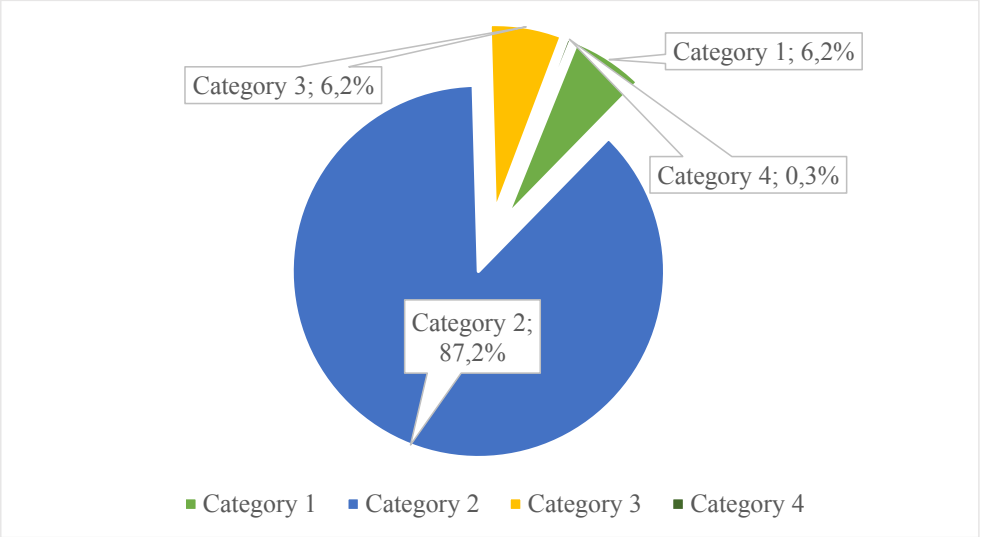


Figure 6: Rockburst distribution by magnitude

CORRELATION OF ROCKBURSTS WITH TBM ACTIVITY

To advance the tunnel whilst installing adequate rock support, this TBM follows a set sequence of activities. Rockbursts were recorded during the following TBM activities:

- Excavation, i.e. the TBM advancing by cutterhead rotation with the gripper shoes applied against the tunnel periphery
- Installation of initial rock support at the L1 zone (just behind the shield), i.e. once the TBM has advanced a full stroke, necessary rock support is installed at the L1 zone
- Other, e.g. regular maintenance or repair work being carried out on the TBM

Figure 7 presents data showing the activities undertaken while rockbursts were encountered on the TBM.

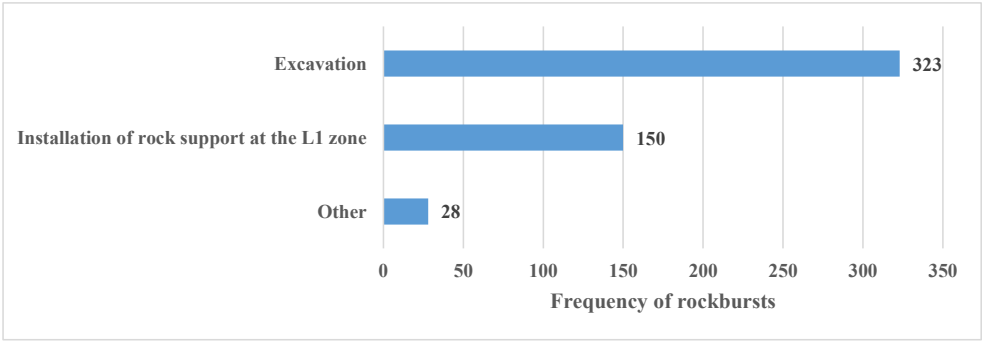


Figure 7: Graph showing frequency of rockbursts depending on the activity of the leading TBM from November 2014 to July 2016

The data shows that the majority of rockbursts (64.5%) were encountered while the TBM is excavating. The most common type of rockbursts recorded were strainbursts, where the stresses near the tunnel periphery exceed the rock mass strength and lead to rock mass fracturing and dilation. Therefore, it is not surprising that most of these incidents occur whilst the TBM is cutting through and redistributing stresses in the rock mass.

Just below a third (29.9%) of rockbursts were recorded while the rock support was being installed at the L1 zone. This means that any stress changes in the surrounding rock caused by the excavation did not release the seismic energy until workers had begun to install initial support. It is obviously beneficial to limit the number of rockbursts occurring while this activity is taking place so that as few workers as possible are exposed.

The remainder of the rockburst activity (5.6%) was recorded when activities other than excavation or support installation were taking place, such as during maintenance periods.

ROCKBURST DISTRIBUTION BY LOCATION

Rockbursts were encountered at the following locations on the leading TBM:

- Ahead of or at the TBM face
- The TBM shield
- The L1 zone
- Behind the L1 zone

Figure 8 is indicative only but shows the different locations on the TBM.

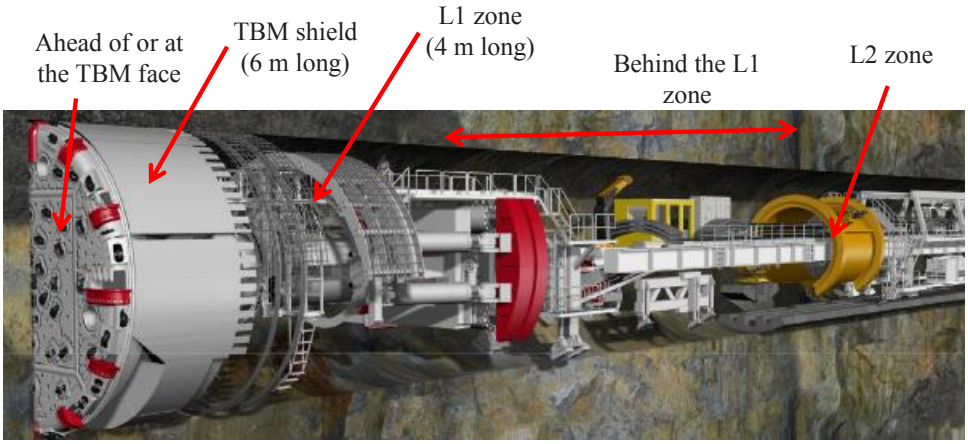


Figure 8: Schematic of gripper TBM (indicative only) [Jehlem (2011)]

The data showing the rockburst distribution by location on the leading TBM is presented in Figure 9.

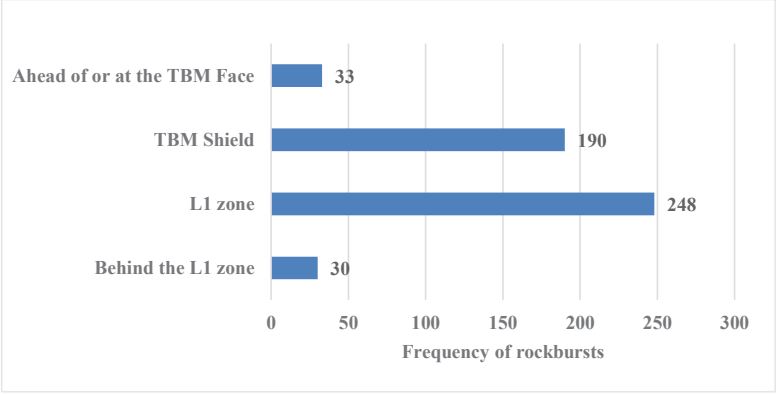


Figure 9: Graph showing location of rockbursts on the leading TBM from November 2014 to July 2016

The data shows that only a small proportion (6.6%) of the rockbursts occur ahead of or at the TBM face. The data from the previous section shows that nearly two-thirds (64.5%) of all of the rockburst activity occurs during excavation, but it is interesting to note that so little activity happens at the TBM face despite most of the activity being recorded during excavation. In terms of safety this is the least hazardous location for rockbursts to occur on the TBM since the workers are not directly exposed to the face due to the presence of the shield.

Just over a third (37.9%) of the rockburst activity was recorded on the TBM shield. The shield is 6 m long which means that nearly half of the rockburst activity (including that at the TBM face) occurred less than one diameter behind the excavated face.

Approximately half (49.5%) of the rockbursts occurred in the L1 zone. This is the most hazardous location to experience rockbursts with regards to safety of the workers. This is

especially true when rockburst activity is encountered during the installation of initial support, which occurs in nearly 30% of cases as detailed previously.

The results also show that only 6% of the rockbursts occur behind the L1 zone. This low incidence was favourable since the 60 m area between the L1 and L2 zones has a dense arrangement of electrical and hydraulic equipment that effectively blocks any access to the tunnel sidewalls and crown. This means that any repairs in this area due to rockburst activity cannot be carried out until the L2 zone reaches the area needing repair.

FREQUENCY OF ROCKBURSTS DEPENDING ON THE POSITION IN THE SANDSTONE BED

More than three-quarters (77.6%) of rockbursts occurred while the leading TBM was excavating through sandstone beds. Probing ahead of the face was routinely carried out during TBM tunnelling operations, whereby a hole was drilled and certain parameters including rate of penetration, water inflows and colour of rock chippings were recorded to assess potential ground conditions that would be encountered by the TBM. This meant that the presence and thickness of sandstone beds could be accurately forecasted. Rockbursts were recorded when the TBM cutterhead was at the following positions inside the sandstone beds:

- In a 2 m zone before entry into the sandstone bed or the first quarter of the sandstone bed (e.g. the cutterhead was either in the 2 m entry zone before the sandstone bed begins or within the first 25% of the width of the sandstone bed)
- The second quarter of the sandstone bed (e.g. the cutterhead was between a quarter and half of the way into the sandstone bed)
- The third quarter of the sandstone bed (e.g. the cutterhead was between half and three-quarters of the way into the sandstone bed)
- The fourth quarter of the sandstone bed or in a 2 m zone after exiting the sandstone bed (e.g. the cutterhead was either within the last 25% of the width of the sandstone bed or in the 2 m exit zone after the sandstone bed)

Figure 10 summarises the number of rockbursts in relation to the position of the leading TBM cutterhead within a given sandstone bed.

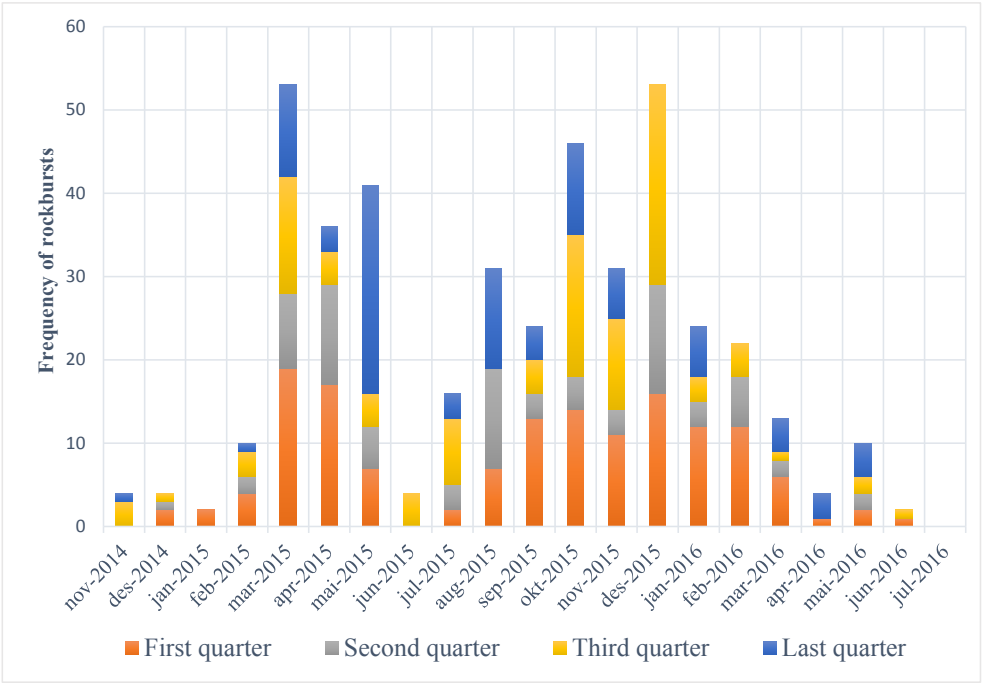


Figure 10: Graph showing frequency of rockbursts depending on the position of the leading TBM cutterhead within a given sandstone bed from November 2014 to July 2016

Out of the 501 rockbursts detected, 389 were in sandstone. Out of the remaining 112 rockburst detected in siltstone, 41 of these (36.6%) were recorded in either the 2 m entry or exit zones of sandstone beds. This meant that a significant number of rockbursts occurred at the contact zones between these two lithologies. The workers were aware of the increased instances of rockburst activity as they excavated through these contact zones and were able to apply mitigation measures when appropriate.

One apparent trend is that just over a third (34.4%) of the rockbursts occur either in the entry zone to the sandstone beds or within the first quarter of the sandstone bed. This could be because when this hard, brittle rock mass is encountered, any strainburst activity is generally released before the TBM cutterhead had reached a quarter of the way through that sandstone bed.

The results are generally quite evenly distributed as to where the rockbursts occur within the sandstone bed and at the time of writing it is difficult to draw too many firm conclusions from this particular analysis.

AVAILABLE MITIGATION MEASURES

Rockburst conditions were initially anticipated for the TBM drives although regular rockburst activity was not encountered until about half way into the tunnel drives. At that time the extent of the phenomenon and the ‘tectonic zone’ of high stresses (k up to 2.2) where the major principal stress is oriented sub-horizontally could not be accurately forecasted. The following mitigation measures make use of the equipment that was already available on the TBMs, such as the probe drill, high torque rock bolt drills and shotcrete equipment.

Longitudinal Relief Holes

The drilling of longitudinal stress relief holes ahead of the tunnel face can fracture the rock mass, thereby releasing stress and reducing the potential for rockbursts. These holes can be installed using the probe drill and ideally should be close enough together so that the rock between the holes cracks or fractures to release the stress. The holes can be targeted in the parts of the tunnel where the highest stresses occur. For the project where this data was obtained, the holes were drilled using the probe drill with a 102 mm drill bit at a lookout angle of 10°. Although this did not cause visible fracturing of the rock mass between the holes as described above, popping and cracking of the rock mass was heard indicating that the mitigation measure was effective in terms of releasing stress in a non-violent manner.

Figure 11: Installation of longitudinal relief holes on the TBM using the probe drill

Radial Relief Holes

The installation of radial stress relief holes can reduce the likelihood of rockbursts by moving the tangential stress peak away from the excavated perimeter. These holes must be large enough and at small enough centre-to-centre spacings so that the rock between the holes cracks and breaks. This creates a layer surrounding the excavation perimeter where the stress has been relieved. Fewer holes are required when the rock is fractured. For the project where this data was obtained, the holes were drilled using a 64 mm drill bit at a length of 3.85 m for the upper 240° of the tunnel. These dimensions were determined by the rock bolt drills. Although this did not cause visible fracturing of the rock mass between the holes as described above, popping and cracking of the rock mass was heard indicating that the mitigation measure was effective in terms of releasing stress in a non-violent manner.

Figure 12: Installation of radial relief holes on the TBM using the rock bolt drill

Horizontal Side Wall Probe

One of the significant issues leading to the severe rockburst on 31st May 2015 issue was the change in strike of the strata encountered from perpendicular to the tunnel excavation to parallel to the tunnel excavation. This change resulted in sandstone beds that were prone to rockbursting being obscured by siltstone beds not prone to rockbursts. In order to try and detect similar situations which may occur, side probe holes were installed at 5 m intervals on both sides of the excavated tunnel and located at the axis level of the tunnel. This activity was implemented in all of the tunnels being excavated in siltstone after 31st May 2015.

Installation of Shotcrete at the L1 Zone

Reinforcement of the rock mass is initially carried out by the installation of rockbolts and wire mesh, which are routinely installed on the TBM. Additional functionality can be provided by the addition of reinforced shotcrete. Because of the substantial post-peak strength of the reinforced shotcrete, it is able to add significantly to the energy absorbing capability or toughness of a support system. (Kaiser et al. 1996)

On the TBMs used on this project, shotcrete can be sprayed in three areas; the L1 zone as initial support, a few metres further back where the invert is sprayed and the L2 zone where the permanent support installation is finalised. The L2 zone consists of a spray robot beam with one lifting beam mounted per side. By design, most of the shotcrete application on the TBM is performed by two robots in the specially shielded area at the L2 zone.

In conditions where less support is required, it is beneficial to apply most of the shotcrete at the L2 zone which means that the initial support can be installed quickly and the excavation can be resumed. However, 94% of rockbursts were detected at the front 10 m of the TBM (Figure 9). Therefore to be an effective mitigation measure against rockburst activity, the majority of the shotcrete must be applied as soon as possible, i.e. at the L1 zone. Once the leading TBM encountered rockbursts on a regular basis, 62% of the shotcrete was installed at the L1 zone.

Shotcrete is a versatile material that can be installed as a stiff element, as a closed-ring shotcrete lining or as a yielding element, e.g. isolated shotcrete panels. Certain elements (e.g. mesh reinforced shotcrete) may undergo a transition from stiff to ductile behaviour at large differential displacements and are therefore a very tough retaining element. Shotcrete acts primarily as a retaining element, but also helps to strengthen the rock mass by preventing loosening at the surface and subsequent excessive rock mass bulking. (Kaiser et al. 1996)

The installation of shotcrete at the spring-line where the gripper shoes are applied is particularly important, due to the high horizontal in-situ stresses present there and to cover supports elements installed at the spring-line.

Figure 13: Application of shotcrete at the L1 zone

Installation of Overcutters

The diameter of any TBM is determined by the width of the cutterhead plus the additional length of the protruding cutters (gauge cutters). These cutters are located in a fixed position around the periphery of the cutterhead so the measurement across the cutterhead including the cutters is constant. As the cutterhead rotates and excavates the tunnel the cutters naturally experience wear, leading to a reduction in the diameter. Regular monitoring and subsequent replacement of cutters maintains the cutterhead diameter close to the original design. The remainder of the TBM including the back-up gantries is designed to fit within this diameter with a clearance envelope.

Overcutting capability can be achieved by extending the cutters located on the cutterhead periphery using shims to increase the diameter of the cutterhead, thereby increasing the whole tunnel diameter. Replacing the gauge cutters with larger diameter alternatives also increases the overcutting capability. Both of these methods were employed on the project with a net result that the tunnel diameter was increased by 100 mm.

The application of this equipment was of particular significance for the following mitigation measures.

Change of Alignment
The initial centre-to-centre spacing between the tunnels was 33 m. Although this is well within normal design standards, it was acknowledged that increasing the spacing between the two tunnels would reduce the stress in the pillar and thereby reduce the potential for rockbursts. The spacing was increased gradually by 'stepping out' one of the TBMs which was facilitated by installing overcutters so that the machine could be steered into a curve until the desired spacing was obtained and then steered back to the standard and parallel alignment. The TBM on the project was 190 m in length and required a large turning radius to change the alignment. The addition of the overcutters improved the ability of the lead TBM to carry out the alignment change to increase the twin tunnel centre-to-centre distance to 55.5 m.

Addition of Heavy Rockburst Support
One of the rockburst mitigation measures was the addition of a 350 mm thick shotcrete lining in the L1 section of the TBM. Although the TBM back up gantries had been designed with a safety envelope for the final supported excavated tunnel, the additional space created by overcutting was beneficial to help prevent sections of the TBM back up gantries catching on the heavier installed support. The extra space also proved useful whenever rockbursts occurred in the 60 m between the L1 and L2 zones. This section of the TBM had a dense arrangement of electrical and hydraulic equipment meaning that damage to the rock mass caused in this area by rockbursts could not be repaired until the L2 zone reaches the area needing repair. Therefore the initial envelope provided by the overcutters proved invaluable in order to allow installation of heavier support to restrict rockbursts in this area while accommodating the spatial constraints of the back-up gantry.

MITIGATION MEASURES UNDERTAKEN FOR DIFFERENT SCENARIOS UNDER ROCKBURST CONDITIONS

Mitigation Measures for Different Activities

The specified mitigation measures are based on the analysis outlined earlier in this paper (Figure 7). Table 1 summarises the mitigation measures that are appropriate to mitigate the occurrence of rockbursts during various tunnelling activities.

Table 1: Summary of rockburst mitigation measures by activity

Activity on the TBM	Appropriate mitigation measures
Excavation	• Installation of longitudinal relief holes
Installation of rock support	• Installation of longitudinal relief holes • Installation of radial relief holes • Application of shotcrete at the L1 zone • Horizontal sidewall probe • Installation of overcutters

Mitigation Measures for Different Locations

The specified mitigation measures are based on the analysis earlier in this paper (Figure 9). Table 2 summarises the mitigation measures that are appropriate to mitigate the occurrence of rockbursts depending on where they occur on the TBM.

Table 2: Summary of rockburst mitigation measures by location

Location on the TBM	Appropriate mitigation measures
Face	• Installation of longitudinal relief holes
Shield	• Installation of longitudinal relief holes
L1 zone	• Application of shotcrete at the L1 zone • Installation of longitudinal relief holes • Installation of radial relief holes • Horizontal sidewall probe • Installation of overcutters
Other	• Application of shotcrete at the L1 zone • Installation of overcutters

Mitigation Measures for Rockbursts Depending on the Position in the Sandstone Bed

The specified mitigation measures are based on the analysis outlined in the relevant section earlier in this paper. The following mitigation measures are appropriate to mitigate the occurrence of rockbursts that occur within the first quarter of the sandstone bed:

- Installation of longitudinal relief holes
- Installation of radial relief holes
- Application of shotcrete at the L1 zone
- Installation of overcutters

CONCLUSIONS AND FURTHER WORK

No single technique can or should be relied upon for rockburst mitigation; a multi-faceted approach should be pursued. The rate of rockbursts detected was relatively uniform for a large part of the tunnel drive as shown in Figure 5. When excavating through highly stressed ground any stored energy must be released which is why the mitigation measures outlined in this paper were applied rigorously. It can be seen that the monthly excavation rate of the TBM generally improved during this period of heightened rockburst activity demonstrating that the mitigation measures described in this paper were effective.

Many of the mitigation measures omitted from this paper (such as installing dynamic support) were done so because the TBM could not be economically modified mid-way through its drive to implement these mitigation measures. This demonstrates the importance of considering which potential mitigation measures are available to TBM workers while the TBM is being designed and before it is assembled.

It should be noted that this paper only analyses the rockburst activity on the leading TBM. Once the trailing TBM has completed its drive, new data will be available which can be analysed. Data from both TBMs can then be compared and cross-referenced, meaning that differences between the TBMs can be identified as well as possible influences that the leading TBM had on the trailing one, such as analysing whether ‘stepping out’ the leading TBM had any effect on the rockburst activity encountered by the trailing TBM.

REFERENCES

Kaiser P.K. & McCreath D.R. (1993). Rock mechanics considerations for drilled or bored excavations in hard rock. Tunnelling and Underground Space Technology, 9 (4), 425-437.
Kaiser P.K., McCreath, D.R. & Tannant, D.D. (1996). Canadian Rockburst Support Handbook, Mining Re-search, Directorate, Sudbury, Canada
Jehle (2011) Roof Support and Ground Control Equipment
World Stress Map Project, http://www.world-stress-map.org

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

SIKRING AV KRAFTSTASJONSGROP PÅ VAMMA MED KRAFTIGE FJELLANKRE

Construction pit in Vamma supported with heavy rock anchors

Jóhann Örn Friðsteinsson, Ingeniørgeolog, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Hafslund Produksjon utvider Vamma kraftverk mellom Skiptvet og Askim kommune i Østfold. Utvidelsen består av bygging av et nytt aggregat, som vil erstatte noen av de eldste aggregatene i det eksisterende kraftverket. Norconsult har hatt ansvaret for prosjektering og bistått ved oppfølging av grunnarbeider. AF Gruppen er hovedentreprenør for byggekontrakten i prosjektet.
Det nye aggregatet plasseres i en ny kraftstasjon som etableres i en ca. 50 m dyp byggegrop. Ugunstig retning på foliasjonssprekker i nedstrøms skjæringsvegg har ført til behov for tung sikring i form av forspente lissestag (fjellankre), for å sikre stabiliteten i kraftverkets levetid. Totalstabilitet i anlegget ivaretas av totalt 95 oppspente lissestag med låselast på 1562 og 2009 kN. Artikkelen beskriver de registrerte grunnforholdene, utførte stabilitetsanalyser og det stabiliserende tiltaket som ble utført for å tilfredsstille krav om totalstabilitet.

SUMMARY

Hafslund Produksjon is building a new aggregate at Vamma powerstation in Skiptvet and Askim municipality in Østfold, East Norway. The new aggregate will be an extension to the existing powerstation and replace some the oldest aggregates. Norconsult has performed the detail design and assisted in supervision of the construction works. The main contractor for civil works is AF Gruppen.
The powerstation will be established in a 50 m deep construction pit with steep rock cuts. Unfavorable direction of foliation joints in downstream wall has resulted in installation of 95 pre-stressed rock anchors, each with an anchor lock-of load of 1562 and 2009 kN. This paper presents the geological observations, stability analyses and the installed rock support to fulfill the requirements from geotechnical design.

INNLEDNING OG BAKGRUNN

Vamma kraftverk er et av Norges største elvekraftverk og utnytter et 28,5 m fall i Vammafossen i Glomma, ved kommunegrensen mellom Askim og Skiptvet kommuner. Kraftverket ble opprinnelig satt i drift i 1915 med to aggregater og ble senere bygd ut i flere trinn og har nå i dag 11 aggregater med samlet årsproduksjon på 1350 GWh. Det nye aggregatet (Vamma 12) bygges som en separat enhet litt sør for eksisterende stasjon med slukeevne på 500 m^3/sek og installert kapasitet på 128 MW. Bygging startet i slutten av 2015 og er planlagt ferdigstilt våren 2019. Byggherre er Hafslund Produksjon og hovedentreprenør er AF Gruppen.

Sprengningsarbeider er for det meste ferdigstilt og det gjenstår kun trimming og sprengning av bergterskler i både oppstrøms og nedstrøms ende av kraftverket. Totalt er det sprengt ut litt over 200.000 m^3 derav 160.000 m^3 i dagen og 45.000 m^3 tunnel.

Figur 1. Kraftstasjonsgropen til Vamma 12.

Kraftstasjonen skal etableres i en 28 x 38 m byggegrop sprengt fra kote 40-48 ned til kote -6, i bunn sugerør. Skjæringsvegger er sprengt med helning 10:1 ned til kote 25 og fra kote 25 og nedover er skjæringsvegger vertikale. Tromme i kraftstasjonen skal senere kontaktstøpes mot fjell opp til kote 25 og dermed kun øverste 15 m av kraftstasjonsgropen gjenstå som åpen skjæring etter ferdigstillelse.

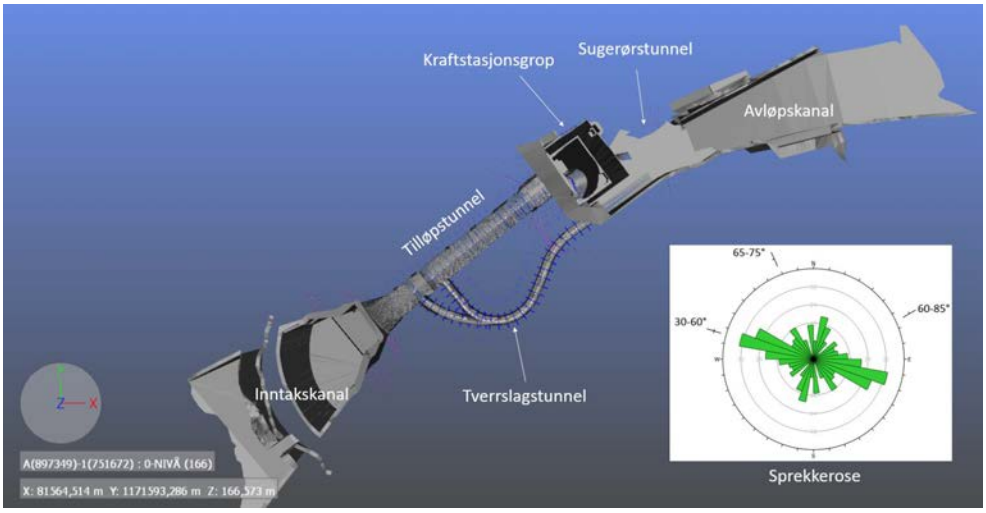
Etter sprengning av øverste del i kraftstasjonsgropen raste det ut en del masser langs et tydelig foliasjonsplan i bergmassen, kartlegging av grunnforhold i området samt stabilitetsberegninger indikerte at det var behov for tung bergsikring av skjæringen med fjellankre for å ivareta stabiliteten videre nedover i kraftstasjonsgropen. Stabilitetsberegninger og prosjektering av sikringstiltaket er utført iht. Eurokode 7 og utførelse iht. retningslinjer i Betongforeningens publikasjon 14. Spennarmeringsarbeider.

GEOLOGI

Berggrunn

Berggrunnen i området består av middels grovkornet glimmergneis med felter av rød kalifeltspat. Gneisen tilhører Østfoldkomplekset som omfatter de eldste bergartene i Østfold. Berggrunnen antas å ha deltatt i den gotiske fjellkjededannelsen for 1750-1500 millioner år og senere i den svekonorvegiske fjellkjedeprosessen for 1100-950 millioner år 2]. Berggrunnen stedvis sterkt foldet og tektonisk påvirket. Den fremstår generelt som middels til lite oppsprukket med RQD > 60 men i noen områder er berget sterkere oppsprukket langs foliasjonsplanet med RQD <10.

Oppstrøms kraftstasjon, i tilløpstunnel og inntakskanal har foliasjonsplanet 30-40° fall mot NNØ men i og ved kraftstasjonsgropen er fallet i motsatt retning med fall på 40-60° mot SSV. I tillegg er det registrert sprekker med steilt fall på 65-75° mot N230-245°Ø og 60-85° fall mot N330-335°Ø.

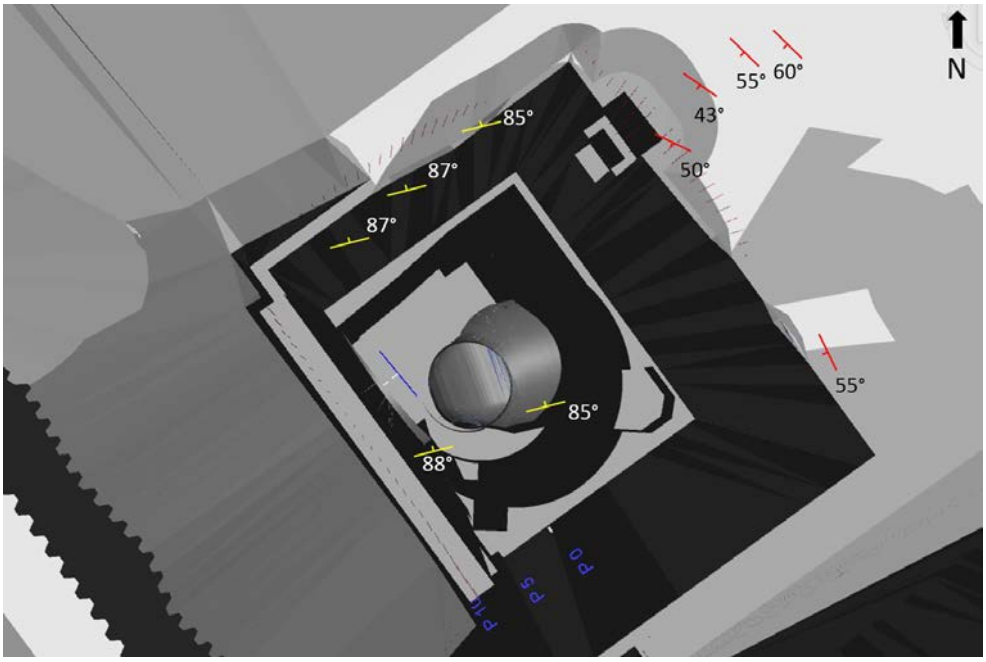


Figur 2. Registrerte sprekker ved anlegget.

Forhold ved kraftstasjonsgrop

Etter sprengning av øvre del av byggegrop for kraftstasjon oppsto det utglidning av berg i nedstrøms skjæringsvegg i byggegropen, mellom kote 30 og 40. Utglidningen oppsto langs foliasjonsplanet som i dette området har strøkretning omtrent parallelt skjæringsveggen, med varierende fall på 43-60° mot N200-230°Ø. Avstand mellom foliasjonssprekker er registrert ned til noen fåtalls cm. Ved detaljert kartlegging i området ble det observert at fallet på foliasjonsplanet ble steilere med økende avstand i nedstrøms retning fra skjæringsveggen. Foliasjonssprekkene er bølgete med relativt glatte sprekkeflater. De fleste sprekkeflatene er svakt omvandlete med silt- og sandpartikler. Enkelte flater har mer siltig sprekkebelegg. I tillegg til foliasjonssprekkene er det registrert sprekkesett med steilt fall, på 85-90° mot N330-340°Ø i sidevegger i byggegropen samt i både tilløpstunnel og sugerørstunnel. Disse sprekkene er tilnærmet vinkelrette på foliasjonssprekkene og vil kunne avløse enkeltblokker i skjæringen. Andre sprekker forekommer mer sporadisk.

Figur 3. Registrerte sprekker ved nedstrøms vegg i kraftstasjonsgrop.



Figur 4. Retning på sprekker i øvre del av kraftstasjon. Foliasjonssprekker med rød strek.

STABILITETSBEREGNINGER

Geometri

Bergskjæringen i nedstrøms vegg i kraftstasjonsgropen er 50 m høy ved det høyeste partiet. Under en del av skjæringen ligger sugerørstunnelen, 22 m bred og omtrent 12 m høy ved gjennomslaget inn til kraftstasjonen. Dette medfører at største del av skjæringen er mellom 36 og 40 m høy. Ved stabilitetsberegningene er det tatt utgangspunkt i en teoretisk plan sprekk med 55° fall ned mot byggegropen og utgående i skjæringspunktet i senter heng i sugerørstunnel og nedstrøms skjæringsvegg. Total areal på et teoretisk størst mulig berglegeme som måtte sikres er 378 m^2 pr. m skjæring som gir et total volum på over 14.000 m^3 langs hele skjæringsbredden.

Aktiv friksjonsvinkel

For vurdering av skjærstyrke og aktiv friksjonsvinkel til foliasjonsplanet er det benyttet Barton-Bandis kriteriet hvor skjærstyrken kan beregnes ved den ligningen [1]:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan\left(JRC \cdot log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right)$$

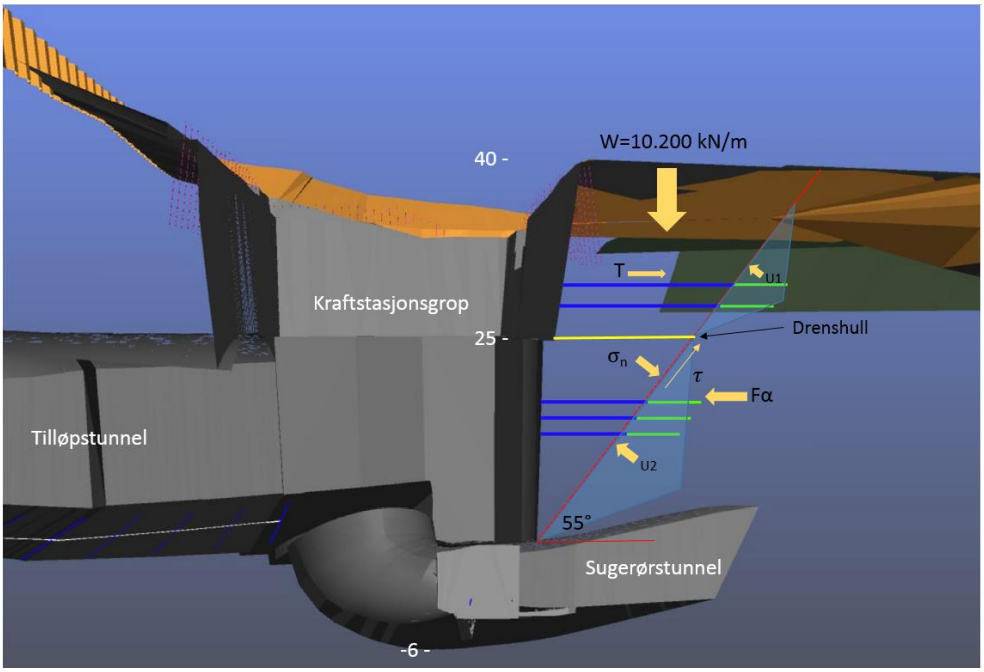
Hvor: σ_n = normal spenningen på sprekkeplanet
JRC = sprekkeflatens ruhetskoeffisient
JCS = sprekkeflatens trykkfasthet
ϕr = residual friksjonsvinkel

JRC er målt på sprekkeflatene og trykkfastheten beregnet utfra målinger med Schmidt-hammer. Residual friksjonsvinkel er beregnet med normative verdier for basis friksjonsvinkel på glimmergneis.

Den aktive friksjonsvinkelen er, som kjent, ikke konstant og avhenger av normalspenningen på planet hvor:

$$tan\phi_a = \frac{\tau}{\sigma_n}$$

Med målte og beregnede verdier er aktiv friksjonsvinkel beregnet til 39° ved både drenerte og udrenerte forhold.



Figur 5. Modell for stabilitetsberegninger

Resultat fra stabilitetsanalyse

På grunnlag av analysene er det foretatt stabilitetsberegning med hensyn til muligheten for plan utglidning langs foliasjonsplanet. Resultatet gir en sikkerhetsfaktor på 0,31 med sprekkevannstrykk fra kote 35 og jordskjelvbelastning. Ved å redusere sprekkevannstrykk og se bort fra jordskjelvbelastning øker sikkerhetsfaktoren opp til 0,51.

Med utgangspunkt i stabilitetsberegningene var det utvilsomt behov for tiltak for å ivareta totalstabiliteten.

Stabilitetsforbedrende tiltak

Resultatet fra stabilitetsberegninger viser at det er behov for en horisontal kraft på 5800 kN/m for å oppnå tilfredsstillende stabilitet ihht. Eurokoden. Med behov for så stor stabiliserende komponent ble det vurdert om den permanente konstruksjonen som skal etableres i kraftstasjonsgropen kunne implementeres som en del av stabiliserende faktor.

For å tilfredsstille stabiliteten i midlertidig fase er stabilitetsberegningene utført med redusert vanntrykk som kan oppnås både ved drenshull i skjæringsveggen og drenering til den 22 m brede sugerørstunnel under skjæringen. I tillegg er det sett bort fra jordskjelvbelastning. Beregningene viser at den horisontale kraften kan reduseres ned til 4500 kN/m for å tilfredsstille stabiliteten under midlertidig forhold og må da betongkonstruksjonen dimensjoneres for å ta opp den resterende kraften på 1300 kN/m.

UTFØRT SIKRINGSTILTAK

I prosjektering av stabilitetstiltaket er det tatt utgangspunkt i oppspente lissestag for å øke stabiliserende krefter. Den optimale vinkelen for forspente stag vil være lik den aktive friksjonsvinkelen men av praktiske årsaker og for å redusere lengder på stagene ble det bestemt å installere stagene horisontalt. Stag med tillatt låselast på rundt 2000 kN ble lagt til grunn for å oppnå god og jevn fordeling av den stabiliserende kraften i skjæringsveggen.

Hovedentreprenøren engasjerte Nordisk Fundamentering (NFT) som underentreprenør på arbeidene som videre brukte Dywidag som leverandør av lissestag. Lissestagene som er brukt består av 12 stk 0,6" spenntau, hvor den frie forlengelsessonen er plastbelagt med fett mellom stål og plast. Innerst i forankringssonen er spenntauene rene uten fett og plastbelegg. Spenntauene ligger inne i et korrugert plastrør som er lukket med endestykke i bunnen. For gysing er lagt inn injeksjonsslanger fra topp til bunn for å gyse hulrommet mellom spenntau og det korrugerte røret og mellom røret og berg [3].

De stagene som er benyttet har bruddlast på 3125 kN og flytelast på 2755 kN [3]. Vanligvis er maksimum tillatt låselast etter låsing 73% av flyt og tilfredsstiller stagene dermed til kravene [4].

Av praktiske hensyn ble det bestemt å installere stagene i 5 nivåer og i to faser. Første fase med stag i kote 28 og 30 etter at byggegropen ble sprengt ned til kote 25 og andre fase med stag i kote 16, 18,5 og 21 når gropen var nede på kote 14. I første fase ble det installert 42 stag med låselast på 1562 kN og i andre fase 53 stag med låselast på 2009 kN. Fri lengde og innstøpt lengde på stagene varierer avhengig av avstand fra skjæringsvegg til det teoretiske glideplanet med total staglengder fra 14-21 m. Dimensjoner og laster pr stagrekke er oppsummert i tabell 1.

Tabell 1. Oversikt over dimensjoner og laster på fjellankrene.

Kote	Antall stag	Staglengde	Innstøpt lengde	Låselast
30	21	21	5 m	1562 kN
28	21	20	5 m	1562 kN
20	17	15	5 m	2009 kN
18,5	19	14	5 m	2009 kN
17	17	13	5 m	2009 kN

Øvrige deler av skjæringen er sikret med 4 – 8 m lange ø20 og ø32 mm bolter samt sprøytebetong for å ivareta detaljstabiliteten.

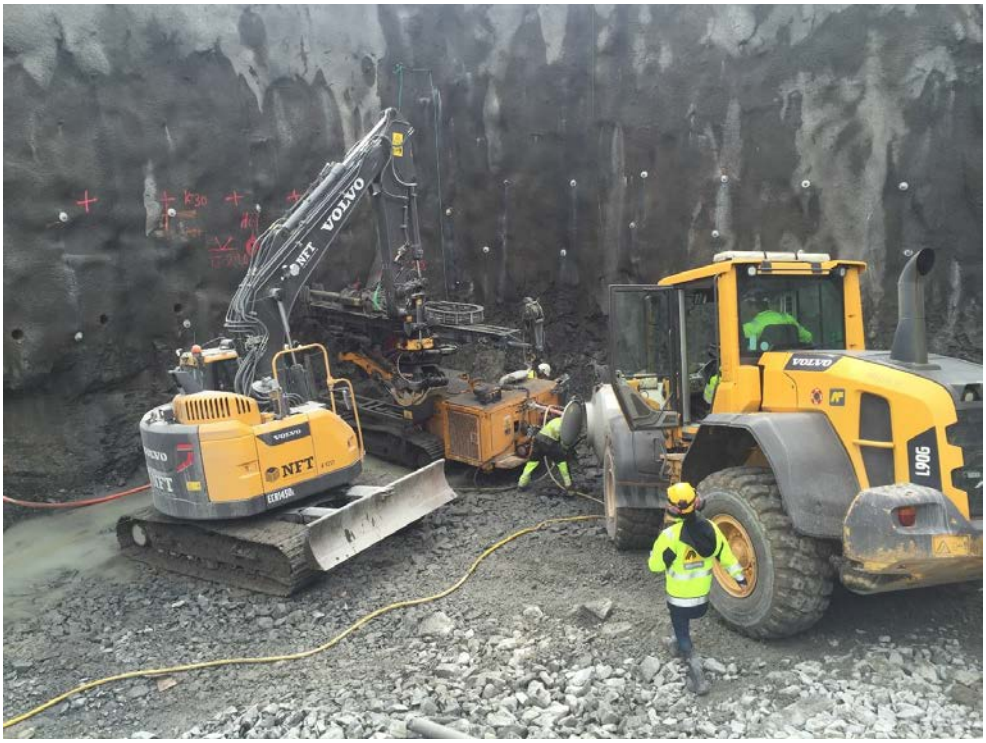
UTFØRELSE AV STAGFORANKRINGEN

Ved utførelse er det tatt utgangspunkt i Publikasjon 14 Spennarmeringsarbeider fra Norsk betongforening. Siste revisjon er fra i januar 2016 med et eget kapittel om permanent stagforankring av berg. Den gir bl.a. anbefalinger om krav til kompetanse til utførende,

etablering av borehull, prosedyrer, protokoll mm. Publikasjonen viser også til de standarder som skal benyttes for materialer, utførelser og prosedyre hvor det er aktuelt.

Boring, vanntapsmåling og injeksjon

Alle hull er boret med ø165 mm krone og vanntapsmålt for å vurdere behovet for injeksjon. Hensikten med injeksjonen er å unngå utvasking av gysemassene både i forankringssonen og i fri forlengelsessonen samt å forsterke bergmessen og tette sprekker for å oppnå tilstrekkelig kapasitet for oppspenningen.



Figur 6. Boring av hull i øvre del av skjæringsvegg.

Det ble satt et lekkasjekrav på 5 L pr minutt ved 1 bar overtrykk over en periode på 10 minutter. Om kravet ikke ble tilfredsstilt måtte borehullet injiseres med industrisement med v/c forhold på 0,8 og trinnvis senkning til 0,4 om mottrykk ikke ble oppnådd. I de to øverste stagrekkene ble vanntapet høyere enn lekkasjekravet i 39 hull av 42. Samtlige hull ble injisert og måtte bores opp igjen og tatt en ny runde med vanntapsmålinger. Injeksjonen ble vellykket men ny runde med boring og vanntapsmålinger ble tidkrevende.

I forsøk å spare tid på samme prosedyre ved fase 2 ble det bestemt å utføre vanntapsmålinger fra sugerørstunnelen under skjæringen. Dette kunne utføres samtidig med sprengning videre nedover i kraftstasjonsgropen. Vanntapsmålingene viste her noe mindre vanntap enn ved øvre rekke men fortsatt høyere enn kravet. Injeksjon ble utført med noe høyere trykk enn gjennom staghullene for å få utspredning av masser i eventuelle sprekker. Det viste seg senere å være

vellykket, da det kun ble behov for injeksjon og oppboring i 3 av 53 hullene i de nederste 3 stagrekkene.

Lastoverføring fra strekk til trykk

For å overføre oppspenningskraften til trykk inn mot bergveggen er det støpt opp bjelker langs med stagradene i stedet for en forankringsklosser for hver enkelt stag. Dette for å få god fordeling av lastene langs hele skjæringsbredden. Bjelkene er minimum 300 m brede og 600 mm høye med utsparinger for gjennomføring og låsehoder.

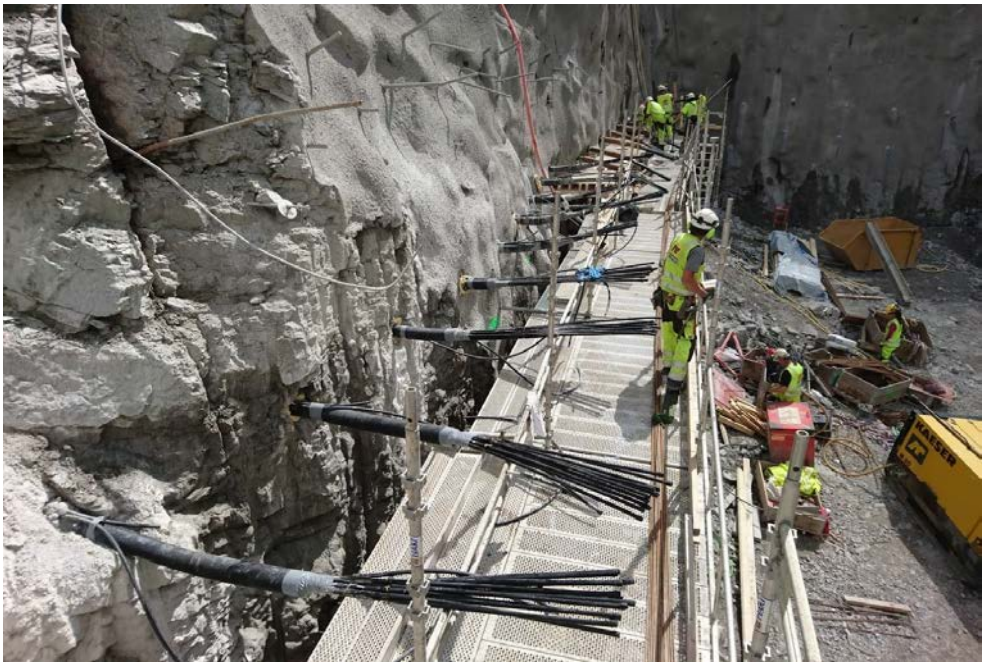
Figur 7. Armering for lastoverføringsbjelker klar for forskaling og støp.

Montering og oppspenning

Lissestagene ble levert komplette med kabler ferdig tredd gjennom korrugert rør og i riktige lengder. For å sikre avstand mellom borehull og stag er det montert avstandsholdere utenpå røret. Etter montering ble stagene gyst fast med lav hastighet opp til toppen av borehullet. Det ble tatt prøver av gysemassene og støpt 100 mm terninger for kontroll av trykkfasthet. Når trykkfasthet på minimum 28 Mpa ble oppnådd kunne stagene spennes opp.

Mens gysemassene herdet ble det utført sprengningsarbeider i gropen med rystelseskrav på 34 mm/s, og senere 70 mm/s etter at gysemassen var fullt herdet.

Oppspenning ble utført med kontrollprosedyre hvor de tre første stagene ble spent opp til en prøvelast på 80% av flytegrense og deretter hvert femte stag med samme prosedyre. Publikasjon 14 anbefaler at det spennes først opp til 10% av låselasten eller prøvelasten for kontrollstag for å oppta slakk og deretter spennes staget opp med avlesing av last og forlengelse ved 40, 70 og 100% av låselasten/prøvelasten. Ved utførelse på Vamma ble lastetrinnene imidlertid 5, 25, 50, 75 og 100% av låselast/prøvelast. Ved oppspenning til prøvelast er det viktig å nevne at det bør ikke settes kiler i låsehodet, men holde lasten stabil i jekken før den reduseres igjen for oppspenning til låselast. Dette for å unngå hakk på spenntauene som vil kunne svekke kapasiteten noen mm nedenfor låsingen.
Montering og oppspenningen ble gjennomført uten store komplikasjoner og etter godkjenning fra byggherren ble stagene kappet og endene dekket med fett og beskyttelseshatt.



Figur 8. Stag ferdig montert i øverste stagrekke.

Figur 9. Avstandsholdere på korrugerte rør for å sikre jevn avstand fra vegg.

Figur 10. Stor del av øverste stagrekke ferdig oppspent.

Figur 11. Kraftverkets absolutt vakreste sted: Nedstrøms skjæringsvegg i kraftstasjonsgropen til Vamma 12.

REFERANSER

[1] Barton, N.R and Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech. 10(1-2), 1-54.

[2] Berthelsen, Asger; Olerud, Svein: Sigmond, Ellen M.O.; Sundvoll, Bjørn 1996. Oslo. Berggrunnskart; Oslo 1:250.000

[3] Dywidag Norge (2000). Datablad, Permanent Line forankring Type R 0,6"/140mm^2.

[4] Norsk betongforening (2016). Publikasjon nr.14 Spennarmeringsarbeider, kapittel 15.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Problemstillinger knyttet til måling av svelletrykk og fastsettelse av svelletrykket for en svakhetssone

Problems related to measuring of swelling pressure and determination of swelling pressure in weakness zone

Ingeniørgeolog Martin Holter, Sweco Norge AS/NTNU

Are Håvard Høien, Vegdirektoratet og NTNU

SAMMENDRAG

Svakhetssoner og forkastninger bestående av svellende sleppemateriale er registrert i alle bergartsregioner i Norge. Det finnes en stor mengde litteratur på svellemekanismer og hvordan svelleleire kan testes. Når det kommer til å anvende informasjonen fra tester og bruke denne til å dimensjonere sikring er materialet mindre.

Det er flere faktorer svelletrykket er avhengig av, både indre og ytre. De indre betingelsene beskriver leiremineralets potensielle svelleevne, og det sees på egenskapene til mineralkornene. Dette er forhold som kan måles i laboratoriet ved preparering og analyse av prøver. De ytre faktorene er derimot vanskeligere å måle og de viktigste av disse er vannforholdene og konsolideringsgraden.

Ved de usikkerheter som finnes ved preparering, testing og tolkning av laboratorieresultater er det vanskelig å kunne bestemme hvor stort svelletrykk som vil mobiliseres mot en sikringskonstruksjon. Det er dermed vanskelig å kunne dimensjonere sikringen.

I oppgaven er det tatt prøveserier ved fire forskjellige tunneler for å se på endring av egenskaper innenfor en sone med svellende mineraler. Resultatene fra testene som ble gjort viste at det var store forskjeller på egenskapene innenfor samme sone. Blant annet en nesten dobling i svelletrykk målt ved ødometeranalyse over en avstand på fem meter. Det er også vanskelig å dimensjonere svelletrykk ved så lite finstoff som 0,6 % og et svelletrykk på 0,36 MPa som ble målt i Larvikstunnelen.

Det finnes i dag lite retningslinjer som beskriver hvordan det skal sikres mot svellende leirsoner. Det som finnes tar lite hensyn til de mange faktorene som påvirker hvor stort svelletrykk som vil virke på sikringskonstruksjonen. Ved Q-metoden blir svellende materiale kun tatt hensyn til ved Ja og SRF, mens det i vegvesenets Håndbok N500 blir beskrevet utstøpning ved svelletrykk > 0,5 MPa ved ødometertest og mektighet på sonen på over to meter. Dette fjernes for øvrig i ny versjon av N500 som kommer november 2016.

SUMMARY

Weakness zones and faults containing swelling gouge are registered in all rock areas in Norway. There is a lot of literature explaining the mechanism of swelling clay and how it can be tested. However, literature about how to use this information for dimension support is almost absent.

There are several factors to consider when dealing with swelling pressure, both inner and outer. The inner factors describe the potential swelling of the clay mineral, dependent of the properties of the mineral grains, and can be measured in the laboratory by preparation and analysis. On the other hand, the outer factors are difficult to measure and the most important is the water conditions and the consolidation degree.

The uncertainties related to the preparation, testing and interpretation of laboratory results make it difficult to decide the size of the swelling that will mobilize on the support construction. This makes it difficult to dimension the support.

There where taken test sets in four different tunnels to look at the change of properties in a weakness zone containing swelling minerals The results shows that there was big differences in the same zone, for instance almost a doubling in swelling pressure over a distance of five meters. In a zone in Larvikstunnelen there is only 0,6 % of the material < 20 μm and a swelling pressure of 0,36 MPa, and this also makes it difficult to dimension the support.

Today few guidelines describe the type and dimension of support in swelling clay zones. Existing literature do not consider the many different factors that influence on the swelling pressure. In the Q-method swelling material is considered by Ja and SRF, and Handbok N500 from Norwegian Public Roads Administration describes how to support when swelling pressure is bigger than 0,5 MPa and the zone is bigger than two meters.

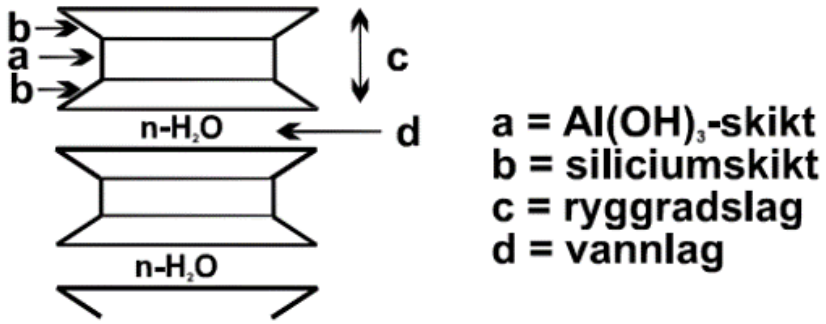
INTRODUKSJON

Denne artikkelen er basert på masteroppgaven til undertegnede med tittelen «Analyse av problemstillinger knyttet til realistisk kvantifisering av svelletrykk på sikringskonstruksjoner i tunneler» skrevet våren 2016 og et litteraturstudie utført høsten 2015 knyttet til dette. Arbeidet med masteroppgaven var todelt, der en del har fokusert på innhenting av litteratur og en på testing av svelleleire og å se på hvordan man skal bruke testresultatene til dimensjonering av sikring. I denne artikkelen blir noe av bakgrunnsmaterialet på svelleprosess og laboratoriemetoder presentert, mens hovedvekten er presentasjon av testing på svellende materiale tatt fra flere plasser i samme svakhetssone.

Oppbygning av svelleleire

Leirmineraler er vannholdige aluminiumsilikater som dannes ved kjemisk forvitring av silikatmineraler, ofte feltspat og glimmer. De vanligste gruppene leirmineraler er kaolinittgruppen, illittgruppen og montmorillonittgruppen. Av disse er det montmorillonitt som har størst potensialet for å svelle.

For å forstå svellingen og svellemekanismer bedre er det gjennomgått oppbygningen av montmorillonitt. Montmorillonitt er bygget opp av et oktaedersjikt, to tetraedersjikt og et vannlag i hvert av ryggradslagene. Dette gir kjemisk formel (Ca, Na, $K)(Al,Mg)_4[(Si,Al)_8O_{20}](OH)_4$*n H_2O, og det skilles mellom Ca-montmorillonitt, Na-montmorillonitt og K-montmorillonitt avhengig av hvilke kation som opptrer. Ryggradslagene holdes ikke sammen, noe som gjør at dipolare vannmolekyler kan trenge inn mellom ryggradslagene sammen med uorganiske kationer. Dette kalles gitterekspansjon og kommer blant annet av en negativ overflateladning som dannes ved at Si- og Al-atomer byttes ut med atomer med lavere valens (Si_4^+ byttes ofte ut med Al_3^+, og Al_3^+ byttes ut med Mg_2^+) (Nilsen og Broch, 2012).



Figur 1: Oppbygning av montmorillonitt med et oktaedersjikt, to tetraedersjikt og et vannlag mellom ryggradslagene (Nilsen, 2014)

Svelleprosessen

I følge Mao (2012) har International Society of Rock Mechanics (ISRM) definert svelling på følgende måte: «Svellemekanismen er en kombinasjon av en fysisk-kjemisk reaksjon som involverer vann og spenningsavlastning. Den fysisk-kjemiske reaksjonen er vanligvis hovedbidraget, men kan bare skje sammen med eller etterfulgt av spenningsavlastning»

Selve svelleprossessen kan beskrives i to stadier. Det første stadiet er som beskrevet over, der vannmolekyler absorberes på leirpartikkelen. Dette kalles hydratisering, og vannmolekylene vil danne lag på lag ut fra leirmineraloverflaten, der vannet kalles hydroskopisk vann, til fritt porevann. Denne svellingen kan føre til en volumøkning på opp mot 100% fra tør tilstand.

Stadium to består av osmotisk svelling. Dette kommer av at det er høyere konsentrasjon av ioner i vannet mellom to ryggradslag enn i porevannet utenfor. Vann vil strømme mot den høyeste konsentrasjoner av ioner for å skape likevekt, og ryggradslagene vil presses ytterligere fra hverandre. Graden av svelling vil være avhengig av mengden tilgjengelig vann, avstand mellom lagene, valens og konsentrasjon av ioner. De største frastøtende kreftene og dermed størst svelling vil oppstå ved Na^+-ioner mellom ryggradslagene og destillert vann som porevann. Svellemekanismen er en langsom prosess og avtar etter hvert som leirmineralene absorberer vann (Nilsen og Broch, 2012).

Betingelser for svelling

For at svelling skal oppstå må indre og ytre betingelser være oppfylt og graden av svelling vil være avhengig av disse. De indre betingelsene bestemmer den potensielle svelleevnen til sleppematerialet. Dette inkluderer (Selmer Olsen, 1985):

- Hvilke mineraler som opptrer
- Mengden av de forskjellige mineralene
- Antall utbyttbare ioner

De ytre betingelsene består av (Selmer Olsen, 1985):

- Konsolidering av sleppematerialet
- De omliggende bergartene
- Tilgang på vann, som igjen er avhengig av:
    - Antall sprekker
    - Sprekkekarakter
    - Sonens permeabilitet
    - Hydraulisk gradient
    - Avdampningsforhold

I tillegg til destabiliserende svelletrykk er montmorillonitt et glatt mineral og friksjonsvinkel ned mot 10° er målt. Dette er en faktor som også må tas inn når det dimensjoneres sikring mot svelleleire (Tyssekvam, 1996).

Svelleleire og sikring

I litteraturstudiet ble det sett på to tidligere prosjekter der oppstå problemer som følge av svelleleire flere år etter tunnelenes åpning. Dette var Hanekleivtunnelen, det det ble målt et svelletrykk på 0,15-0,18 MPa (Middels høyt) og Oslofjordtunnelen med et målt svelletykk på 0,55 MPa (Høyt). Ingen av disse hadde svelleleire som ble karakterisert i kategorien meget høyt (>0,75 MPa).

Det er lite litteratur som kommer med klare anbefalinger for hvordan det skal sikres mot svellende materialer. Statens vegvesen beskriver dette noe i Håndbok N500, Vegtunneler, men da kun med soner større enn to meter og med svelletrykk større enn 0,5 MPa. Det skal da sikres med full betongutstøpning. Q-systemet tar til en viss grad hensyn til svelling ved Ja (tall for sprekkefylling) og SRF (spenningsfaktor). Det er også en generell beskrivelse for hvordan det kan sikres mot svellende mineraler i NFF Hånbok 5, Tung bergsikring i undergrunnsanlegg.

LABORATORIEMETODER

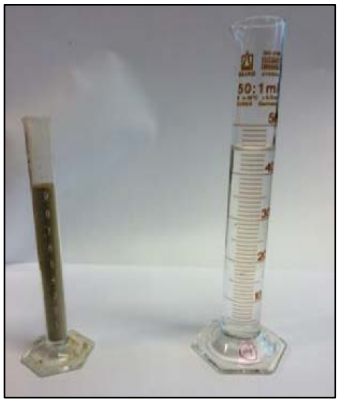
For de fleste analyser som gjøres på mulige svellende materiale foretas det preparering. Dette er for å få resultater som er mest mulig reproduserbare, men gjør også at in-situ struktur og kompaksjon endres.

Preparering for de fleste analyser består i å skille ut partikler som er mindre enn 20 µm. Prøven dynkes først i vann og alle partikler vaskes av bergoverflater og løses opp. Det må så skilles mellom partikler som er større og mindre enn 20 µm. Dette kan gjøres ved å utnytte at partikler har forskjellige fallhastighetene i en gitt væske (Stokes lov), eller ved våtsikting. Etter dette tørkes prøven i tørkeskap og den tørkede prøven knuses i porselensmølle. Det er også vanlig å tørke og veie materialet som er større en 20 µm slik at andel små partikler kan beregnes.

Figur 2: Prøve som er knust i porselensmølle.

Fri svelling

Fri svellingen er en enkel og rask test som kan utføres med enkle remedier. Testen utføres ved at 10 ml (V_t) preparert prøvemateriale drysses i et 50 ml reagensglass fylt med 45 ml destillert vann (Statens Vegvesen, 2010). En illustrasjon av dette er vist i Figur 3.



Figur 3: Bilde som viser 10 ml preparert prøvemateriale og reagensglass med 45 ml destillert vann.

Etter svelling måles volumet av materialet (V_1). Fri svelling kan da regnes ut som prosentvis volumøkning av prøvematerialet (Statens Vegvesen, 2010):

$$\frac{V_1}{V_t} x\ 100 = Fri\ svelling\ [\%]$$

Dette vil gi en indikasjon på om sleppematerialet sveller eller ikke og gir en klassifisering som vist i Tabell 1.

Tabell 1: Klassifisering av sleppemateriale etter resultater fra analyse av fri svelling (Norsk Bergmekanikkgruppe, 1985).

Svellepotensial	Ikke aktivt	Lite aktivt	Middels aktivt	Meget aktivt
Fri svelling	< 100 %	100 – 140 %	140 - 200 %	> 200 %

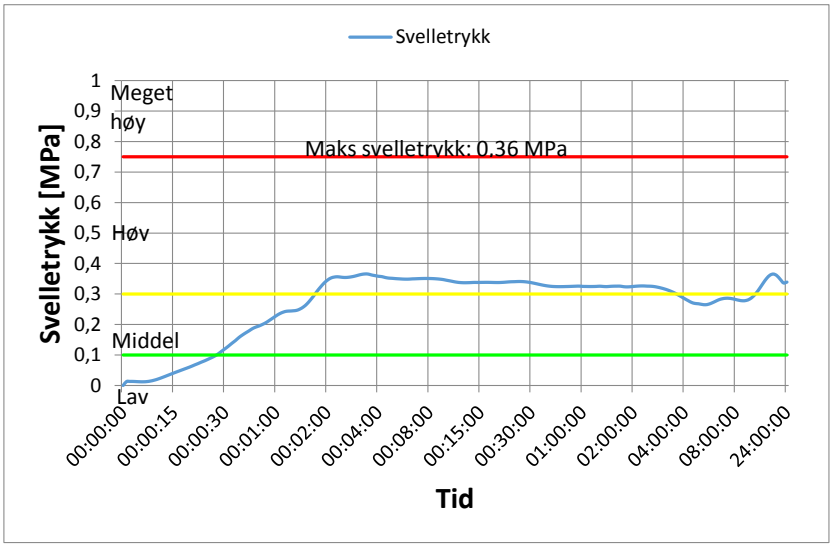
Svelletrykk

Det finnes flere metoder å måle svelletrykk på der den mest benyttede metoden er ved bruk av ødometer. Da benyttes 20 gram preparert prøvemateriale. Dette fordeles i en trykkcelle og komprimeres i et døgn før det tilsettes vann. Det legges på mer trykk etter hvert som prøven sveller, og volumet på prøven holdes da konstant. Trykket måles over tid og prøvematerialet kan da klassifiseres etter høyeste trykk som vist i Tabell 2 (Statens Vegvesen, 2010).

Tabell 2: Klassifisering av sleppemateriale gitt fra svelletrykk fra ødometertest (Norsk Bergmekanikkgruppe, 1985)

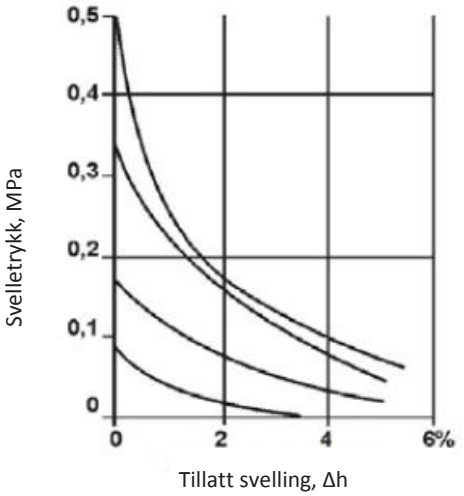
Svellepotensial	Ikke aktivt	Lite aktivt	Middels aktivt	Meget aktivt
Svelletrykk	< 0,10	0,10 – 0,30	0,30 – 0,75	> 0,75

Resultatene fra en ødometertest er vist i Figur 4, med klassifiseringene inntegnet. Det kreves for denne prøven maksimalt 0,36 MPa for at volumet til prøven ikke skal øke.



Figur 4: Typisk graf for utvikling av svelletrykk ved ødometeranalyse.

Det er tidligere gjort analyser på hvordan svelletrykket varierer når høyden på prøvecellen endrer seg. Dette kan relateres til in-situ forhold der sleppematerialet har tilgang til å svelle noe før det møter sikringskonstruksjonen eller ved elastisk sikringskonstruksjon. Resultater fra analysen er plottet i Figur 5. Denne grafen viser at ved en tillatt svelling på noen få prosent vil gi en betydelig reduksjon i svelletrykk (Nilsen og Broch, 2012).

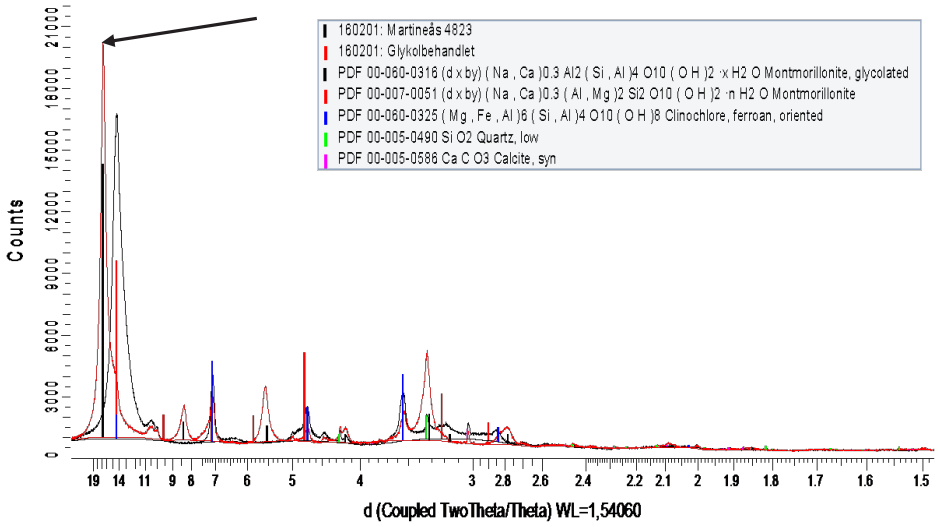


Figur 5: Svelletrykk som funksjon av tillatt svelling (Nilsen og Broch, 2012)

Røntgendiffraksjon (XRD)

Ved XRD-testing finner man repetisjonsavstanden for et ryggradslag og vannlaget. Denne er gitt for forskjellige mineraler og montmorillonitt vil ved tilsetning av glykol og etylenglykol endre repetisjonsavstand. Dette gjør at mineraler (f. eks montmorillnitt) kan identifiseres. Ved denne testen brukes kun partikler mindre enn 6 µm siden det er størst andel med montmorillonitt i denne fraksjonen.

I Figur 6 er det vist hvordan resultatet fra en slik analyse ser ut. Resultatene fra en test uten tilsetning er plottet med svart, mens resultatene fra en analyse med tilsatt glykol er plottet med rød. Repetisjonsavstanden for montmorillonitt er på rundt 14 Å (1,4 nm), mens ved tilsetning av glykol vil den økes til 17,7 Å. Toppene for dette er tydelig markert i grafen, og vil si at prøven inneholder montmorillonitt.



Figur 6: Illustrasjon av resultater fra XRD analyse. Prøveresultater uten tilsatt glykol plottet i svart og resultater med glykolbehandlet prøve plottet med rødt. Toppen for montmorillonitt på den glykolbehandlede prøven er markert med svart pil.

Usikkerheter ved svelleleiretesting

Det er for øvrig store usikkerheter knyttet til testene i laboratoriet. Disse usikkerhetene kan oppsummeres ved følgende punkter (Nilsen et al., 2011):

- Testing foregår kun på materiale fra en liten del av sonen
- Testing foregår på den mest aktive delen av sleppematerialet
- Testing foregår med destillert vann
- In-situ kompaksjon vil endres
- In-situ struktur vil endres

Det vil si at det er store usikkerheter knyttet til laboratorietester av svelleleire, og at resultatene må tolkes på en kritisk måte. Disse usikkerhetene kommer i tillegg til de ytre betingelsene som også er vanskelige å si noe om. Hvilket trykk som virker på sikringskonstruksjonen er også avhengig av tidsforløpet mellom sprengning og installering av sikring.

VARIASJON AV EGENSKAPER INNENFOR SAMME SONE

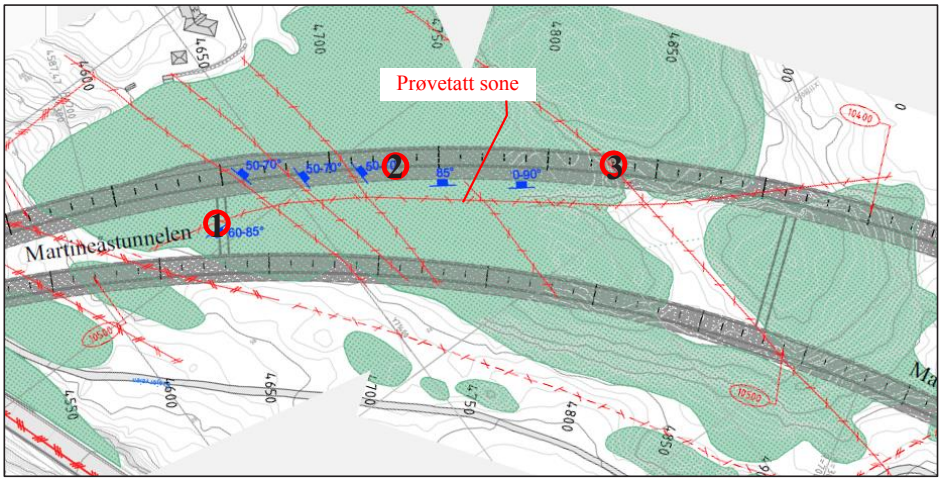
For å se på variasjonen av egenskaper innenfor samme sone ble det hentet inn prøver fra flere geologiske områder i Norge. Enkelte av prøvene ble samlet inn av ingeniørgeologer på anlegg, mens enkelte ble samlet inn av undertegnede. Det ble samlet inn prøver fra Ryfast, Åsland riggområde og E18 Bommestad-Sky (Larvikstunnelen og Martineåstunnelen), og alle prøvene ble testet ved laboratoriet til NTNU/SINTEF av undertegnede. Prøvene som er tatt fra de ulike prosjektene er tatt innenfor samme sleppesone, men med ulik avstand, fra 5 meter ved Larvikstunnelen, til 100 meter ved Åsland riggområde. Dette for å se på variasjonen innenfor samme sone, og gi info om det bør prøvetas med korte intervall.

Prøvelokasjoner

Ved Rv. 13 Ryfast var det forventet at tunnelene skulle bli drevet i fyllitt og gneis. Det var forøvrige større forekomster av fyllitt enn forventet, og da denne ikke inneholder svellende mineraler var det vanskelig å ta gode prøver. Prøvene fra Solbakktunnelen var fra en leirsone fyllitten som lå opp mot grensa til gneisen. Det ble tatt to prøver med samme pelnummer; en prøve i nordre løp og en prøve i søndre løp. Leira var glatt og mørk, men med lyse innslag. Et bilde fra prøvelokalitetene kan ses i Figur 7.

Figur 7: Bilde av prøvelokasjoner i Solbakktunnelen, pel 9450, sørgående og nordgående løp.

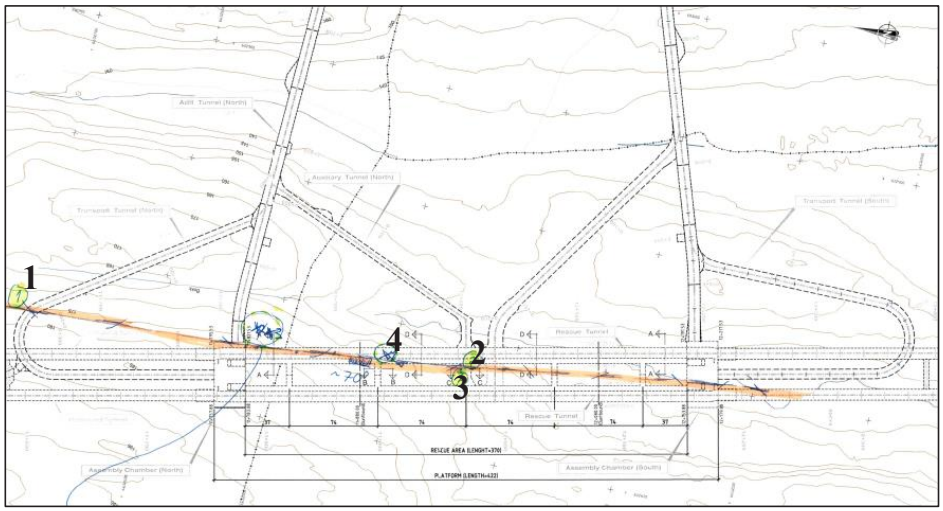
Ved E18 Bommestad-Sky er prøvene innhentet av ingeniørgeologer som jobbet på anlegget. Det ble her prøvetatt fra to forskjellige tunneler; Larviktunnelen, der prøvene ble tatt med 5 meters avstand og Martineåstunnelen der det var 75 og 98 meter mellom prøvene. Bergarten i området er Larvikitt, som ofte har store feltspatkrystaller. Oversiktstegning over prøvetatt sone i Martineåstunnelen er vist Figur 8.



Figur 8: Oversiktstegning over prøvetatt sone i Martineåstunnelen med prøvelokaliteter avmerket.

For Follobanen er det testet fire prøver fra Åsland riggområde der bergarten består av forskjellige typer gneiser. De fire prøvene er tatt i forskjellige bergrom (adkomsttunnel, hall i nord og redningsstasjon) med varierende avstand. Prøve 2 og 3 er tatt ved nesten samme

lokasjon, mens prøve 4 er tatt rundt 100 meter fra disse og prøve 1 er tatt 200-300 meter videre innover. En oversikt over området er vist i Figur 9.



Figur 9: Oversiktstegning over prøvetatt område ved Åsland riggområde med prøvelokaliteter avmerket.

Resultater

Solbakktunnelen

Fra Solbakktunnelen er det tatt og testet to prøver av undertegnede. Testene er utført på laboratoriet til SINTEF/NTNU, og resultatene er vist i Tabell 3.

Tabell 3: Resultater fra prøver tatt ved Solbakktunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
9450 – sør	7,6	100	0,07
9450 – nord	7,2	90	0,06

Resultatene fra disse testene viser veldig lavt svelletrykk og antyder at leiren i området ikke er aktiv. Dette er som forventet, da prøvene ble tatt i et område med fyllitt og denne bergarten inneholder lite svellende materialer. Det er for øvrig lite som skiller egenskapene fra de to lokasjonene. Disse ble tatt i hvert sitt løp av samme tunnel, og det er rundt 25 meter mellom prøvene. Når det gjelder materiale mindre enn 20 µm, er det veldig lite som skiller de to prøvene, selv om det ved prøvetagning føltes som materialet fra det sørgående løpet var grovere.

Det er også lite som skiller svelletrykket fra de to prøvene; kun 0,01 MPa forskjell. Det er vanskelig å si hvilke svellemekanismer som virker på bergarter som ikke har svellende mineraler og hva som sørger for at det er et svelletrykk, men det er tydelig at disse prøvene er veldig like når det gjelder egenskaper.

Et resultat som er overaskende med denne prøven er at det ble indikert svellende mineraler ved XRD-analyse. Hva dette kan komme av er vanskelig å si, da test av fri svelling og ødometeranalyse indikerer at materialet er lite aktivt. Av dette kan man lære at det er viktig å

ta tester av egenskaper også, og ikke bare ta mineralogisk analyse da det er feilkilder ved alle typer tester.

Larvikstunnelen

Fra Larvikstunnelen er det tatt tre prøver av ingeniørgeologer på anlegget, der alle tre er testet på laboratoriet til SINTEF/NTNU. Resultatene er vist i Tabell 4.

Tabell 4: Resultater fra prøver tatt ved Larvikstunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
2795	1,7	For lite finstoff	0,17
2800	0,6	For lite finstoff	0,36
2805	0,1	For lite finstoff	For lite finstoff

Fra prøvene tatt i Larvikstunnelen er det lite materiale som er over 20 µm, og det blir mindre og mindre ved høyere pel-nummer. Dette kan tyde på at sammensetting endrer seg i sleppesonen, og det vil da også være naturlig å forvente endring i svelleegenskapene. Ved pel 2805 var det kun 0,1 % materiale under 20 µm, og ikke nok prøvemateriale til å utføre hverken fri svelling eller ødometertest.

I svelleegenskaper er det også endringer, og resultatene fra ødometertestene viser at det nesten er en dobling i svelletrykk fra 0,17 MPa til 0,36 MPa fra pel 2785 til pel 2805. Resultatene viser at det er endringer selv over få meter og at egenskapene vil forandres. Dette kan komme av flere årsaker, men virkningen er at det vil oppstå forskjellig svelletrykk mot sikringskonstruksjonen.

Det ble også funnet svellende mineraler ved XRD-analysen, noe som underbygger resultatene fra fri svelling og ødometeranalyse om at materialet i sonen er svellende. Svellende mineraler ble også funnet i prøven fra pel 2805 og indikerer at det er muligheter for svelling her også selv om ikke egenskapene er testet.

Martineåstunnelen

Fra Martineåstunnelen er det tatt fire prøver av ingeniørgeologer på anlegget, der alle fire prøvene er testet på laboratoriet til SINTEF/NTNU, resultatene er vist i Tabell 5.

Tabell 5: Resultater fra prøver tatt ved Martineåstunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
4650 (Tverrslag)	Ikke gjort måling	150	0,19
4725	Ikke gjort måling	Ikke nok finstoff	0,17
4792	Ikke gjort måling	187	0,30
4823	Ikke gjort måling	235	0,32

I denne prøveserien er det gjort målinger med relativ lang avstand (31-75 meter mellom prøvelokasjonene). Resultatene fra ødomtertestene viser en viss svingning over området, men forskjellen fra største til minste målte svelletrykk er ikke mer enn 0,15 MPa. Dette kan tyde på at sonen er lite svellende, men blir mer svellende mot høyere pel-nummer.

Resultatene fra fri svelling viser også en variasjon der det blir høyere svellepotensiale mot høyere pelnummer. Her er prøvene fra pel 4650 og 4792 karakterisert som middels aktive,

mens prøven fra pel 4823 er veldig aktiv. Dette indikerer at det er endringer i egenskapene i sonen, og resultatene varierer fra 150 % - 235 %.

Det ble ved XRD-analyse funnet svellende mineraler i alle de tre prøvene som ble testet av undertegnede, og det er tydelig at det er svellepotensiale over hele sonen.

Åsland riggområde

Fra Åsland riggområde er det tatt fire prøver av ingeniørgeologer på anlegget, der alle fire er testet av laboratoriepersonel på SINTEF/NTNU, resultatene er vist i Tabell 6.

Tabell 6: Resultater fra prøver tatt ved Åsland riggområde.

Prøvenummer	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
1	8	189	0,68
2	8	218	0,45
3	7	219	0,70
4	7	155	0,34

Det første som er verdt å merke seg med resultatene er at det er nesten likt antall materiale som er < 20 µm i alle prøvene. Kun en liten endring fra 7 til 8 % skiller prøvene fra hverandre. Resultatene fra fri svelling viser at leira i sleppesonen er aktiv over hele sonen, men at det er en variasjon fra 155 % til 219 %. Fra lokasjon 2 og 3 som er nesten samme sted er for øvrig resultatet nesten helt identisk (218 % og 219 %).

Ved testing av svelletrykk er det større variasjoner selv om alle prøvene havner i kategorien for middels aktive prøver som går fra 0,3 MPa – 0,75 MPa. Prøvene er likevel i forskjellige ende av kategorien, og variasjonene er relativt store. Der er ikke bare én prøve som skiller seg ut heller, da det er to prøver med noe lavere svelletrykk (0,34 MPa og 0,45 MPa) og to prøver i øvre del av kategorien (0,68 MPa og 0,70 MPa). Dette tyder på at egenskapene varierer innenfor sonen og fra lokasjon til lokasjon. Det kommer også tydelig frem at det er stor variasjon på prøvene som er tatt nær hverandre, da prøve 2 hadde 0,45 MPa svelletrykk og prøve 3 0,70 MPa.

OPPSUMERING

Resultatene fra litteraturstudiet og prøvene som er gjort i laboratoriet viser at dimensjonering av sikring ved soner med svelleleire er et krevende tema. Det er mange faktorer som spiller inn og flere av disse, både i lab og i felt, er vanskelige å kvantifisere. For laboratoriemetodene er det blant annet store usikkerheter som kommer av at prøven bearbeides kraftig og at det er vanskelig å gjenskape in-situ forhold i laboratoriet.

Testingen som ble gjennomført viste at det var relativt store forskjeller i svelletrykket innenfor samme sone. Prøver tatt med små avstander kunne gi en nesten dobling av verdiene, som f.eks. i tilfellet med prøvene fra Larvikstunnelen der de er tatt med 5 meters mellomrom. En oversikt over alle resultatene er vist i Tabell 7.

De mest interessante prøvene av fri svelling er fra Åsland Riggområde og Martineåstunnelen, da disse har høye resultater og er middels til meget aktive. Spesielt i Martineåstunnelen er det store variasjoner, og resultatene går fra 150 % til 235 % fri svelling. I Larvikstunnelen var det nesten en dobling av svelletrykk over en avstand på 5 meter. Dette viser at det kan være store variasjoner innenfor samme sone, og tyder på at egenskapene endrer seg mye.

Tabell 7: Resultater fra de forskjellige prøvelokasjonene samlet i en tabell.

Lokasjon	XRD	Materiale < 20 µm [%]	Fri svelling [%]	Svelletrykk [Mpa]
Solbakktunnelen				
9450-sørgående	Smektittgr.	7,6	100	0,07
9450-nordgående	Smektittgr.	7,2	90	0,06
Larvikstunnelen				
2795	Smektittgr.	1,7	For lite finstoff	0,17
2800	Smektittgr.	0,6	For lite finstoff	0,36
2805	Smektittgr.	0,1	For lite finstoff	For lite finstoff
Martineåstunnelen				
4650	Smektittgr.	Ikke målt	150	0,19
4725	Smektittgr.	Ikke målt	For lite finstoff	0,17
4792	Smektittgr.	Ikke målt	187	0,30
4823	Smektittgr.	Ikke målt	235	0,32
Åsland riggområde				
1	Smektittgr.	8	189	0,68
2	Smektittgr.	8	218	0,45
3	Smektittgr.	7	219	0,70
4	Smektittgr.	7	155	0,34

Det var også store forskjeller på hvor mye prøvemateriale som var mindre enn 20 µm, og det vil dermed være vanskelig å si hvor mye resultatene skal vektlegges. Ved prøven tatt ved pel 2800 i Larvikstunnelen er det 0,6 % finstoff og et svelletrykk på 0,36 MPa. Det blir da vanskelig å bestemme svelletrykk som vil virke på sikringskonstruksjonen. Forøvrige viste XRD-analysen at alle prøvene inneholdt mineraler tilhørende smektittgruppen.

Det at testene viser en slik variasjon av egenskaper innenfor samme sone viser at det må tas prøver gjennom hele sonen for å få et godt bilde av de faktiske forholdene. Også tidligere studier har vist at det kan være enkelte variasjoner innenfor samme lokasjon (Tyssekvam, 1996).

Det er flere forhold rundt berget og bergrommet som avgjør om svellingen vil realiseres in-situ. Dette gjelder blant annet sonens mektighet og orientering, materialets mulighet til å svelle bak sikringskonstruksjonen og vannforholdene. I tillegg til dette er det som nevnt betydelige endringer i egenskaper innenfor samme sone. Til sammen gjør dette at det er vanskelig å kunne si noe sikkert om hvor mye trykk sikringskonstruksjonen vil få. En må derfor legge de forskjellige faktorene til grunn og gjøre en samlet konservativ vurdering.

Litteraturstudien viste at det er få prosjekter der det har oppstått utrasing og stabilitetsproblemer som følge av svellende sleppemateriale. I de eksempelene det ble sett på var det ikke veldig høye svelletrykk ved utrasing.

Dagens eneste veileder for sikring mot svelleleire finnes i Håndbok N500 Vegtunneler. Denne beskriver betongutstøpning ved soner som viser svelletrykk ved ødometertest > 0,5 MPa og har mer enn to meters mektighet. Dette fjernes for øvrig i ny versjon som kommer i november 2016. Ellers er sikring mot svelleleire beskrevet mer generelt i NFF, Håndbok 5; Tung bergsikring i undergrunnsanlegg og Q-metoden tar til en viss grad hensyn til svelling ved Ja og SRF.

REFERANSELISTE

Barton, N., Grimstad, E. & Løset, F. 2013. *Bruk av Q-systemet,* Oslo: NGI.

Mao, D. 2012. Analysis of Rock Support Performance for Tunnelling in Weakness Zones Containing Swelling Clay. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

NFF 2008. *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg,* Oslo: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.

Nilsen, B., Mao, D. & Dahl, F. Laboratory Testing of Swelling Gouge From Weakness Zone-Principle And Recent Update. 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, 2011. American Rock Mechanics Association.

Nilsen, B. & Broch, E. 2012. *Ingeniørgeologi–berg grunnkurskompendium,* Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.

Norsk Bergmekanikkgruppe, 1985. *Håndbok Ingeniørgeologi-berg,* Trondheim

Selmer Olsen, R. 1985. *Metode for bestemmelse av dimensjonerende svelletrykk,* Oslo.

Statens Vegvesen 2010. *Vegtunneler - Håndbok N500,* Oslo: Statens vegvesen.

Statens Vegvesen 2014. *Håndbok R210 - Laboratorieundersøkelser* Oslo: Statens Vegvesen.

Tyssekvam, I. O. 1996. *Svakheitsoner i tunnel Romeriksporten - Prøvetaking og karakterisering av sleppemateriale,* Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Problemstillinger knyttet til måling av svelletrykk og fastsettelse av svelletrykket for en svakhetssone

Problems related to measuring of swelling pressure and determination of swelling pressure in weakness zone

Ingeniørgeolog Martin Holter, Sweco Norge AS/NTNU

Are Håvard Høien, Vegdirektoratet og NTNU

SAMMENDRAG

Svakhetssoner og forkastninger bestående av svellende sleppemateriale er registrert i alle bergartsregioner i Norge. Det finnes en stor mengde litteratur på svellemekanismer og hvordan svelleleire kan testes. Når det kommer til å anvende informasjonen fra tester og bruke denne til å dimensjonere sikring er materialet mindre.

Det er flere faktorer svelletrykket er avhengig av, både indre og ytre. De indre betingelsene beskriver leiremineralets potensielle svelleevne, og det sees på egenskapene til mineralkornene. Dette er forhold som kan måles i laboratoriet ved preparering og analyse av prøver. De ytre faktorene er derimot vanskeligere å måle og de viktigste av disse er vannforholdene og konsolideringsgraden.

Ved de usikkerheter som finnes ved preparering, testing og tolkning av laboratorieresultater er det vanskelig å kunne bestemme hvor stort svelletrykk som vil mobiliseres mot en sikringskonstruksjon. Det er dermed vanskelig å kunne dimensjonere sikringen.

I oppgaven er det tatt prøveserier ved fire forskjellige tunneler for å se på endring av egenskaper innenfor en sone med svellende mineraler. Resultatene fra testene som ble gjort viste at det var store forskjeller på egenskapene innenfor samme sone. Blant annet en nesten dobling i svelletrykk målt ved ødometeranalyse over en avstand på fem meter. Det er også vanskelig å dimensjonere svelletrykk ved så lite finstoff som 0,6 % og et svelletrykk på 0,36 MPa som ble målt i Larvikstunnelen.

Det finnes i dag lite retningslinjer som beskriver hvordan det skal sikres mot svellende leirsoner. Det som finnes tar lite hensyn til de mange faktorene som påvirker hvor stort svelletrykk som vil virke på sikringskonstruksjonen. Ved Q-metoden blir svellende materiale kun tatt hensyn til ved Ja og SRF, mens det i vegvesenets Håndbok N500 blir beskrevet utstøpning ved svelletrykk > 0,5 MPa ved ødometertest og mektighet på sonen på over to meter. Dette fjernes for øvrig i ny versjon av N500 som kommer november 2016.

SUMMARY

Weakness zones and faults containing swelling gouge are registered in all rock areas in Norway. There is a lot of literature explaining the mechanism of swelling clay and how it can be tested. However, literature about how to use this information for dimension support is almost absent.

There are several factors to consider when dealing with swelling pressure, both inner and outer. The inner factors describe the potential swelling of the clay mineral, dependent of the properties of the mineral grains, and can be measured in the laboratory by preparation and analysis. On the other hand, the outer factors are difficult to measure and the most important is the water conditions and the consolidation degree.

The uncertainties related to the preparation, testing and interpretation of laboratory results make it difficult to decide the size of the swelling that will mobilize on the support construction. This makes it difficult to dimension the support.

There where taken test sets in four different tunnels to look at the change of properties in a weakness zone containing swelling minerals The results shows that there was big differences in the same zone, for instance almost a doubling in swelling pressure over a distance of five meters. In a zone in Larvikstunnelen there is only 0,6 % of the material < 20 μm and a swelling pressure of 0,36 MPa, and this also makes it difficult to dimension the support.

Today few guidelines describe the type and dimension of support in swelling clay zones. Existing literature do not consider the many different factors that influence on the swelling pressure. In the Q-method swelling material is considered by Ja and SRF, and Handbok N500 from Norwegian Public Roads Administration describes how to support when swelling pressure is bigger than 0,5 MPa and the zone is bigger than two meters.

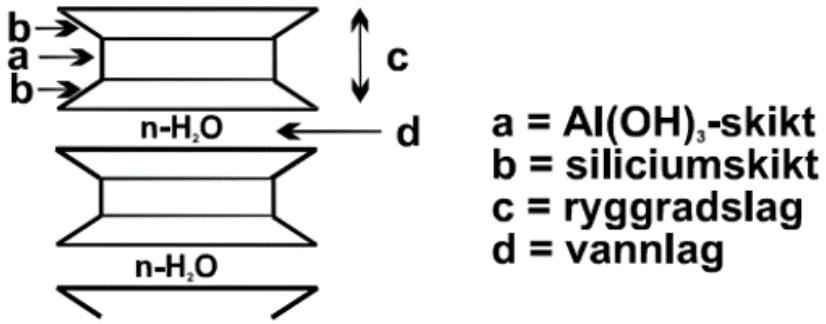
INTRODUKSJON

Denne artikkelen er basert på masteroppgaven til undertegnede med tittelen «Analyse av problemstillinger knyttet til realistisk kvantifisering av svelletrykk på sikringskonstruksjoner i tunneler» skrevet våren 2016 og et litteraturstudie utført høsten 2015 knyttet til dette. Arbeidet med masteroppgaven var todelt, der en del har fokusert på innhenting av litteratur og en på testing av svelleleire og å se på hvordan man skal bruke testresultatene til dimensjonering av sikring. I denne artikkelen blir noe av bakgrunnsmaterialet på svelleprosess og laboratoriemetoder presentert, mens hovedvekten er presentasjon av testing på svellende materiale tatt fra flere plasser i samme svakhetssone.

Oppbygning av svelleleire

Leirmineraler er vannholdige aluminiumsilikater som dannes ved kjemisk forvitring av silikatmineraler, ofte feltspat og glimmer. De vanligste gruppene leirmineraler er kaolinittgruppen, illittgruppen og montmorillonittgruppen. Av disse er det montmorillonitt som har størst potensialet for å svelle.

For å forstå svellingen og svellemekanismer bedre er det gjennomgått oppbygningen av montmorillonitt. Montmorillonitt er bygget opp av et oktaedersjikt, to tetraedersjikt og et vannlag i hvert av ryggradslagene. Dette gir kjemisk formel (Ca, Na, $K)(Al,Mg)_4[(Si,Al)_8O_{20}](OH)_4$*n H_2O, og det skilles mellom Ca-montmorillonitt, Na-montmorillonitt og K-montmorillonitt avhengig av hvilke kation som opptrer. Ryggradslagene holdes ikke sammen, noe som gjør at dipolare vannmolekyler kan trenge inn mellom ryggradslagene sammen med uorganiske kationer. Dette kalles gitterekspansjon og kommer blant annet av en negativ overflateladning som dannes ved at Si- og Al-atomer byttes ut med atomer med lavere valens (Si_4^+ byttes ofte ut med Al_3^+, og Al_3^+ byttes ut med Mg_2^+) (Nilsen og Broch, 2012).



Figur 1: Oppbygning av montmorillonitt med et oktaedersjikt, to tetraedersjikt og et vannlag mellom ryggradslagene (Nilsen, 2014)

Svelleprosessen

I følge Mao (2012) har International Society of Rock Mechanics (ISRM) definert svelling på følgende måte: «Svellemekanismen er en kombinasjon av en fysisk-kjemisk reaksjon som involverer vann og spenningsavlastning. Den fysisk-kjemiske reaksjonen er vanligvis hovedbidraget, men kan bare skje sammen med eller etterfulgt av spenningsavlastning»

Selve svelleprossessen kan beskrives i to stadier. Det første stadiet er som beskrevet over, der vannmolekyler absorberes på leirpartikkelen. Dette kalles hydratisering, og vannmolekylene vil danne lag på lag ut fra leirmineraloverflaten, der vannet kalles hydroskopisk vann, til fritt porevann. Denne svellingen kan føre til en volumøkning på opp mot 100% fra tør tilstand.

Stadium to består av osmotisk svelling. Dette kommer av at det er høyere konsentrasjon av ioner i vannet mellom to ryggradslag enn i porevannet utenfor. Vann vil strømme mot den høyeste konsentrasjoner av ioner for å skape likevekt, og ryggradslagene vil presses ytterligere fra hverandre. Graden av svelling vil være avhengig av mengden tilgjengelig vann, avstand mellom lagene, valens og konsentrasjon av ioner. De største frastøtende kreftene og dermed størst svelling vil oppstå ved Na^+-ioner mellom ryggradslagene og destillert vann som porevann. Svellemekanismen er en langsom prosess og avtar etter hvert som leirmineralene absorberer vann (Nilsen og Broch, 2012).

Betingelser for svelling

For at svelling skal oppstå må indre og ytre betingelser være oppfylt og graden av svelling vil være avhengig av disse. De indre betingelsene bestemmer den potensielle svelleevnen til sleppematerialet. Dette inkluderer (Selmer Olsen, 1985):

- Hvilke mineraler som opptrer
- Mengden av de forskjellige mineralene
- Antall utbyttbare ioner

De ytre betingelsene består av (Selmer Olsen, 1985):

- Konsolidering av sleppematerialet
- De omliggende bergartene
- Tilgang på vann, som igjen er avhengig av:
    - Antall sprekker
    - Sprekkekarakter
    - Sonens permeabilitet
    - Hydraulisk gradient
    - Avdampningsforhold

I tillegg til destabiliserende svelletrykk er montmorillonitt et glatt mineral og friksjonsvinkel ned mot 10° er målt. Dette er en faktor som også må tas inn når det dimensjoneres sikring mot svelleleire (Tyssekvam, 1996).

Svelleleire og sikring

I litteraturstudiet ble det sett på to tidligere prosjekter der oppstå problemer som følge av svelleleire flere år etter tunnelenes åpning. Dette var Hanekleivtunnelen, det det ble målt et svelletrykk på 0,15-0,18 MPa (Middels høyt) og Oslofjordtunnelen med et målt svelletykk på 0,55 MPa (Høyt). Ingen av disse hadde svelleleire som ble karakterisert i kategorien meget høyt (>0,75 MPa).

Det er lite litteratur som kommer med klare anbefalinger for hvordan det skal sikres mot svellende materialer. Statens vegvesen beskriver dette noe i Håndbok N500, Vegtunneler, men da kun med soner større enn to meter og med svelletrykk større enn 0,5 MPa. Det skal da sikres med full betongutstøpning. Q-systemet tar til en viss grad hensyn til svelling ved Ja (tall for sprekkefylling) og SRF (spenningsfaktor). Det er også en generell beskrivelse for hvordan det kan sikres mot svellende mineraler i NFF Hånbok 5, Tung bergsikring i undergrunnsanlegg.

LABORATORIEMETODER

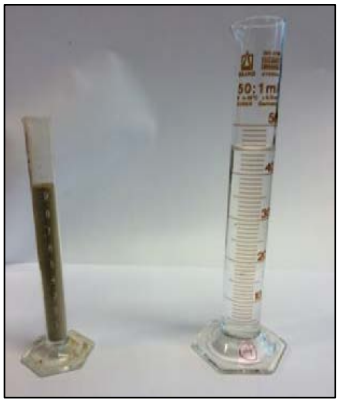
For de fleste analyser som gjøres på mulige svellende materiale foretas det preparering. Dette er for å få resultater som er mest mulig reproduserbare, men gjør også at in-situ struktur og kompaksjon endres.

Preparering for de fleste analyser består i å skille ut partikler som er mindre enn 20 µm. Prøven dynkes først i vann og alle partikler vaskes av bergoverflater og løses opp. Det må så skilles mellom partikler som er større og mindre enn 20 µm. Dette kan gjøres ved å utnytte at partikler har forskjellige fallhastighetene i en gitt væske (Stokes lov), eller ved våtsikting. Etter dette tørkes prøven i tørkeskap og den tørkede prøven knuses i porselensmølle. Det er også vanlig å tørke og veie materialet som er større en 20 µm slik at andel små partikler kan beregnes.

Figur 2: Prøve som er knust i porselensmølle.

Fri svelling

Fri svellingen er en enkel og rask test som kan utføres med enkle remedier. Testen utføres ved at 10 ml (V_t) preparert prøvemateriale drysses i et 50 ml reagensglass fylt med 45 ml destillert vann (Statens Vegvesen, 2010). En illustrasjon av dette er vist i Figur 3.



Figur 3: Bilde som viser 10 ml preparert prøvemateriale og reagensglass med 45 ml destillert vann.

Etter svelling måles volumet av materialet (V_1). Fri svelling kan da regnes ut som prosentvis volumøkning av prøvematerialet (Statens Vegvesen, 2010):

$$\frac{V_1}{V_t} x\ 100 = Fri\ svelling\ [\%]$$

Dette vil gi en indikasjon på om sleppematerialet sveller eller ikke og gir en klassifisering som vist i Tabell 1.

Tabell 1: Klassifisering av sleppemateriale etter resultater fra analyse av fri svelling (Norsk Bergmekanikkgruppe, 1985).

Svellepotensial	Ikke aktivt	Lite aktivt	Middels aktivt	Meget aktivt
Fri svelling	< 100 %	100 – 140 %	140 - 200 %	> 200 %

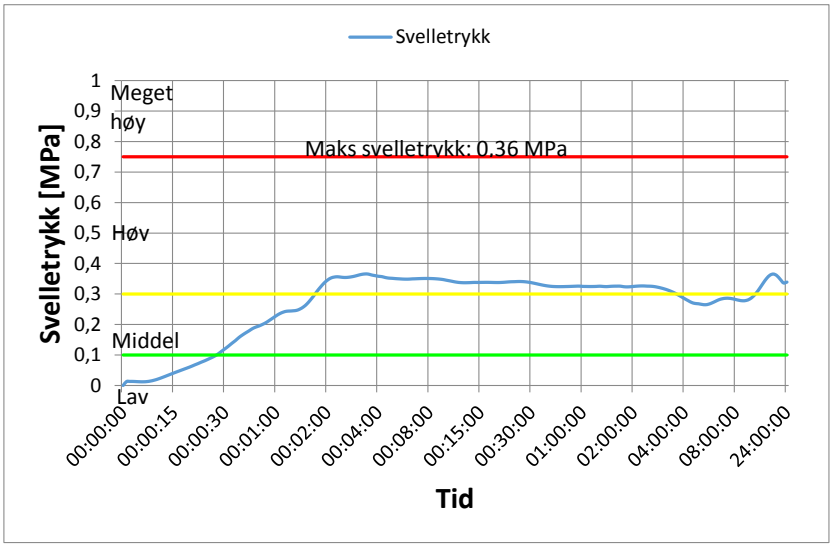
Svelletrykk

Det finnes flere metoder å måle svelletrykk på der den mest benyttede metoden er ved bruk av ødometer. Da benyttes 20 gram preparert prøvemateriale. Dette fordeles i en trykkcelle og komprimeres i et døgn før det tilsettes vann. Det legges på mer trykk etter hvert som prøven sveller, og volumet på prøven holdes da konstant. Trykket måles over tid og prøvematerialet kan da klassifiseres etter høyeste trykk som vist i Tabell 2 (Statens Vegvesen, 2010).

Tabell 2: Klassifisering av sleppemateriale gitt fra svelletrykk fra ødometertest (Norsk Bergmekanikkgruppe, 1985)

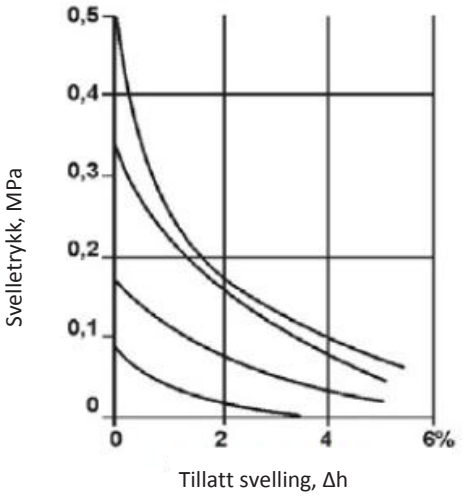
Svellepotensial	Ikke aktivt	Lite aktivt	Middels aktivt	Meget aktivt
Svelletrykk	< 0,10	0,10 – 0,30	0,30 – 0,75	> 0,75

Resultatene fra en ødometertest er vist i Figur 4, med klassifiseringene inntegnet. Det kreves for denne prøven maksimalt 0,36 MPa for at volumet til prøven ikke skal øke.



Figur 4: Typisk graf for utvikling av svelletrykk ved ødometeranalyse.

Det er tidligere gjort analyser på hvordan svelletrykket varierer når høyden på prøvecellen endrer seg. Dette kan relateres til in-situ forhold der sleppematerialet har tilgang til å svelle noe før det møter sikringskonstruksjonen eller ved elastisk sikringskonstruksjon. Resultater fra analysen er plottet i Figur 5. Denne grafen viser at ved en tillatt svelling på noen få prosent vil gi en betydelig reduksjon i svelletrykk (Nilsen og Broch, 2012).

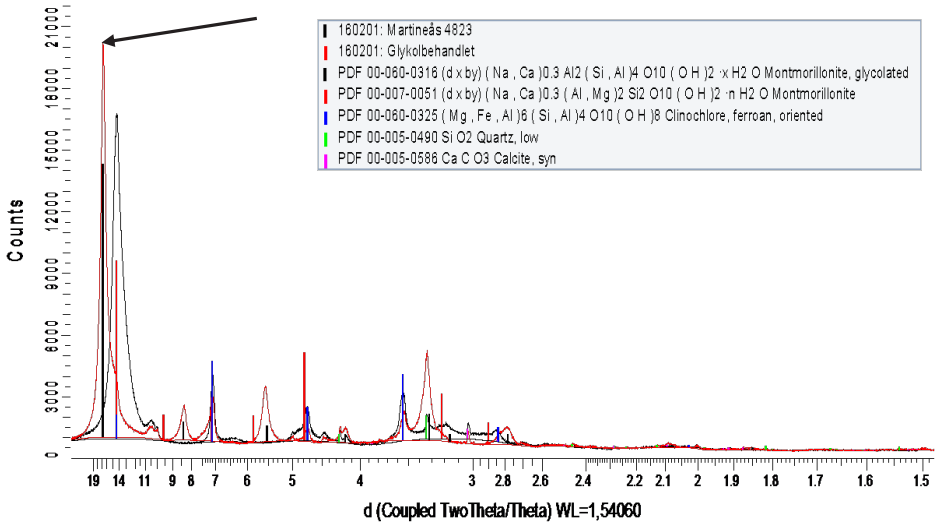


Figur 5: Svelletrykk som funksjon av tillatt svelling (Nilsen og Broch, 2012)

Røntgendiffraksjon (XRD)

Ved XRD-testing finner man repetisjonsavstanden for et ryggradslag og vannlaget. Denne er gitt for forskjellige mineraler og montmorillonitt vil ved tilsetning av glykol og etylenglykol endre repetisjonsavstand. Dette gjør at mineraler (f. eks montmorillnitt) kan identifiseres. Ved denne testen brukes kun partikler mindre enn 6 µm siden det er størst andel med montmorillonitt i denne fraksjonen.

I Figur 6 er det vist hvordan resultatet fra en slik analyse ser ut. Resultatene fra en test uten tilsetning er plottet med svart, mens resultatene fra en analyse med tilsatt glykol er plottet med rød. Repetisjonsavstanden for montmorillonitt er på rundt 14 Å (1,4 nm), mens ved tilsetning av glykol vil den økes til 17,7 Å. Toppene for dette er tydelig markert i grafen, og vil si at prøven inneholder montmorillonitt.



Figur 6: Illustrasjon av resultater fra XRD analyse. Prøveresultater uten tilsatt glykol plottet i svart og resultater med glykolbehandlet prøve plottet med rødt. Toppen for montmorillonitt på den glykolbehandlede prøven er markert med svart pil.

Usikkerheter ved svelleleiretesting

Det er for øvrig store usikkerheter knyttet til testene i laboratoriet. Disse usikkerhetene kan oppsummeres ved følgende punkter (Nilsen et al., 2011):

- Testing foregår kun på materiale fra en liten del av sonen
- Testing foregår på den mest aktive delen av sleppematerialet
- Testing foregår med destillert vann
- In-situ kompaksjon vil endres
- In-situ struktur vil endres

Det vil si at det er store usikkerheter knyttet til laboratorietester av svelleleire, og at resultatene må tolkes på en kritisk måte. Disse usikkerhetene kommer i tillegg til de ytre betingelsene som også er vanskelige å si noe om. Hvilket trykk som virker på sikringskonstruksjonen er også avhengig av tidsforløpet mellom sprengning og installering av sikring.

VARIASJON AV EGENSKAPER INNENFOR SAMME SONE

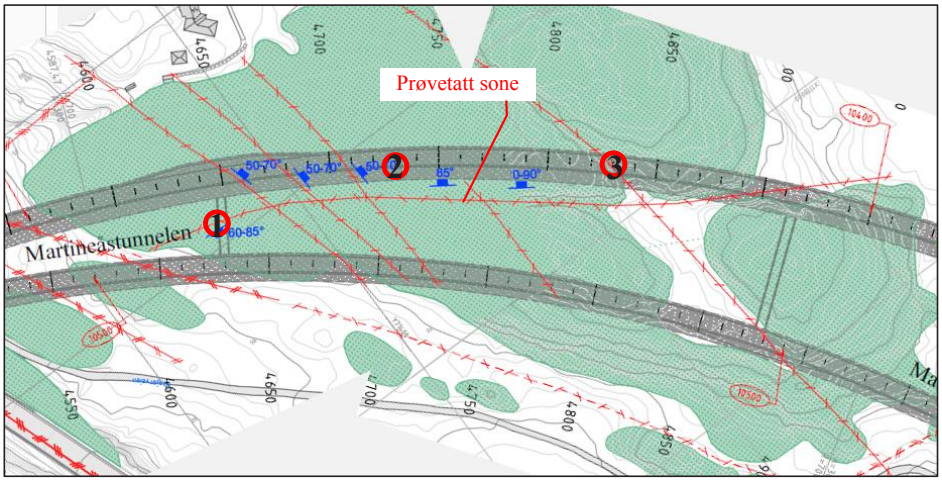
For å se på variasjonen av egenskaper innenfor samme sone ble det hentet inn prøver fra flere geologiske områder i Norge. Enkelte av prøvene ble samlet inn av ingeniørgeologer på anlegg, mens enkelte ble samlet inn av undertegnede. Det ble samlet inn prøver fra Ryfast, Åsland riggområde og E18 Bommestad-Sky (Larvikstunnelen og Martineåstunnelen), og alle prøvene ble testet ved laboratoriet til NTNU/SINTEF av undertegnede. Prøvene som er tatt fra de ulike prosjektene er tatt innenfor samme sleppesone, men med ulik avstand, fra 5 meter ved Larvikstunnelen, til 100 meter ved Åsland riggområde. Dette for å se på variasjonen innenfor samme sone, og gi info om det bør prøvetas med korte intervall.

Prøvelokasjoner

Ved Rv. 13 Ryfast var det forventet at tunnelene skulle bli drevet i fyllitt og gneis. Det var forøvrige større forekomster av fyllitt enn forventet, og da denne ikke inneholder svellende mineraler var det vanskelig å ta gode prøver. Prøvene fra Solbakktunnelen var fra en leirsone fyllitten som lå opp mot grensa til gneisen. Det ble tatt to prøver med samme pelnummer; en prøve i nordre løp og en prøve i søndre løp. Leira var glatt og mørk, men med lyse innslag. Et bilde fra prøvelokalitetene kan ses i Figur 7.

Figur 7: Bilde av prøvelokasjoner i Solbakktunnelen, pel 9450, sørgående og nordgående løp.

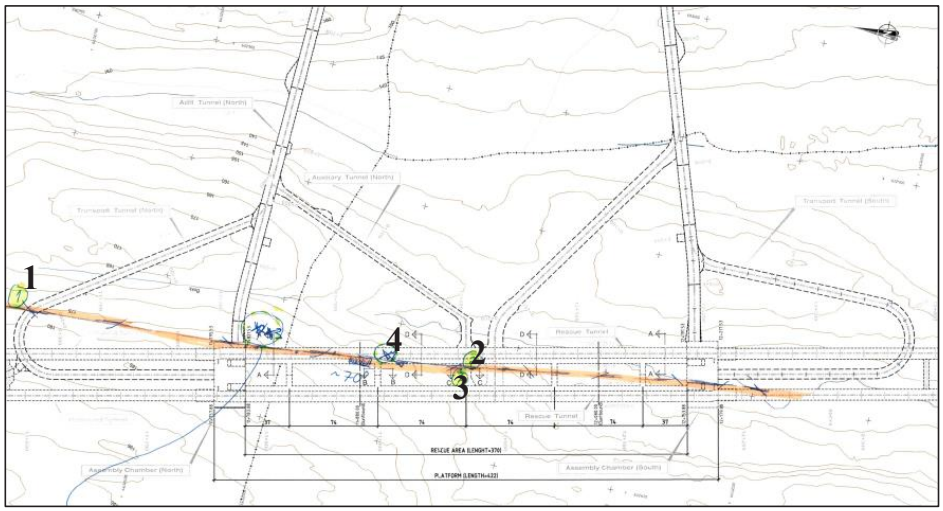
Ved E18 Bommestad-Sky er prøvene innhentet av ingeniørgeologer som jobbet på anlegget. Det ble her prøvetatt fra to forskjellige tunneler; Larviktunnelen, der prøvene ble tatt med 5 meters avstand og Martineåstunnelen der det var 75 og 98 meter mellom prøvene. Bergarten i området er Larvikitt, som ofte har store feltspatkrystaller. Oversiktstegning over prøvetatt sone i Martineåstunnelen er vist Figur 8.



Figur 8: Oversiktstegning over prøvetatt sone i Martineåstunnelen med prøvelokaliteter avmerket.

For Follobanen er det testet fire prøver fra Åsland riggområde der bergarten består av forskjellige typer gneiser. De fire prøvene er tatt i forskjellige bergrom (adkomsttunnel, hall i nord og redningsstasjon) med varierende avstand. Prøve 2 og 3 er tatt ved nesten samme

lokasjon, mens prøve 4 er tatt rundt 100 meter fra disse og prøve 1 er tatt 200-300 meter videre innover. En oversikt over området er vist i Figur 9.



Figur 9: Oversiktstegning over prøvetatt område ved Åsland riggområde med prøvelokaliteter avmerket.

Resultater

Solbakktunnelen

Fra Solbakktunnelen er det tatt og testet to prøver av undertegnede. Testene er utført på laboratoriet til SINTEF/NTNU, og resultatene er vist i Tabell 3.

Tabell 3: Resultater fra prøver tatt ved Solbakktunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
9450 – sør	7,6	100	0,07
9450 – nord	7,2	90	0,06

Resultatene fra disse testene viser veldig lavt svelletrykk og antyder at leiren i området ikke er aktiv. Dette er som forventet, da prøvene ble tatt i et område med fyllitt og denne bergarten inneholder lite svellende materialer. Det er for øvrig lite som skiller egenskapene fra de to lokasjonene. Disse ble tatt i hvert sitt løp av samme tunnel, og det er rundt 25 meter mellom prøvene. Når det gjelder materiale mindre enn 20 µm, er det veldig lite som skiller de to prøvene, selv om det ved prøvetagning føltes som materialet fra det sørgående løpet var grovere.

Det er også lite som skiller svelletrykket fra de to prøvene; kun 0,01 MPa forskjell. Det er vanskelig å si hvilke svellemekanismer som virker på bergarter som ikke har svellende mineraler og hva som sørger for at det er et svelletrykk, men det er tydelig at disse prøvene er veldig like når det gjelder egenskaper.

Et resultat som er overaskende med denne prøven er at det ble indikert svellende mineraler ved XRD-analyse. Hva dette kan komme av er vanskelig å si, da test av fri svelling og ødometeranalyse indikerer at materialet er lite aktivt. Av dette kan man lære at det er viktig å

ta tester av egenskaper også, og ikke bare ta mineralogisk analyse da det er feilkilder ved alle typer tester.

Larvikstunnelen

Fra Larvikstunnelen er det tatt tre prøver av ingeniørgeologer på anlegget, der alle tre er testet på laboratoriet til SINTEF/NTNU. Resultatene er vist i Tabell 4.

Tabell 4: Resultater fra prøver tatt ved Larvikstunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
2795	1,7	For lite finstoff	0,17
2800	0,6	For lite finstoff	0,36
2805	0,1	For lite finstoff	For lite finstoff

Fra prøvene tatt i Larvikstunnelen er det lite materiale som er over 20 µm, og det blir mindre og mindre ved høyere pel-nummer. Dette kan tyde på at sammensetting endrer seg i sleppesonen, og det vil da også være naturlig å forvente endring i svelleegenskapene. Ved pel 2805 var det kun 0,1 % materiale under 20 µm, og ikke nok prøvemateriale til å utføre hverken fri svelling eller ødometertest.

I svelleegenskaper er det også endringer, og resultatene fra ødometertestene viser at det nesten er en dobling i svelletrykk fra 0,17 MPa til 0,36 MPa fra pel 2785 til pel 2805. Resultatene viser at det er endringer selv over få meter og at egenskapene vil forandres. Dette kan komme av flere årsaker, men virkningen er at det vil oppstå forskjellig svelletrykk mot sikringskonstruksjonen.

Det ble også funnet svellende mineraler ved XRD-analysen, noe som underbygger resultatene fra fri svelling og ødometeranalyse om at materialet i sonen er svellende. Svellende mineraler ble også funnet i prøven fra pel 2805 og indikerer at det er muligheter for svelling her også selv om ikke egenskapene er testet.

Martineåstunnelen

Fra Martineåstunnelen er det tatt fire prøver av ingeniørgeologer på anlegget, der alle fire prøvene er testet på laboratoriet til SINTEF/NTNU, resultatene er vist i Tabell 5.

Tabell 5: Resultater fra prøver tatt ved Martineåstunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
4650 (Tverrslag)	Ikke gjort måling	150	0,19
4725	Ikke gjort måling	Ikke nok finstoff	0,17
4792	Ikke gjort måling	187	0,30
4823	Ikke gjort måling	235	0,32

I denne prøveserien er det gjort målinger med relativ lang avstand (31-75 meter mellom prøvelokasjonene). Resultatene fra ødomtertestene viser en viss svingning over området, men forskjellen fra største til minste målte svelletrykk er ikke mer enn 0,15 MPa. Dette kan tyde på at sonen er lite svellende, men blir mer svellende mot høyere pel-nummer.

Resultatene fra fri svelling viser også en variasjon der det blir høyere svellepotensiale mot høyere pelnummer. Her er prøvene fra pel 4650 og 4792 karakterisert som middels aktive,

mens prøven fra pel 4823 er veldig aktiv. Dette indikerer at det er endringer i egenskapene i sonen, og resultatene varierer fra 150 % - 235 %.

Det ble ved XRD-analyse funnet svellende mineraler i alle de tre prøvene som ble testet av undertegnede, og det er tydelig at det er svellepotensiale over hele sonen.

Åsland riggområde

Fra Åsland riggområde er det tatt fire prøver av ingeniørgeologer på anlegget, der alle fire er testet av laboratoriepersonel på SINTEF/NTNU, resultatene er vist i Tabell 6.

Tabell 6: Resultater fra prøver tatt ved Åsland riggområde.

Prøvenummer	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
1	8	189	0,68
2	8	218	0,45
3	7	219	0,70
4	7	155	0,34

Det første som er verdt å merke seg med resultatene er at det er nesten likt antall materiale som er < 20 µm i alle prøvene. Kun en liten endring fra 7 til 8 % skiller prøvene fra hverandre. Resultatene fra fri svelling viser at leira i sleppesonen er aktiv over hele sonen, men at det er en variasjon fra 155 % til 219 %. Fra lokasjon 2 og 3 som er nesten samme sted er for øvrig resultatet nesten helt identisk (218 % og 219 %).

Ved testing av svelletrykk er det større variasjoner selv om alle prøvene havner i kategorien for middels aktive prøver som går fra 0,3 MPa – 0,75 MPa. Prøvene er likevel i forskjellige ende av kategorien, og variasjonene er relativt store. Der er ikke bare én prøve som skiller seg ut heller, da det er to prøver med noe lavere svelletrykk (0,34 MPa og 0,45 MPa) og to prøver i øvre del av kategorien (0,68 MPa og 0,70 MPa). Dette tyder på at egenskapene varierer innenfor sonen og fra lokasjon til lokasjon. Det kommer også tydelig frem at det er stor variasjon på prøvene som er tatt nær hverandre, da prøve 2 hadde 0,45 MPa svelletrykk og prøve 3 0,70 MPa.

OPPSUMERING

Resultatene fra litteraturstudiet og prøvene som er gjort i laboratoriet viser at dimensjonering av sikring ved soner med svelleleire er et krevende tema. Det er mange faktorer som spiller inn og flere av disse, både i lab og i felt, er vanskelige å kvantifisere. For laboratoriemetodene er det blant annet store usikkerheter som kommer av at prøven bearbeides kraftig og at det er vanskelig å gjenskape in-situ forhold i laboratoriet.

Testingen som ble gjennomført viste at det var relativt store forskjeller i svelletrykket innenfor samme sone. Prøver tatt med små avstander kunne gi en nesten dobling av verdiene, som f.eks. i tilfellet med prøvene fra Larvikstunnelen der de er tatt med 5 meters mellomrom. En oversikt over alle resultatene er vist i Tabell 7.

De mest interessante prøvene av fri svelling er fra Åsland Riggområde og Martineåstunnelen, da disse har høye resultater og er middels til meget aktive. Spesielt i Martineåstunnelen er det store variasjoner, og resultatene går fra 150 % til 235 % fri svelling. I Larvikstunnelen var det nesten en dobling av svelletrykk over en avstand på 5 meter. Dette viser at det kan være store variasjoner innenfor samme sone, og tyder på at egenskapene endrer seg mye.

Tabell 7: Resultater fra de forskjellige prøvelokasjonene samlet i en tabell.

Lokasjon	XRD	Materiale < 20 µm [%]	Fri svelling [%]	Svelletrykk [Mpa]
Solbakktunnelen				
9450-sørgående	Smektittgr.	7,6	100	0,07
9450-nordgående	Smektittgr.	7,2	90	0,06
Larvikstunnelen				
2795	Smektittgr.	1,7	For lite finstoff	0,17
2800	Smektittgr.	0,6	For lite finstoff	0,36
2805	Smektittgr.	0,1	For lite finstoff	For lite finstoff
Martineåstunnelen				
4650	Smektittgr.	Ikke målt	150	0,19
4725	Smektittgr.	Ikke målt	For lite finstoff	0,17
4792	Smektittgr.	Ikke målt	187	0,30
4823	Smektittgr.	Ikke målt	235	0,32
Åsland riggområde				
1	Smektittgr.	8	189	0,68
2	Smektittgr.	8	218	0,45
3	Smektittgr.	7	219	0,70
4	Smektittgr.	7	155	0,34

Det var også store forskjeller på hvor mye prøvemateriale som var mindre enn 20 µm, og det vil dermed være vanskelig å si hvor mye resultatene skal vektlegges. Ved prøven tatt ved pel 2800 i Larvikstunnelen er det 0,6 % finstoff og et svelletrykk på 0,36 MPa. Det blir da vanskelig å bestemme svelletrykk som vil virke på sikringskonstruksjonen. Forøvrige viste XRD-analysen at alle prøvene inneholdt mineraler tilhørende smektittgruppen.

Det at testene viser en slik variasjon av egenskaper innenfor samme sone viser at det må tas prøver gjennom hele sonen for å få et godt bilde av de faktiske forholdene. Også tidligere studier har vist at det kan være enkelte variasjoner innenfor samme lokasjon (Tyssekvam, 1996).

Det er flere forhold rundt berget og bergrommet som avgjør om svellingen vil realiseres in-situ. Dette gjelder blant annet sonens mektighet og orientering, materialets mulighet til å svelle bak sikringskonstruksjonen og vannforholdene. I tillegg til dette er det som nevnt betydelige endringer i egenskaper innenfor samme sone. Til sammen gjør dette at det er vanskelig å kunne si noe sikkert om hvor mye trykk sikringskonstruksjonen vil få. En må derfor legge de forskjellige faktorene til grunn og gjøre en samlet konservativ vurdering.

Litteraturstudien viste at det er få prosjekter der det har oppstått utrasing og stabilitetsproblemer som følge av svellende sleppemateriale. I de eksempelene det ble sett på var det ikke veldig høye svelletrykk ved utrasing.

Dagens eneste veileder for sikring mot svelleleire finnes i Håndbok N500 Vegtunneler. Denne beskriver betongutstøpning ved soner som viser svelletrykk ved ødometertest > 0,5 MPa og har mer enn to meters mektighet. Dette fjernes for øvrig i ny versjon som kommer i november 2016. Ellers er sikring mot svelleleire beskrevet mer generelt i NFF, Håndbok 5; Tung bergsikring i undergrunnsanlegg og Q-metoden tar til en viss grad hensyn til svelling ved Ja og SRF.

REFERANSELISTE

Barton, N., Grimstad, E. & Løset, F. 2013. *Bruk av Q-systemet,* Oslo: NGI.

Mao, D. 2012. Analysis of Rock Support Performance for Tunnelling in Weakness Zones Containing Swelling Clay. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

NFF 2008. *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg,* Oslo: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.

Nilsen, B., Mao, D. & Dahl, F. Laboratory Testing of Swelling Gouge From Weakness Zone-Principle And Recent Update. 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, 2011. American Rock Mechanics Association.

Nilsen, B. & Broch, E. 2012. *Ingeniørgeologi–berg grunnkurskompendium,* Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.

Norsk Bergmekanikkgruppe, 1985. *Håndbok Ingeniørgeologi-berg,* Trondheim

Selmer Olsen, R. 1985. *Metode for bestemmelse av dimensjonerende svelletrykk,* Oslo.

Statens Vegvesen 2010. *Vegtunneler - Håndbok N500,* Oslo: Statens vegvesen.

Statens Vegvesen 2014. *Håndbok R210 - Laboratorieundersøkelser* Oslo: Statens Vegvesen.

Tyssekvam, I. O. 1996. *Svakheitsoner i tunnel Romeriksporten - Prøvetaking og karakterisering av sleppemateriale,* Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

BORING OG SPLITTING, ET BRUKBART ALTERNATIV TIL FORSIKTIG SPRENGNING?

DRILL AND SPLIT, A FEASIBLE OPTION TO CAREFUL BLASTING – THE FOLLO LINE PROJECT

M.Sc Marcus Fritzøe Lawton, Norwegian National Rail Administration
M.Sc Helene Kristiansen Andersen, Norwegian National Rail Administration
M.Sc Hanne Wiig Sagen, Norwegian National Rail Administration
Johan Bjarte Jansen, Norwegian National Rail Administration
Geir Olav Larsen, Norwegian National Rail Administration

SAMMENDRAG

Follobanens nordre tunnelentreprise, EPC D&B, er siste del av Follobanen gjennom Ekebergåsen. En av de store utfordringene på denne entreprisen er nærføringen til allerede eksisterende infrastruktur og bergrom. Flere tunneler og bergrom skal krysses og utfordringer knyttet til lav overdekning og vibrasjoner fra sprenging er flere. For å tilfredsstille krav til drivingen i områdene dukket boring og splitting opp som et alternativ til sprenging. Boring og splitting (D&S) er en drivemetode som bryter berget mekanisk ved hjelp av en hydraulisk kile. Denne artikkelen gir en innføring i erfaringer fra splittingen så langt på Follobanen D&B.

Dette er det første tunnelprosjektet i Norge hvor boring og splitting har blitt brukt som drivemetode. Erfaringene så langt viser at kvaliteten på berget, oppsprekking og sprekkeretning har mye å si for inndriften ved splitting. Hvis kvaliteten på fjellet, definert som Q-verdi er lav og sprekkeretningen er gunstig får man bedre inndrift. I tillegg har splitterfaringen til mannskapet i tunnelen noe å si på hvor mye tid som blir brukt på de forskjellige operasjonene. Boring og splitting er tidkrevende og har høye kostnader, men resultatet er god kontur, lave vibrasjoner og kan gi lavere behov for sikring.

SUMMARY

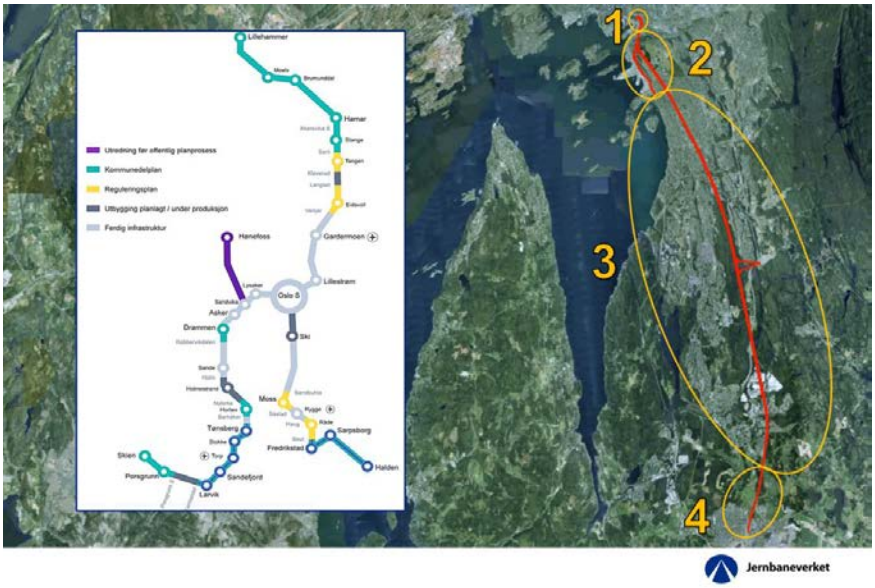
The northern tunnel contract on the Follo Line project, EPC D&B, is excavating the last part of the Follo line through Ekebergåsen. One of the main challenges on the project is the closeness to the already existing infrastructure and caverns. Several of the tunnels on the project will cross or come very close to the infrastructure, and there are several challenges related to the low overburden and vibrations from blasting. To satisfy the demands to the excavation in the area, drill and split became an alternative to blasting. This article gives and introduction to the experiences from splitting so far on the Follo Line D&B.

This is the first tunnel project in Norway where drill and split has been used as an excavation method. The experience so far shows that the quality of the rock, fracturing and fracture orientation affects the advance rate of splitting. If the quality of the rock, defined as Q-value is low and the fracture orientation is right, it will give a better advance rate. In addition, the

splitting experience of the crew in the tunnel has an effect on how much time is spent on the different operations. Drill and split is time consuming and has a high cost, however the result is a good contour, low vibrations and can give a lower need for rock support.

INNLEDNING

Follobanen er Norges største pågående samferdselsprosjekt og blir den første jernbanetunnelen i Norge med to atskilte løp. Dobbeltsporet mellom Oslo S og Ski er den innerste delen av InterCity-utbyggingen sørøst for Oslo. Den nye Follobanen blir totalt 22 km lang og reduserer reisetiden mellom Oslo og Ski, fra 22 til 11 minutter. Prosjektet er svært omfattende med mange ulike arbeidsoperasjoner som utføres samtidig, på forskjellige deler av linjen. Tunnelen bores i hovedsak ut med tunnelboremaskiner (TBM), men det utføres også konvensjonell boring og sprengning, samt mekanisk bryting av fjellet. I tillegg skal det bygges ny stasjon i Ski og Oslo S bygges om. Det vil si at prosjektet består av fire entrepriser; innføringen til Oslo S, konvensjonell driving i Ekebergåsen, TBM-tunnelene og ombyggingen av Ski, som vist på figur 1. Signalarbeidene består av en egen entreprise.



Figur 1: Follobanen er den innerste delen av Intercity-utbyggingen. Den består av fire hovedentrepriser, i tillegg til en egen entreprise for signal. 1) Civil Oslo S, innføringen til stasjonen, 2) EPC D&B, konvensjonelle drivingen i Ekebergåsen, 3) EPC TBM, driving med tunnelboremaskin, 4) EPC Ski, innføring og ombygging av Ski stasjon.

I området under Ekebergåsen er det mange hensyn som må vurderes. Her ankommer Follobanens to løp fra Ski og den siste kilometeren inn mot Oslo som drives konvensjonelt. Her bygges det samtidig en ny tunnel for Østfoldbanens inngående spor. Både Follobanenløpene og Østfoldbanen munner ut i en stor fjellhall «tresporstunnelen» før de kommer ut i dagen. I hele dette området ligger det allerede mye annen infrastruktur i fjellet. Både vegtunneler, elveløp, oljelagre og rømningstunneler kommer tett på de nye jernbanetunnelene. Mesteparten av jernbanetunnelene skal drives med konvensjonell boring og sprengning. Samtidig er det lagt til grunn strenge rystelseskrav på infrastrukturen i

området. I de mest kritiske nærføringene har derfor sprengning blitt vurdert som urealistisk, boring og splitting dukket dermed opp som et alternativ. I hovedsak er det tre underjordiske elementer som krever skånsom driving; Ekebergtunnelene, Alnaelvtunnelen og Ekeberg Oljelager. I tillegg må man ta hensyn til elementer i dagen som E18-Mosseveien og boligområder med energibrønner.

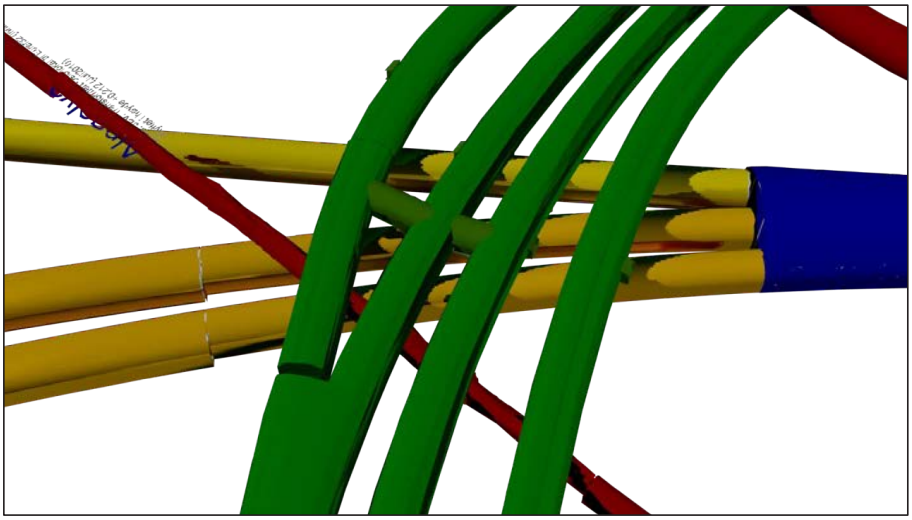
PROSJEKTBESKRIVELSE

Delprosjektet i Ekebergåsen (EPC kontrakt med D&B) ble tildelt Società Italiana per Condotte d' Acqua S.p.A etter konkurranse med forhandling i februar 2015. Prosjektereringen ble gjort frem til det fysiske arbeidet startet opp sommeren 2015. Riggområdet ble etablert på Sydhavna, sørøst for Oslo S. Gamle Sjursøytunnelen blir brukt som inngang til tunnelsystemet. Fra Sjursøytunnelen ble to adkomsttunneler drevet, den søndre kun ved boring og splitting.

Figur 2: Oversiktskart over tunnelgeometrien for EPC D&B, 1) Tresporstunnelen, 2) Inngående Østfoldbane tunnelen, 3) Follobanetunnelene, 4) adkomsttunneler og tekniske rom, 5) Alnaelvtunnelen, 6) E6-Ekebergtunnelen og Grønnliatunnelen og 7) Ekeberg Oljelager, Jernbaneverket.

På figur 2 ser man den planlagte tunnelgeometrien og den eksisterende infrastrukturen som eksisterer i Ekebergåsen. Delprosjektet EPC D&B kan deles i hovedsakelig fire tunnelelementer; Tresporstunnelen (1), Inngående Østfoldbane (2), Follobanetunnelene (3), og adkomsttunneler og tekniske rom (4). De største utfordringene er knyttet til nærføringen med den nærliggende infrastrukturen; Alnaelvtunnelen (5), E6-Ekebergtunnelene og Grønnliatunnelen (6) og Ekeberg Oljelager (7). I tillegg kommer nærføringen til E18-Mosseveien i dagen. Utfordringene rundt krysningen med E6-Ekebergtunnelen og Alnaelvtunnelen gjelder for både Follobanetunnelene og Inngående Østfoldbane.

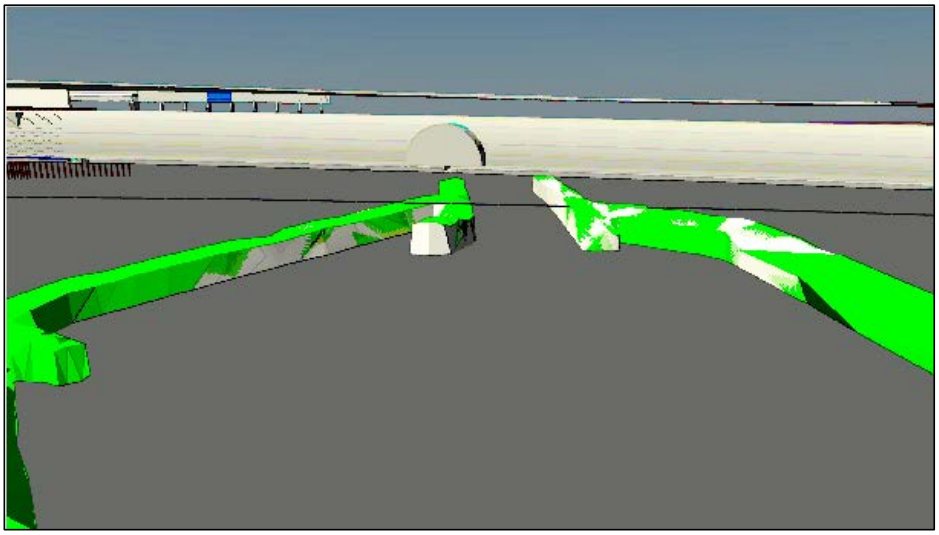
Utfordringene knyttet til krysningen av Alnaelvtunnelen består av driving med lav overdekning og mulig innlekkasje av vann fra elva. Problemstillinger ved krysningen av Ekebergtunnelen er også knyttet til lav overdekning og i tillegg å unngå høye vibrasjoner, figur 3. For å tilfredsstille kravene som er satt for denne krysningen skal drivingen i hovedsak foregå ved splitting. Etter krysningen skal de tre sporene møtes i «tresporstunnelen». I denne delen av prosjektet er det også høye krav til varsom driving, samt problemstillinger knyttet til geologiske strukturer og svakhetssoner.



Figur 3: Krysningen med E6-Ekebertunnelen (grønn), Alnaelvtunnelen (rød), Follobanene og Inngående Østfoldbane (gul). Figuren er sett fra øst.

Sørover er utfordringene knyttet til nærføringen til Ekeberg Oljelager og krysningen under E-18 Mosseveien. I den Inngående Østfoldbanen er det flere krysninger med rømningstunneler og inngangstunneler til Ekeberg Oljelagrene, figur 4. Her er utfordringene lav overdekning og å unngå høye vibrasjoner, slik at deler av tunnelen blir drevet med splitting. I tillegg skal Inngående Østfoldbane komme ut i dagen gjennom en betong portal som skal støpes som bærende konstruksjon under E-18. Her skal det også drives med bruk av mekanisk bryting både i tunnelen og i dagen for å forberede sammenslåingen av det nye og gamle Østfoldbanesporet. Follobaneløpene kommer også i nærheten av Ekeberg Oljelager, men her er de i nærheten av hydrokarbonfylte kaverner. Her er også utfordringene knyttet til lav overdekning og å unngå høye vibrasjoner, samt problemer knyttet til gass på avveie fra kavernene.

Videre sørover skal Follobanene krysse en rømningstunnel fra Ekeberg Oljelager som går til Ryen. Med den tunnelgeometrien som er planlagt vil Follobanene gå rett gjennom denne tunnelen og en del arbeider må utføres for å bygge om rømningstunnelen. EPC D&B sin del av Follobane-tunnelene avsluttes med to haller hvor TBM'ene skal ha gjennombrudd og demonteres. Dette er noen av utfordringene som eksisterer i Ekebergåsen og litt av grunnen til at det ble valgt å drive tunnelene med konvensjonelle metoder. På grunn av nærføringen til eksisterende anlegg og sensitive områder ble splitting introdusert for første gang i Norge på et tunnelprosjekt.



Figur 4: Krysningen av Inngående Østfoldbane (grå) med rømningstunneler fra Ekeberg Oljelagrene (grønn). Figuren er sett fra øst (Naviswork.Freedom 2016)

EKEBERGÅSENS GEOLOGI

Inndriften til boring er spesielt avhengig av geologien og strukturene i berget. Splitting, i motsetning til sprenging, har bedre inndrift når bergmassen er av dårligere kvalitet. Oppsprekkingen og sprekkeretningen har mye å si for hvor lett det er å splitte. Kvaliteten på berget, definert som Q-verdien, kan si noe om hvor «lett» berget lar seg splitte.

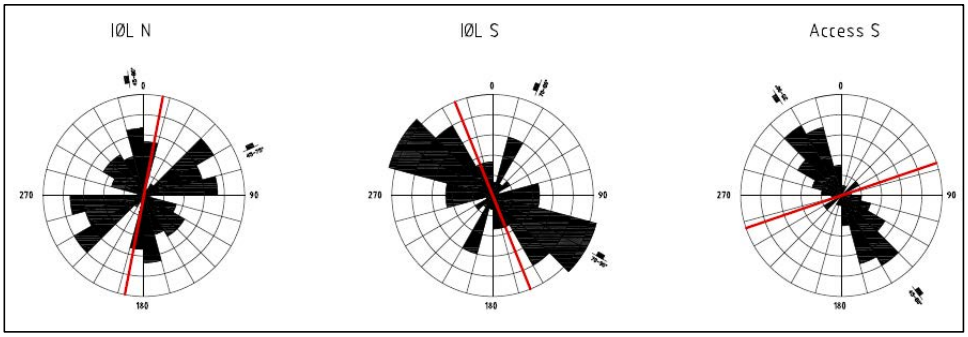
Prosjektområdet ligger i Oslofeltet, som består av mange forskjellige bergarter på et lite område. Bergartene består av prekambrisk grunnfjell, sedimentære lag fra kambrium, ordovicium og silur, noen magmatiske bergarter og sedimenter fra karbon og perm. Oslofeltet er også spesielt fordi det er knyttet til oppsprekking i permtiden som dannet en riftdal. Ekebergåsen ligger på østsiden av forkastningssonen som skiller riftdalen fra grunnfjellet. Bergmassen består i hovedsak av prekambrisk gneis med noen intrusjoner av amfibolitt. Det prekambriske grunnfjellet ble dannet under fjellkjedefoldingen og er resten av gamle fjellkjeder (900-1000 mill år) som har blitt erodert ned «Bjørlykke (n.a)». Gneisen kan deles opp tre litologier;

- Tonalitisk – granitisk gneis
- Kvarts – feltspat gneis
- Biotitisk øyegneis

Tabell 1: Mineralinnhold i gneisene, Jernbaneverket (2013).

	Kvarts	Feltspat	Biotitt	Aksessoriske
Tonalitisk	30%	40%	20%	Varierende
Granitisk	30%	65%	5%	Varierende
Kvarts-feltspat	40%	50%		Biotitt
Biotitisk øyegneis	25%	60%	10%	Granat

Til tross for forskjellene i mineralinnhold i tabell 1 er det vanskelig å skille mellom gneisene og de blir derfor behandlet som en bergart under drivingen. Gneisen er foldet i skarpe isoklinale folder som viser en klar foliasjon med strøk N-S til NV-SØ. Forundersøkelsene gjort før oppstart viste at bergartene hadde en moderat oppsprekking. Amfibolittintrusjonene viste en større grad av oppsprekking. I utgangspunktet viser kartleggingen at det er to sprekkesett som går igjen, figur 5. Det ene settet har steilt fall med Ø-V strøkretning. Det andre settet følger foliasjonen med strøkretning N-S og fall mot vest (35°-90°). Det finnes også sporadiske sprekkesett med andre orienteringer, Jernbaneverket (2013).



Figur 5: Sprekkeroser basert på geologiske kartlegging i Inngående Østfoldbane nord (IØL N), Inngående Østfoldbane sør (IOL S) og søndre adkomst tunnel

I tillegg til geologiske kartlegginger har det blitt gjort bergmekaniske undersøkelser på kjerneprøver og steinblokker. Testene som ble utført er Drilling Rate Index (DRI), Unconfined Compressive Strength (UCS), Point Load Test (PLT), quartz content, Brazilian Tensile Strength og Density.

Tabell 2: Bergmekaniske tester utført ved forundersøkelser, Jernbaneverket (2013)

Location	Rock Type	DRI	UCS MPa. Angle of faliure	PLT ($I_{s(50)}$) MPa	Brazilian Tensile Strength MPa	Quartz %	Density kg/m^3
Kongsveien 83. (Block)	Tonalitic-granitic gneiss	38				25	
BH 830 (89-92 m)	Brecciated gneiss	51	132.2	6.7		35	
BH 841 (77.0-78.0)	Gneiss	37	95.4 22°	6.7	6.2/11.8[1)]	28	2709
ET 3 (14-6.96)	Dark igneous rock	29	127.2 19°	8.8	15.9	25	2695
ET 6 (5.54-6.40)	Porphyritic intrusive rock	43	211.9 21°	10.0	18.5	6	2844

1) Parallel to weakness planes/Perpendicular to weakness planes

Informasjonen i tabell 2 viser bergmekaniske trender i gneisen, Volden (2015).

- DRI er klassifisert som veldig lav til medium og stemmer overens med kvartsinnholdet.
- UCS er klassifisert som høy til veldig høy.

- PLT er klassifisert som høy til veldig høy styrke

Resultatene fra den bergmekaniske testingen viser at gneisen i kjernene er hard, og fjellet har god kvalitet. Som tidligere nevnt er det lettere å splitte i fjell med lavere kvalitet og høyere oppsprekking. De bergmekaniske testene indikerer at gneisen i Ekebergåsen er for hard og har for god kvalitet til å få god inndrift med splitting.

Kartlegging av geologi under driving

Geologiske kartlegging blir vanligvis gjort etter hver salve. Ved splitting blir kartlegging gjort når antall meter tilsvarer en salve eller bergforholdene tilsier at det skal sikres. Berget blir kartlagt med fokus på geologien og bergartene, oppsprekking og sprekkemateriale, vanninnlekkasje og spenningsforhold. Parameterne blir bestemt basert på Q-systemet og Q-verdien blir definert for hver kartlegging. For splitting er sprekkeorientering, sprekkemateriale og kvaliteten på berget de viktigste parameterne. For å få en god inndrift på splitting er det lave Q-verdier som gir best resultat. Generelt kan man si at fjell med Q-verdier under 10 gir en bedre inndrift enn i fjell med høyere Q-verdier. Da går det på hvor oppsprukket fjellet er, hvor mange sprekkesett som finnes og materialet i sprekkene. Best inndrift oppnås når sprekkene har en gunstig orientering som gjør det mulig å utnytte dem i splittingen.

MEKANISK BRYTNING AV BERG

«Drill and Split» er en metode for mekanisk brytning av berg. Overordnet fortalt går metoden ut på å bore hull i berget som skal brytes, så utsettes berget for en mekanisk påkjenning i form av en splittemekanisme og til slutt pigges berget som ikke har løsnet fra bergflaten. Metoden benyttes blant annet der vibrasjonsgrenser eller nærheten til tilstøtende konstruksjon eller annen infrastruktur umuliggjør bruk av sprengstoff. Roadheader er også et alternativ som benyttes i samme situasjoner, men dette utstyret er ikke egnet i harde bergarter.

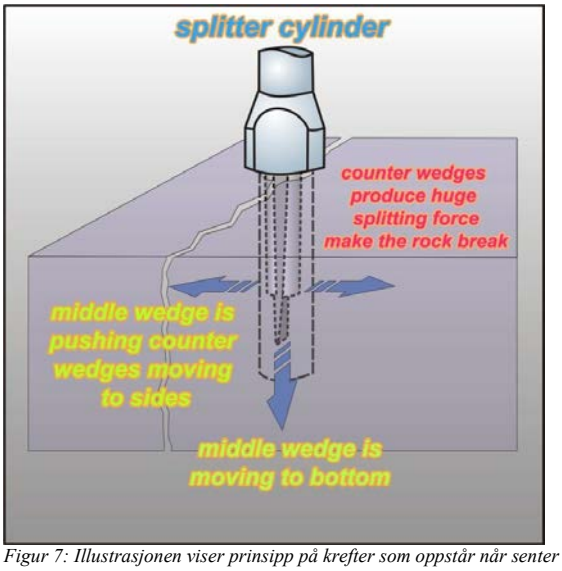
Prinsipp for utførelse og utstyr

«Drill & Splitt» er en moderne form for mekanisk brytning. Metoden bygger i utgangspunktet på gamle prinsipper som å benytte trestokker satt inn i sprekker som ved tilførsel av vann sveller og utøver en kraft på berget slik at det brytes opp i mindre fragmenter eller ved bruk av kiler som blir slått inn i bergets naturlige sprekker. Denne moderne metoden for bergbrytning, til tross for at den er tidkrevende, er mye mer effektiv enn de gamle metodene, samt at den ikke bare benytter bergets naturlig sprekker, da hull bores for å oppnå større effektivitet.

Metoden er basert på at en hydraulisk kile blir plassert inn i hull boret i et systematisk mønster, kilen plasseres i ett hull av gangen. Når kilen er plassert i hullet initieres en mekanisk ekspansjon som induserer spenninger i den omkringliggende bergmassen. Den mekaniske ekspansjonen oppstår når en senter kile presse inn mellom to vinklede kiler, se *Figur **6***.

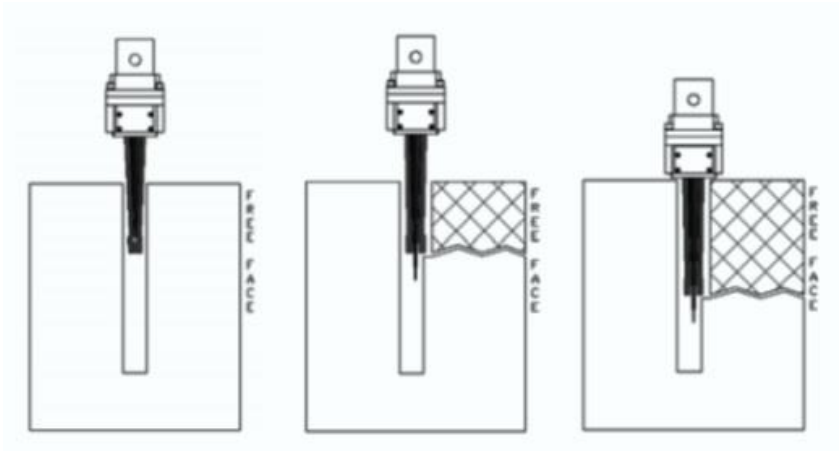
Figur 6: Bildet av splitter med senter kile og ytter kiler.

Ekspansjonskreftene oppstår vinkelrett på hullet og bryter den omkringliggende bergmassen, Figur 7 illustrerer hva som skjer i hullet når senter kilen presses ut.



Figur 7: Illustrasjonen viser prinsipp på krefter som oppstår når senter kilen presses ut.

Vanligvis settes kilen inn 2 ganger pr hull slik figur 8 viser.



Figur 8: Illustrasjonen viser to splittinger pr hull.

Det er viktig at hullene er boret i riktig vinkel og lengde for å unngå skade på kilen når den puttes inn i hullet.

På Follobanen er hull diameteren som benyttes 76 mm. Hullene bores med en 3-boms vanlig borerigg. Lengden på kilen er 1 m og krever hull lengde på ca. 1,4 m. Den hydrauliske kilen, SUPERWEDGE, er montert på en Catepillar 323E 23tonner beltegraver, se *Figur **9***. Splittetrykket er på 2400 tonn.

Figur 9: Superwedge montert på graver.

For å unngå for stor friksjon mellom kilene er det viktig å smøre med fett mellom kilene. Operatøren styrer smøringen automatisk under splitting, men påfylling av fett må utføres for hver annen time og det tar ca. 20 min og fylle opp. Vanligvis er forbruket av fett ca. 1 kg for hver 25/30 m3 med oppknust berg. Etter ca. 50-80 faste kubb er det behov for skifte av kilen, men dette kommer an på berget og ikke minst operatøren. *Figur **10*** viser kile som må byttes ut.

Figur 10: Kiler som må byttes.

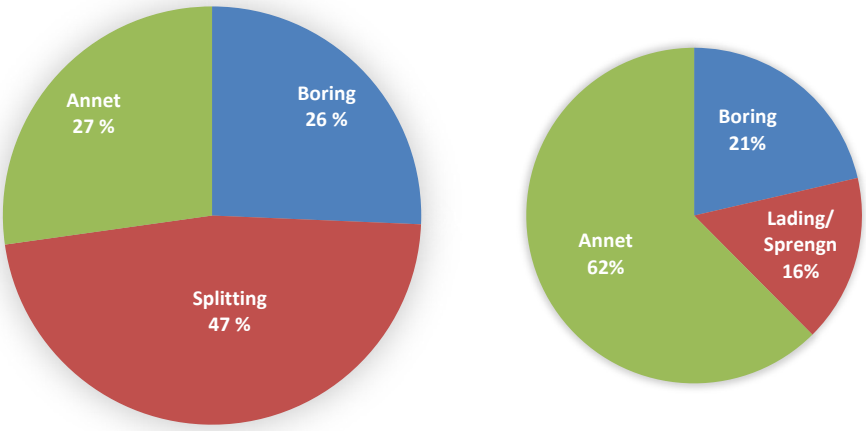
Etter en runde med splitting i alle hull pigges berget med en hydraulisk hammer og lastes ut. Sålen er den mest krevende å splitte.

ERFARINGER SÅ LANGT

Boring og splitting har tidsmessig vært en stor del av entreprisen EPC D&B. Selv om kun 200m tunnel er drevet med D&S pr. november 2016, er dette arbeider som har foregått i bort i mot ett år. Det er splittet på totalt 4 ulike stuffer, med varierende geometri og geologi. Dette har gitt en del erfaringstall for å se på hvordan ulike faktorer kan påvirke fremdriften.

Tidsforbruk

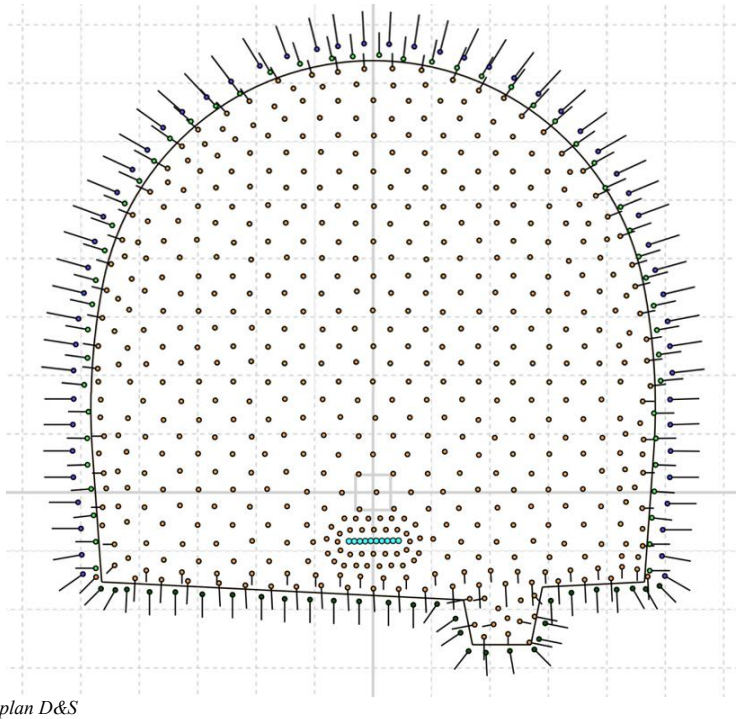
En generell syklus ved tunneldriving med boring og splitting ligner på den ved boring og sprenging, men en ser at både boringen og splittingen er mer tidkrevende enn det som er vanlig ved boring og sprengning. Helt generelt kan tidsforbruket deles inn som i figur 11 under.



Figur 11: Fordeling av tidsforbruk ved driving med D&S (t. v.) på Follobanen sammenlignet med D&B (t.h.). "Annet" inkluderer lasting, rensk og sikring av tunnelen.

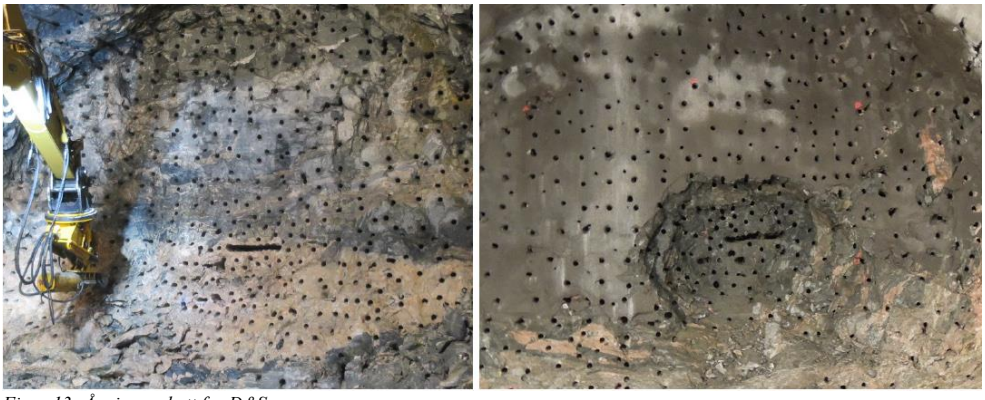
Om en sammenligner med generelle tall på samme anlegg for en syklus med boring og sprengning ser vi at tidsforbruket mellom de ulike operasjonene varierer kraftig. Vi ser at selve splittingen er det mest tidkrevende ved denne metoden. Nesten 50 % av tiden går med til å bryte berget, mens ved sprengning tar denne prosessen kun en brøkdel av syklustiden. Tidligere erfaringer med metoden er sparsomme, men en kan finne enkelte referanser. I Japan ble metoden benyttet for å drive nye tverrforbindelser mellom to eksisterende tunnelløp. Her ble opp til 50 % av tiden brukt til boring, mens splitting stod for nærmere 38%. Det ble derfor konkludert med at det er mye å hente på optimalisering av boringen (Volden, 2015). Sammenligner vi disse tallene med de i figur 11 ser vi at fordelingen på Follobanen er noe annerledes. Her står boring kun for 26% av tidsforbruket.

To vesentlige forskjeller mellom de to prosjektene er tverrsnittet som tas ut. På Follobanen ligger normalprofilet rundt 85 $m^{2,}$ mens i referanseprosjektet lå det nærmere 20 m^2. Dette tillater dermed bruk av 3 boms borerigg mot 2 boms i overnevnt prosjekt. En kan og se forskjeller på hvordan en åpner en fri flate. Figur 12 viser en typisk boreplan for Follobanen. Her bores det ca. 650 hull med en dybde på 1,6 – 2 m. Det blir så sømboret en slags åpning til kutten. Ved prosjektet i Japan ble det og boret en søm, men på tvers av hele profilet. Det kan tenkes at dette har økt tidsforbruket vesentlig. Sett i forhold til dette prosjektet ser det derfor ut til at Condotte har klart å optimalisere boringen.



Figur 12: Boreplan D&S

Selve splittingen er den som tar mest tid ved Follobanen. Tallene viser at det kan være mye å tjene på å effektivisere selve splitteprosessen. Erfaringene tilsier at dersom en har en god fri flate å splitte mot er selve splittingen relativt effektiv. Problemområdene er åpning av en god kutt og splitting av sålen.



Figur 13: Åpning av kutt for D&S

Utgangspunktet for åpning av en fri flate har vært boring av en slisse som vist i Figur 13 over. Det er så blitt splittet mot denne slissen for å åpne en slags kutt. Selve splittingen mot slissen har fungert greit, men grunnet lengden på splitterkilen tar det tid å få en brukbar dybde på kutten. Fjellet splittes i flere omganger og en må inn å rense ut masser med jevne mellomrom. Når kutten så er åpnet splittes fjellet rundt kutten ut. En får ut en god del berg på relativt kort tid og denne «fasen» av D&S er ganske effektiv. Det må samtidig nevnes at

dette forutsetter en erfaren operatør og vi ser at når nytt personell kommer inn øker tidsbruket vesentlig.

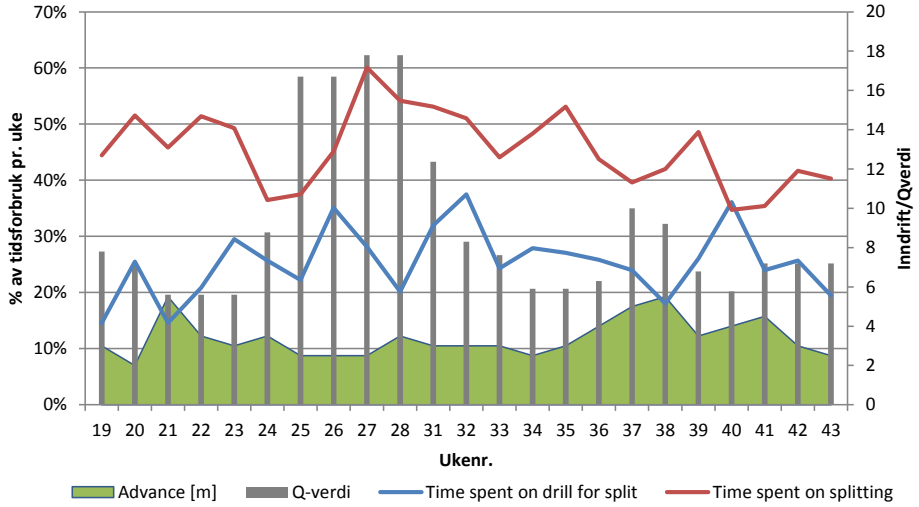
Figur 14: Splitting av såle

Siste del av prosessen består av å splitte sålen ned til ønsket nivå. Her ser vi at det går med mye tid og ofte må en god del hull bores opp igjen da de er blitt tette. Dette henger sammen med at alt masse som blir tatt ut i øvre del av profilet havner over sålen og må dermed renses ut. Ved splitting av sålene blir det hyppigere veksling mellom splitting og rensk frem til en har profilet en ønsker. Figur 14 forsøker å illustrere problematikken ved splitting i sålen.

Det er gjort enkelte forsøk på effektivisering av splitteprosessen. For enkelte av krysningene har det vært mulig å sprenge kutten uten å overskride rystelseskrav. Dette har økt inndriften med opptil 50 %. Grunnen er, som nevnt over, at splitting uten en god fri flate er tidkrevende. En får og en viss reduksjon i antall hull som bores, og en slipper å bore selve slissen. Ved passeringer tett under annen infrastruktur kan en variant være at hele nedre del av profilet sprenges. Foreløpig er ikke dette ikke prøvd ut i prosjektet, men kan tenkes å gi en relativt god inndrift uten sprengning for tett opp i andre tunneler.

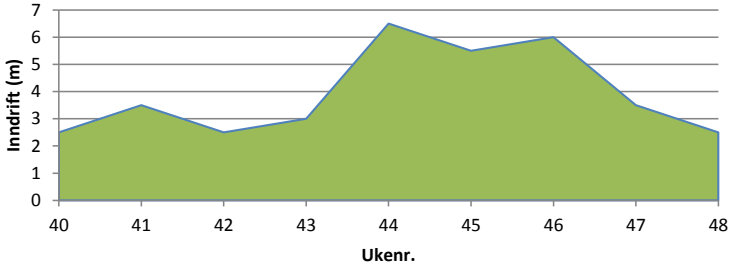
Inndrift ved bruk av D&S

Erfaringer så langt viser at selv i kombinasjon med sprengning gir ikke metoden noen stor inndrift. Gjennomsnittlig har inndriften ligget rundt 3 m i uka på et 85 m^2 tunnelprofil. Vi ser på Figur 15 at fra uke 36 øker inndriften ved sprengning av kutt og en nærmer seg 4,5 m i snitt. Om en ser på tidsforbruket mellom boring og splitting varierer det en del fra uke til uke, men det er vanskelig å se en direkte sammenheng med inndrift. Det kan derfor tenkes at sprengning øker dybden en klarer å splitte pr. runde, men at forholdet i tidsforbruk mellom de ulike aktivitetene forblir omtrent den samme.



Figur 15: Sammenstilling av inndrift, fjellkvalitet og tidsforbruk ved 85 m^2 tunnelprofil, IØB (S). I uke 21, samt etter uke 35 er kutten sprengt.

En annen faktor som kan påvirke inndriften er geologi. I Figur 15 er Q-verdi brukt som et estimat på bergkvaliteten. Vi kan se at ved de høyeste Q-verdiene, altså der berget er best, tar splittingen lengre tid. Det er og her vi finner den dårligste inndriften, selv om forskjellene er marginale. En kan derfor anta at dårligere bergkvalitet vil gi noe hjelp ved splitting, uten at en ser noe markant forskjell.



Figur 16: Inndrift adkomsttunnel sør (50 m2 tunnelprofil)

Figur 16 viser inndrift i adkomsttunnel sør, som står vinkelrett på tunnelløpet som tidligere er omtalt. Her ser vi at inndriften tilsvarer den på IØB frem til uke 43. Deretter øker inndriften markant. Her ligger trolig forklaring i en gunstig sprekkeretning. Om en ser på sprekkerosene i Figur 5 for adkomst S ser vi at hovedsprekkeretningen ligger ganske steilt og på tvers av profilet. Dette har gitt en tydelig fordel ved splitting, og større blokker løsnet langs sprekkeretningen. Generelt vil trolig dårlig bergmasse gjøre splittingen noe mer effektiv, men ved gunstige sprekkeretninger ser vi at inndriften kan dobles. Figur 17 viser adkomsttunnel S. Her ser en at hovedsprekkeretningen ligger tilnærmet plant med stuffen og bildet viser hvordan det er splitting helt inn til enden av borhullene.

Figur 17: Stuff ved adkomsttunnel S. Sprekker parallelt med stuff gir økt inndrift ved splitting

Resultater

Vi ser at D&S gir et bra ferdig resultat på tunnelen. Dersom berget er relativt bra og en ikke har alt for mange slepper, kan konturen bli meget fin. En unngår også riss og skader påført berget fra sprengning. Det har gitt utslag i et meget lavt behov for sikring, spesielt der bergkvaliteten er middels til god. Her er det selvfølgelig avhengig av faktorer som slepperetninger og generell oppsprekking, men det er en mer skånsom metode og det kan derfor antas at sikringsbehovet er deretter.

Figur 18: Kontur etter driving med drill & splitt

KONKLUSJON

Erfaringene fra Follobanen D&B så langt tilsier at boring og splitting er en tidkrevende og møysommelig prosess som har høye kostnader. Resultatet er en tunnel med fin kontur og lave vibrasjoner. Hvis fjellet er godt nok gir det mindre behov for sikring. Inndriften er i stor grad avhengig av kvaliteten på berget, graden av oppsprekking og retningen på sprekkene. Berg med lave Q-verdier og høy grad av oppsprekking gir høyere inndrift enn berg med god kvalitet. Når sprekkene har en gunstig orientering i forhold til tunnelretning øker inndriften betraktelig. Erfaringen til maskinføreren har også en del å si for hastigheten på splittingen. Hvis det har blitt opprettet en god flate å splitte mot øker også hastigheten. Kort oppsummert er boring og splitting en tidkrevende prosess, men som gir godt resultat.

REFERANSER

Bjørlykke, K. (n.a): "Oslo-områdets geologi. En kort oversikt som vedlegg til film (DVD) fra områdene rundt indre Oslofjord, Universitet i Oslo

Jernbaneverket (2013): "Tender Phase: Østfoldbanen V L (Oslo S)-Ski, Inngående Østfoldbane Tunnel, Substructure, Discipline report engineering geology and hydrogeology, The Follo Line Project"

Volden, J.A (2015): Ingeniørgeologisk vurdering av anvendbarheten for "Drill & Split" i tunneler på Follobanen, NTNU, Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi.

Illustrasjoner: Jernbaneverket/Condotte
Foto: Jernbaneverket
Modeller: Naviswork Freedom 2016

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

IN-SITU MÅLING AV INJEKSJONSTRYKK INNE I BERGMASSEN

Measurement of grout injection pressure in-situ and interpretation of in-situ stresses.

Lloyd Tunbridge, Arnstein Aarset, Elisabeth Tønnessen
Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Norway
Helene Strømsvik and Stine Moe
Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Norway

SAMMENDRAG

Forinjeksjon blir i dag benyttet i stor utstrekning for å redusere vanninntrenging ved driving av tunneler. Injeksjonstrykk og strømning blir normalt registret på injeksjonsriggen, men det foreligger svært lite kunnskap og dokumentasjon på hvordan injeksjonstrykket forplanter seg innover i bergmassen.
Det er nå utviklet en instrumentering som er egnet for å registrere injeksjonstrykk i borhull både før og etter packerplasseringen. Instrumentet omfatter en liten hydraulisk målecelle som plasseres på innsiden av packeren. Målecellen står i kontakt med avlesningsenheten på utsiden av hullet via et tynt stigerør gjennom gummipackeren.
Dette måleopplegget medfører minimalt med forstyrrelser for selve injeksjonsutførelsen da det ikke er behov for elektriske ledninger og selve målecellen er så billig at den bare støpes igjen inne i injeksjonshullet.
Måleutstyret er i TIGHT-prosjektet benyttet ved en rekke injeksjonsomganger ved Follobaneprosjektet og ny tunnel på E134 ved Kongsberg, slik at det nå foreligger et omfattende datamateriale. Bearbeiding og tolkning av disse dataene har gitt en bedre forståelse av hvordan injeksjonsmassen oppfører seg inne i bergmassen i forhold til det opptredende spenningsbilde. Det er generelt registrert et lite trykkfall fra målt injeksjonstrykk på riggen i forhold til injeksjonstrykk målt inne i injeksjonshullet. Foreløpige tolkninger og observasjoner er gjengitt i denne artikkelen.

SUMARY

Grouting in rock around tunnels is used to reduce water inflow. Pressure and flow-rate of the grout is recorded at the grouting rig during injection, but there is little documentation of measurements of grout pressure in-situ or in neighbouring holes before, during and after the grouting.
Instrumentation was developed to record pressure at the back of the packers inside the grouting holes during pre-excavation grouting around a tunnel. The instrumentation comprised a small flat-jack, placed within the grouting hole, hydraulically connected to a pressure data logger outside the hole. This arrangement minimised disturbance to the workflow at the face as there was no need for electric wires and the parts that were permanently cemented in the drill holes were relatively cheap.
Using this equipment, measurements inside multiple holes during grout pumping have been made over several rounds of pre-grouting in a tunnel. The data is being analysed to gain an

understanding of the behaviour of the grouting process in the rock mass and to determine the in-situ stress in the rock mass. Little pressure drop between the rig and the drill hole was found. The initial results are reported in this paper.

INTRODUCTION

In the case of pre-excavation grouting with pressure measurement at the pump it is uncertain how much pressure is lost during flow through hoses, injection pipes and down the hole. The distribution of pressure within the rock mass is also unknown.
As part of an industry collaborative project, TIGHT, which stands for "True Improvement in High Pressure Grouting Technology for tunneling", NGI has developed an instrumentation system to measure pressure within the drill holes during grouting and the response in neighbouring drill holes. The project is on-going, but six rounds of grouting have already been monitored in the access tunnels to a major railway tunnel project near Oslo and two rounds in a highway tunnel near Kongsberg. Initial results from early tests have been reported by *Tunbridge (2014, 2016*). These tests have been supplemented with additional test data which are reported here. Further measurements and more work on interpreting the results is planned.

PRE-EXCAVATION GROUTING

Normal practice with pre-excavation grouting in ground where water flows are encountered is to pump grout in a number of long holes, typically 24 - 27 m long, ahead of the face with outer holes forming a ring around the proposed tunnel excavation. So that after grouting there is a shield of grouted rock around the final tunnel.
The complete ring of holes is normally drilled before grouting starts. These holes are typically sealed off a couple of meters into the rock with a mechanically expandable rubber plug around a pipe through which the grout can be pumped. A stop cock is fitted to pipe and is normally closed before start of the grouting and after grouting when pumping stops. This allows measurement of the initial groundwater pressure, avoids grout flowing out through neighbouring holes and could allow measurement of the fluid pressure in the holes. The grout injection pipe, however, is normally retrieved immediately after completion of pumping leaving the rubber plug in the hole. A strong spring ensures that the rubber plug remains expanded and in place. A one-way valve in the plug stops the grout from flowing back out of the hole. This rubber plug with a one-way valve permanently installed in the drill hole normally precludes the measurement of pressure down the hole when pumping is stopped.
There are differences of opinion regarding effectivity and economy of high pressure grouting. High pressure grouting with pressure as high as 90 bar was reported to have resulted in better penetrability and grouting capacity (*Davik, 2002*). While in a comparison of two projects, one in Sweden and one in Norway, it was reported that the application of high pressure, causing elastic jacking of fractures, could have significant negative impact on the sealing effectiveness and economy of a project (*Rafi, 2016).*).
Various laboratory experiments simulating grout pressure in the rock mass have been reported. Measurements of pressure loss in four holes after grouting using pressure sensors mounted on the grouting packers and a datalogging system have been reported by *Dalmalm* (*2007*).

THE MEASURING EQUIPMENT

The installation of pressure transducers in the grouting drill holes is impractical both economically – expensive transducers would be permanently grouted into the drill holes after just one use – and practically - as the installation of signal wires and data recorders in the tunnel environment during grouting would delay the work.
A system was designed to enable reutilization of expensive items such as pressure transducers and so that installation would not require more time or resources from the tunnel contractors grouting crew.
The design uses a small water filled flat-jack or metal 'balloon' to transfer pressure through a thin steel pipe past the rubber plug to independent automatic data loggers outside the hole, Figure 1. The flat-jack and steel pipe is eventually permanently grouted in the drill hole, but this is a relatively low cost item. The data loggers are outside the hole and protected in a water-tight housing so they can be re-used many times. The data-logger is an integrated unit with battery and memory of a type normally used for measuring water depth in wells. The system can be pre-assembled with the packer and grouting pipe so that installation for the grouting crew does not take any more time or be any more difficult than installation of a standard pipe.

Figure 1. Grouting pressure measuring system comprising flat-jack, packer element with slot for 6mm steel tubing.

Tests in the laboratory demonstrated that the flat-jack effectively transmitted external pressure to the data logger unit.
On completion of grouting the pipe is removed leaving the rubber plug, which incorporates a one-way valve, in place to restrain the grout in the hole. The data logger is also left in place until completion of grouting of all the drill holes and records the pressure changes due to grouting in nearby holes.
Currently the project has procured and built 15 sets of instruments such that approximately half of the grouting holes in a typical highway tunnel can be monitored during the grouting process

RESULTS OF MEASUREMENTS

Calibrations

Initially a sample of the instruments in the housings were calibrated in a short length of steel tube of the same diameter as the drill holes. It was found difficult to maintain a constant pressure due to leakage past the packer however indications were that the instruments were measuring the pressure of the fluid in the hole. This was confirmed by the measurements which indicated that in most cases downhole pressures measured on the grouting rig and the instruments were closely correlated. However a few anomalies suggested that a proper calibration of the equipment after assembly was required. This was done for one set of 15 instruments. The instruments were assembled ready for installation and then placed in a pressure tank and pressure increased in steps of 10 bar up to 60 bar. Following calibration the instruments were used for the tests in Kongsberg tunnel in June 2016 and the data downloaded after completion of the grouting.

The results of the calibration (Figure 2) indicate that many of the instruments record a pressure close to that applied while some indicate a slightly lower pressure. The results of the calibration could be used to correct the readings recorded during the grouting.

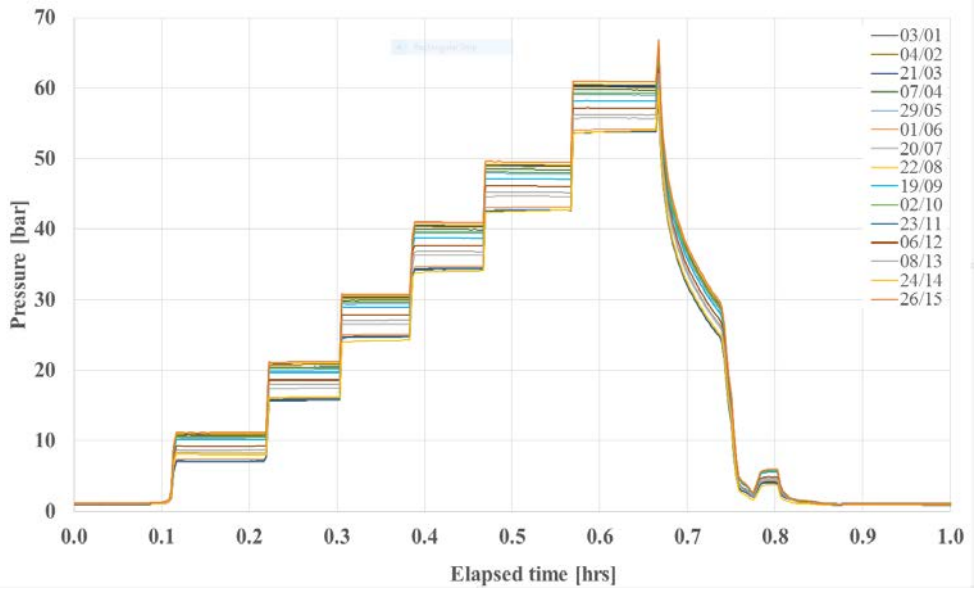


Figure 2: Calibration of the instruments in pressure tank prior to tests in Kongsberg tunnel in June 2016. The numbers in the key indicate which drill hole was monitored under grouting in Test 8 (Drill hole number/instrument number).

Locations

Six rounds of grouting have been monitored with the NGI equipment in the Follo Tunnel access tunnels at the Åsland site near Oslo. The access tunnels have a nominal diameter of 10 m. These tunnels have had significant water flows and grouting has been required for the majority of the length constructed to date. Two rounds of grouting has been monitored in the Kongsberg tunnel with a nominal diameter of 12 m. A summary of the location and parameters at each of these locations is presented in Table 1
The grouting process is normally done in up to 4 holes simultaneously, starting with the invert holes and working outwards and upwards. Grouting is stopped in each hole according to protocols based on maximum allowable pressure or total volume injected. Figure 3 is a summary plot for Test eight illustrating the typical development of the grouting process over time showing grouting pressures and flow volumes as recorded by the grouting rig data-recorder and our instruments. Figure 4 shows the location and numbering of the drill holes with colour shading to indicate the volume of grout pumped into the hole and the locations where the instruments were installed.

Table 1: Summary of the parameters for each of the eight tests made to date.

Test no.	Location	Overburden thickness	Total grout injected	Grout type	No. inject. holes	No. holes monitored
1	Åsland North chain. 140m	25 m	22 528 ℓ	Silicate	34	5
2	Åsland South chain. 195m	35 m	43 988 ℓ	Micro-cement	32	6
3	Åsland North chain. 186m	53 m	21 143 ℓ	Micro-cement	51	5
4	Åsland North chain. 627m	84 m	76 055 ℓ	Industrial-cement	33	6
5	Åsland South chain. 825m	NA	38 602 ℓ	Micro-cement	42	6
6	Åsland South chain. 889m	NA	36 135 ℓ	Micro-cement	42	6
7	Kongsberg Tunnel chain. 2936m	14 m	19 289 ℓ	Industrial-cement	29	15
8	Kongsberg Tunnel chain. 3244m	29 m	28 019 ℓ	Industrial-cement	29	15

Table 2 shows the pressure recorded in the drill hole before and after grouting together with the volume of grout pumped into each drill hole.
A detailed comparison of the pressure traces recorded by the rig and the instrumentation during Test two is presented on Figure 5.
In this data four adjacent holes were monitored under the invert level of the tunnel. The grouting rig records pressure and flow rate at 10 second intervals – due to pressure variations caused by a reciprocating piston pump the pressures show great variation but an average pressure can be estimated visually. In the first 6 tests our instrumentation recorded pressure

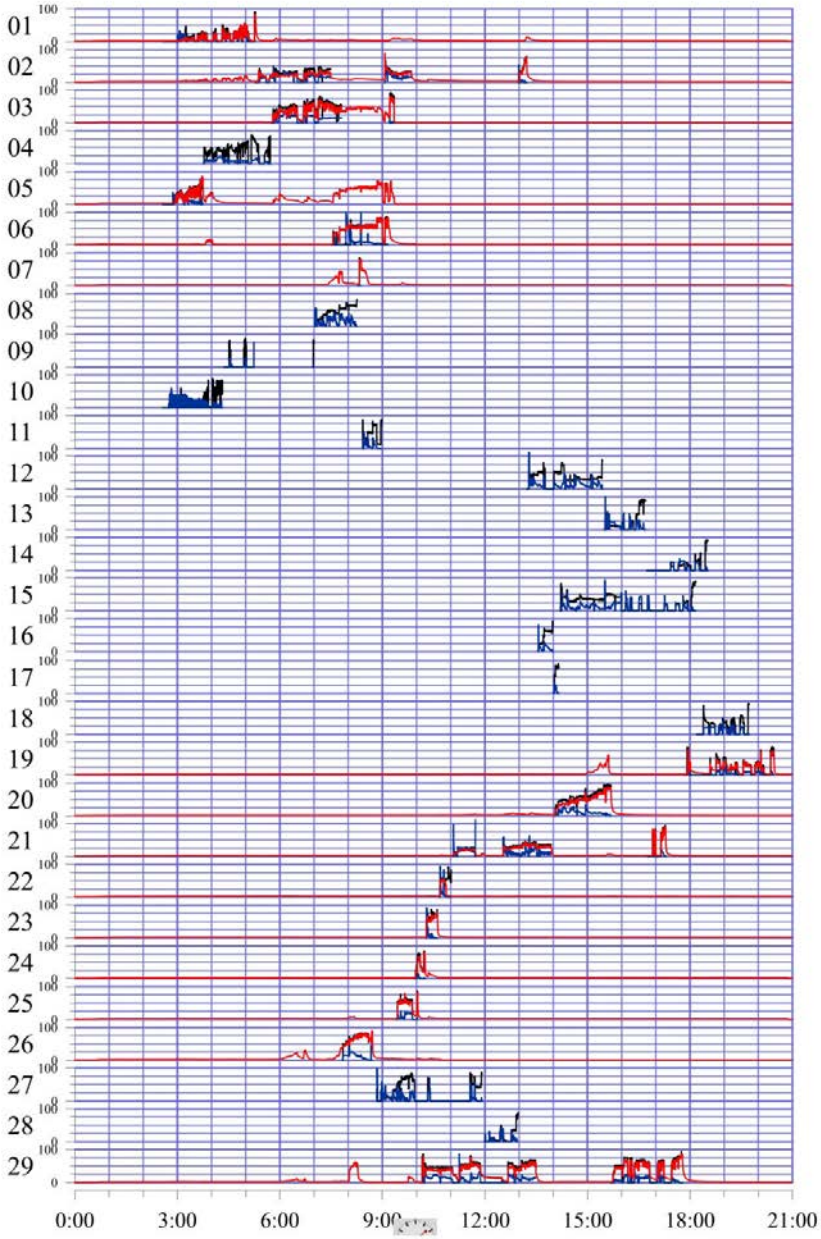


Figure 3: Summary plot of Test 8 showing the order of grouting over time. Numbers on the left are the drill holes (Figure 4). The black lines are pressure recorded on the rig, blue lines are rate of flow and red lines are pressure recorded by the instruments.

Table 2: Summary of pressure measured in the drill holes during Test 8 before and after grouting and the volume of grout pumped in each drill hole.

Drill hole	**Instrument**	**Pressure after installation** 2016-06-22 02:00 kPa	**Volume grout pumped** litres	**Pressure after grouting** 2016-06-22 20:45 kPa
1	6	150	1100.7	107
2	10	203	2931.7	108
3	1	150	1839.3	11
4	2	210	1023.6	72
5			670.5	
6	12	51	555.9	12
7	13	178	1.8	158
8			1173.6	
9			69.8	
10			954.2	
11			279.4	
12			1640.9	
13			905.7	
14			651.3	
15			2427.8	
16			307.8	
17			81.2	
18			880.9	
19	9	107	599.1	90
20	7	108	1096.6	74
21	3	143	2110.9	123
22	8	156	180.6	121
23	11	138	126.5	111
24	14	116	109.1	196
25	4	186	357.8	190
26	15	201	672.9	5
27			1092.4	
28			290.3	
29	5	172	2974.7	71

every minute, while in Tests 7 and 8 pressure was recorded every 10 seconds but not synchronised to the rig recording.

Initial examination of the records indicate that the pressures recorded by the injection rig data logger and the down-hole instrumentation are comparable when allowance is made for the variation in pressures discussed previously.

A number of interesting features can be identified on the records, Figure 5, such as:

- pressure breaking through from a hole being grouted to two that have not yet been grouted, but where the pressure in the hole most remote from the grouted hole is higher;

- an example of jacking of a fracture where flow rates suddenly increase while pressure drops, but where later higher pressures are reached without further jacking of the fracture; and
- relatively long periods after grouting over which the final grout pressure in the hole falls to a level of around the expected overburden pressure.

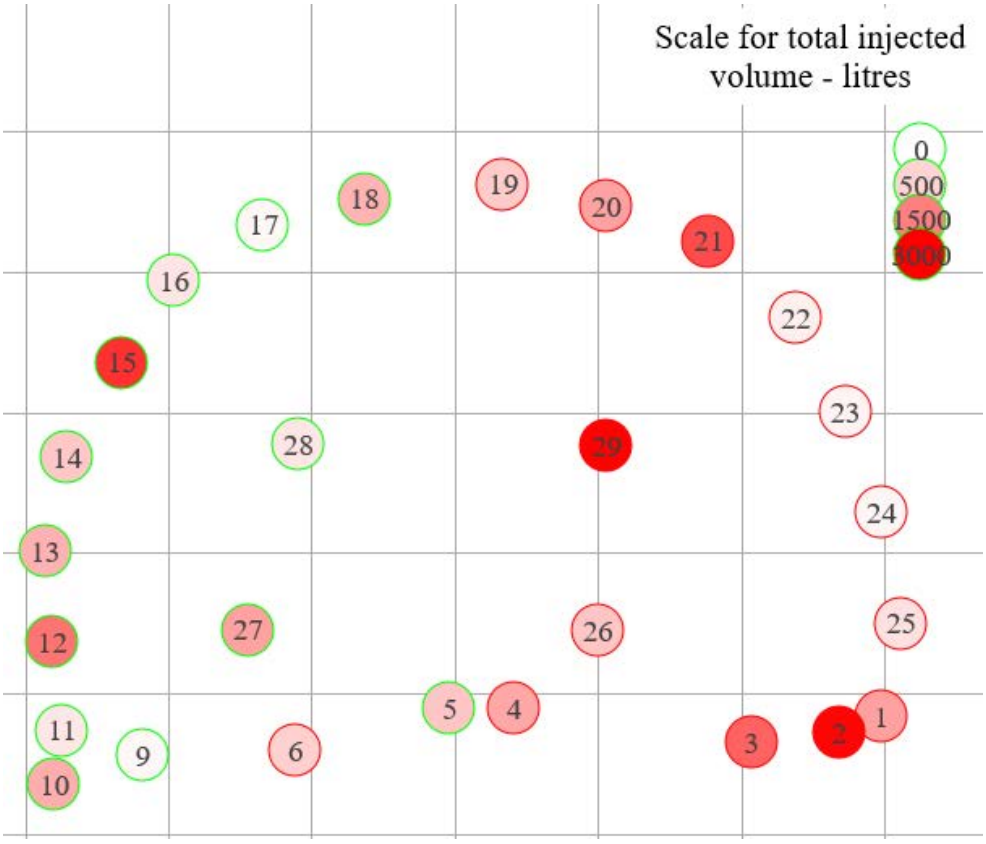


Figure 4: Location of grouting drill holes in the face for Test 8. Red shading is proportional to total injected grout volume, red circle boundaries indicate drill holes that were instrumented.

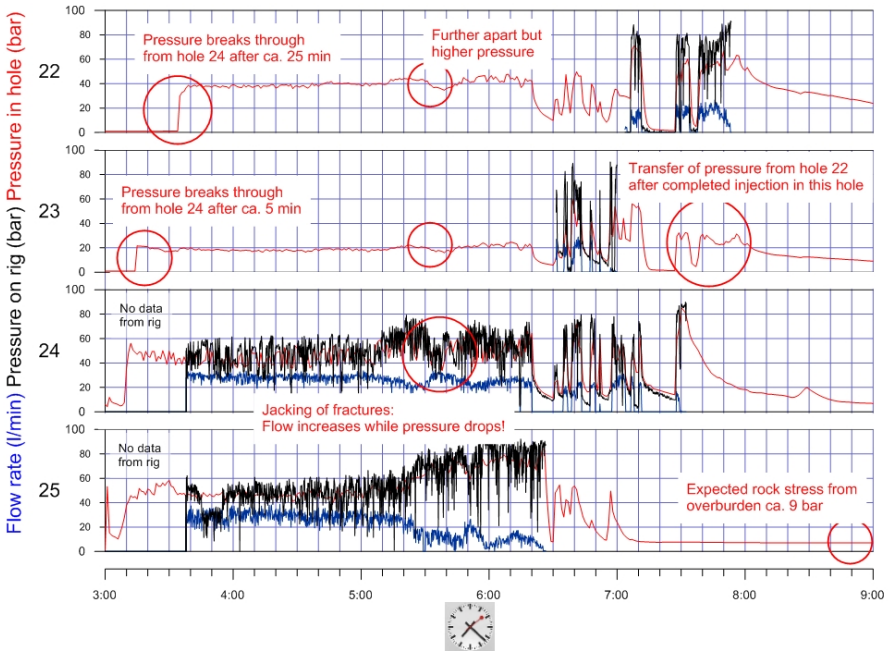


Figure 5: Detailed records of grouting in instrumented holes for Test 2 over time with interpretations of the behaviour of the pressure records.

Measurement of groundwater pressure

Measurements of pressure inside drill holes performed at chainage 3244 in Kongsberg tunnel were recorded immediately after the loggers were installed into the grouting holes and the stop cocks closed. There is a rapid increase in pressure to between 2 and 3 bar (absolute pressure – 1 to 2 bar above atmospheric pressure), Figure 6. These pressures represent the ground water pressure around 3m in front of the face.
In theory the stabilised pressure should be the same as the hydrostatic pressure, as long as the drill hole is connected to the groundwater system and there is no leakage close to the face of the tunnel. With a measured pressure of 1 to 2 bar in the drill hole, the estimated groundwater level should be around 10 - 20 m above the tunnel which agrees well with an overburden at this chainage of 29 m.
The end pressure after the grouting has stopped was also recorded, Figure 7. In this test the end pressure is approximately the same as the initial measured groundwater pressure. On completion of grouting in all the holes the logger housings are disconnected and the pressure measured by the logger drops to atmospheric (approx. 1 bar absolute pressure).

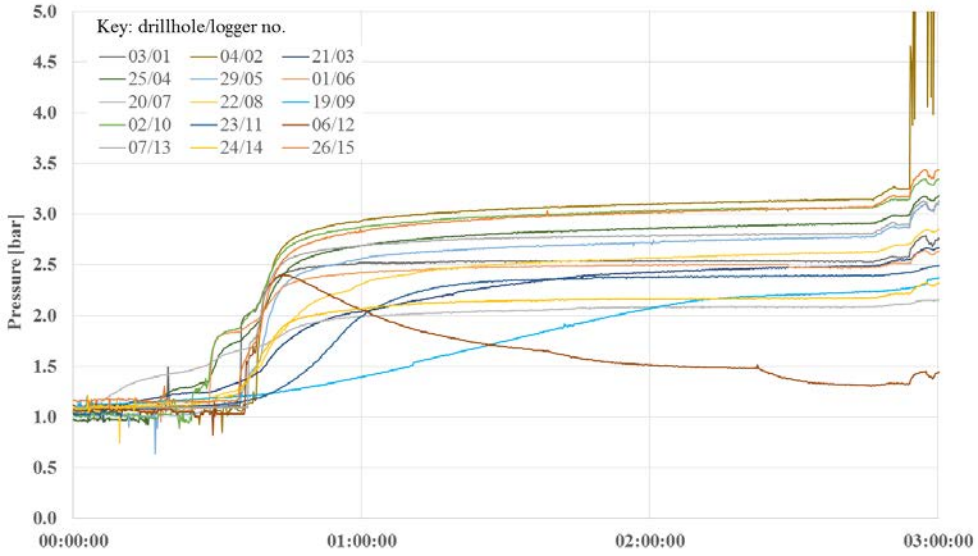


Figure 6: Measurements of ground water pressure in front of the face after closing of the stop cocks on the grouting packers.

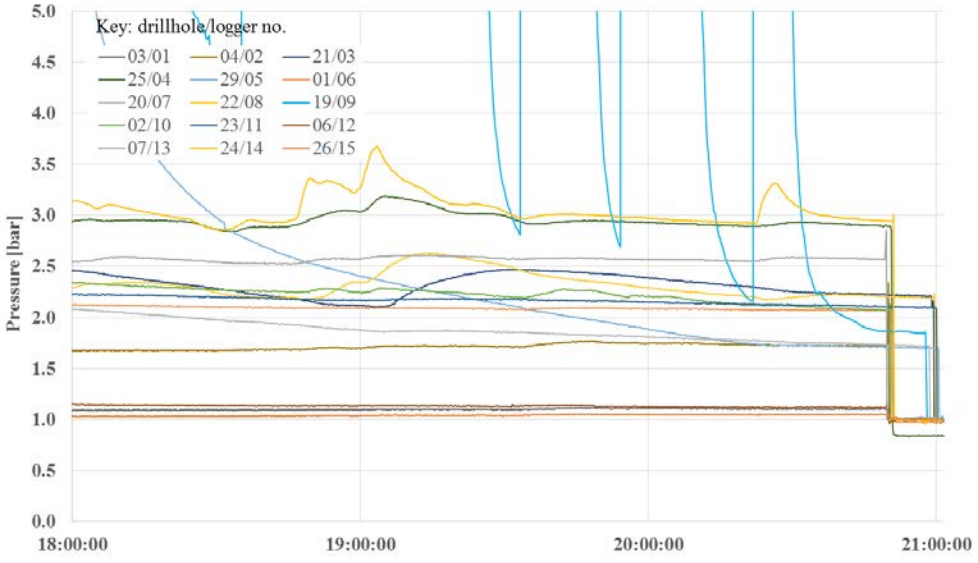


Figure 7: Pressure measured after grouting is finished.

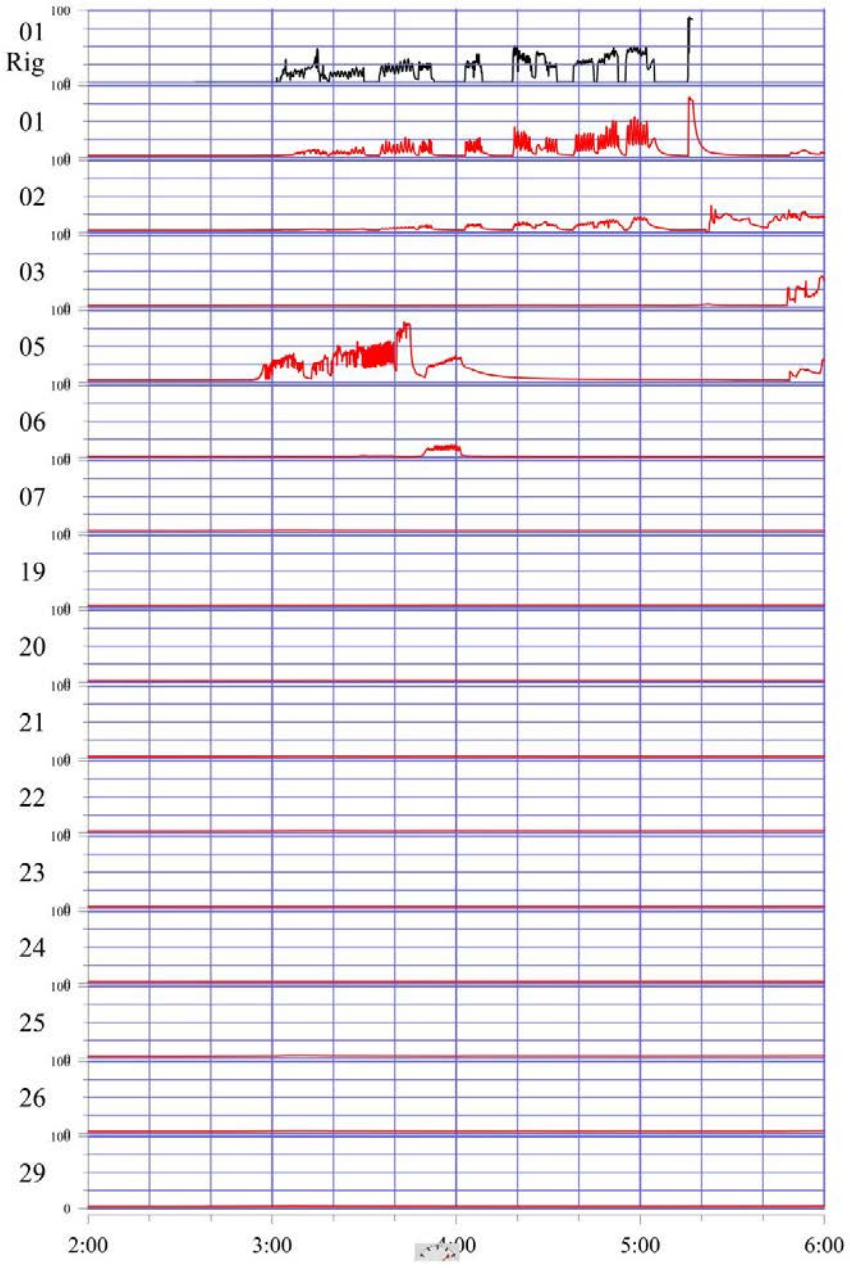


Figure 8: Summary plot of grouting in drill hole 1 in Test 8 showing the pressure variation in the other instrumented holes. Numbers on the left are the drill holes (Figure 4). The black line is the pressure recorded on the rig, and red lines are pressure recorded by the instruments.

Transfer of pressure between holes

The data down hole is recorded by the pressure data loggers both before and after the period of grout injection. This information is not available from data obtained on the drilling rig when the injection hoses are not connected to the injection pipe. Thus the effect of grouting in other holes can be monitored in a hole that has not yet been grouted or where grouting has been completed. It is not possible to separate the effects of one hole on another when both holes are being grouted simultaneously.
During Test 8 there was observed few connections between holes. Holes 1 and 2 in the floor, Figure 4, showed some interconnection, Figure 8. Both had a relatively large grout take of 1100 and 2900 litres respectively.
That little interconnection is observed between holes at more than a couple of metres suggests that the grout does not penetrate uniformly throughout the rock mass.

Jacking of fractures

Analysis of the results from Test seven in Kongsberg Tunnel revealed surprising few examples of 'elastic jacking of fractures' despite final injection pressures of up to 90 bar. Jacking is identified by a drop in injection pressure at constant flow-rate pumping or an increase in grout flow rate accompanied by a drop in injection pressure. If the grouting crew cuts off the flow of grout it results in a drop in pressure comparable to the shut-in curve of a hydraulic fracturing test for in-situ stress measurement, Figure 9. The shut-in pressure in one example was determined to be about 2750 kPa (27.5 bar) using the rate of pressure decay *Tunbridge (1989)*, Figure 10. After the fracture has closed, usually due to a reduction in pressure, then flow rate and pressure return to a value close to that before jacking. Eventually much higher pressures may be achieved without further jacking.
Considering that the flow down the fracture expands from covering the length of the drill hole circumference to a very much larger periphery at a distance from the drill hole it is probable that, with a viscous grout mix, the pressure drops rapidly away from the drill hole so that the area of the fracture where pressure exceeds the in-situ stress across the fracture is quite small. Therefore the area of a fracture that can be jacked open is relatively small.
For example, with a fracture at right angles to the wall of a 63mm drill hole the area of the aperture where the grout is entering the fracture is approximately $0{,}2\times e$ m2 (where e is the fracture aperture). When the grout flow along the fracture has reached 0,5 m from the drill hole wall the peripheral length has increased to $3{,}3\times e$ m^2, the flow that was originally spread over $0{,}2\times e$ m^2 is now spread over $3{,}3\times e$ m^2 and the pressure must be significantly less than the pressure in the drill hole. Thus it is difficult to jack fractures to any significant extent and the few examples of fracture jacking that are observed probably indicate that the jacked fracture has intersected a fracture with higher conductivity creating a preferred flow path.
In all the cases of fracture jacking found in the data from Test 7 it was observed that after one or more periods without pumping that the grouting pressure again continued to increase until the stop criteria of a pressure around 90 bar was reached.

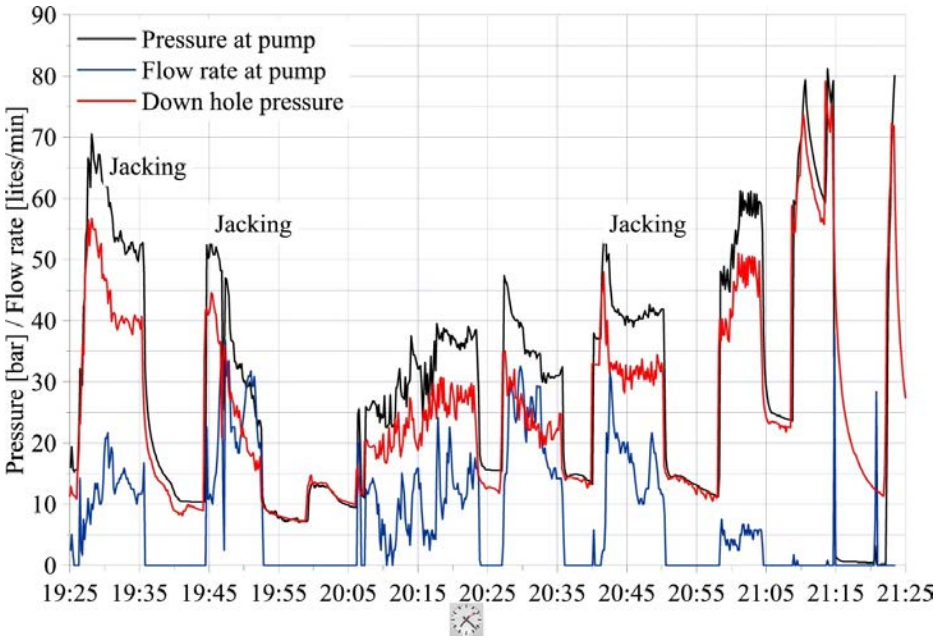


Figure 9: Pressure and flow records from Test 7, drillhole 19, showing examples of jacking where pressure falls with increase in flow rate. The black lines are pressure recorded on the rig, blue lines are rate of flow and red lines are pressure recorded by the instruments.

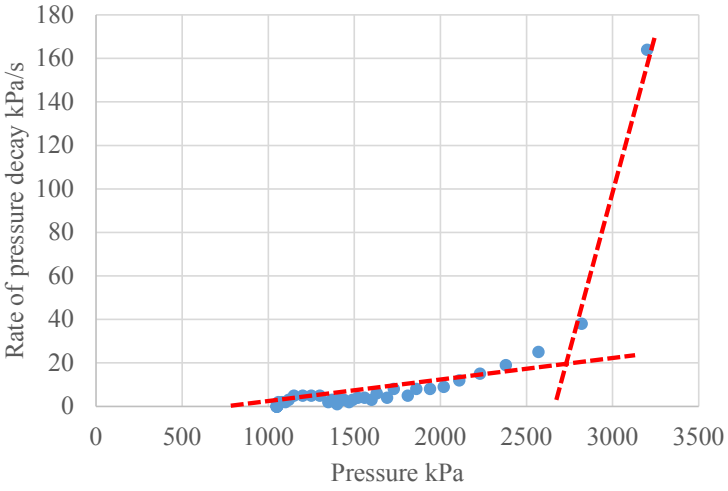


Figure 10: Analysis of shut-in pressure decay in Test 7, drill hole 19, after second episode of jacking around 19:35 Figure 9).

CONCLUSIONS

The initial conclusions from this ongoing study are:

- groundwater pressure can be measured in the drill holes prior to grouting;
- there is little loss in pressure between measurements at the grouting rig and drill hole, especially at the stop criteria of high pressure and no flow;
- there are relatively few hydraulic connections between the grouting drill holes indicated by pressure variations when grouting a nearby drill hole;
- when there is an hydraulic connection then pressure variations may be observed in a drill hole that has been grouted to the stop criteria when grouting a nearby drill hole;
- the distance between drill holes with an hydraulic connection is normally not more than 2 - 3 metres (measured at the face – the holes fan out to greater separation in the rock mass);
- jacking of fractures, despite grouting pressures far in excess of the stress due to overburden weight, is only observed occasionally;
- interpretation of the shut-in pressure of a jacked fracture after pumping ceases may indicate a rock mass stress far in excess of the stress due to the weight of the overburden;
- fractures that are jacked open appear to recover after a short period without pumping, and may eventually tolerate much higher pressures without showing evidence of jacking.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper is a part of the research project “True Improvement in Grouting High pressure Technology for tunneling (TIGHT)" financed by the Research Council of Norway (project no. 236676/O30), in cooperation with Statens Vegvesen, Jernbaneverket, and industrial partners BASF, Mapei, Geovita, LNS, ITS, Normet, Bever Control, AMV and Veidekke. Research partners in Tight are NGI, NTNU and SINTEF, whilst KIGAM of Korea and Nanyang University in Singapore together with BeFo of Sweden are associated with TIGHT.

REFERENCES

Tunbridge, L., Aarset A. and Tønnessen, E. (2014) "FOU Prosjekt med Måling av Injeksjonstrykk In Situ" (in Norwegian). Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen, Oslo. 27-28 nov. pp. 31.1-31.13

Tunbridge, L., and Tønnessen, E. (2016) "Measurement of Grout Injection Pressure In Situ". Proceedings World Tunnel Congress April 25-27 2016, San Francisco, California. SME.

Davik, K., and Anderssson, H. (2002) "Urban Road Tunnels, - a Subsurface Solution to a Surface Problem". Norwegian Tunnelling Society Publication No. 12. Oslo.

Rafi, J. Y., Johansson, F., and Stille, H. (2016) "Choice of Pumping Pressure in Pre-Grouting in Scandinavian Tunnelling Projects". Proceedings World Tunnel Congress April 25-27 2016, San Francisco, California. SME.

Dalmalm, T. and Roslin, M. (2007) "Tryckfall efter Injektering Beroende av Geologin" (in Swedish). Proc. to the Rock Mechanics Meeting, Stockholm. pp 101-116.

Tunbridge, L.W. (1989) "Interpretation of the Shut-in Pressure from the Rate of Pressure Decay". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 26, 1989. pp. 457-459.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

GRUNNVANNSBETINGET KULTURMINNER

Dr. scient. Kevin J. Tuttle, Norconsult AS.

SAMMENDRAG

Vei- og jernbaneprosjekter i Tønsberg gir scenarioer som kan redusere grunnvannstrykket via senkede kulverter og bergtunneler. Mange kulturminner i middelalderbyen Tønsberg er avhengig av stabilt grunnvannsnivå. Parameterstudier har estimert mulige konsekvenser ved ulike inngrep og gitt en indikasjon på tettekrav til samferdselsanlegg.

På grunn av små nedslagsfelt og samferdselstraseer som går på tvers av grunnvannets strømningsretning, vil begrensede lekkasjerater kunne ha betydning for bevaringspotensialet til kulturlagene. En parameterstudie belyser sammenheng mellom lekkasjerater og eventuelle endringer i grunnvannsnivå i kulturlag.

SUMMARY

Road and railway construction projects in Tønsberg bring focus to scenarios that can reduce groundwater levels due to ingress into tunnels and culverts. Several cultural heritage sites in Tønsberg are dependent on stable groundwater levels. A parameter study has estimated possible consequences for different construction solutions, and indicated a certain level of water-ingress limits for submerged infrastructure below groundwater levels.

Due to the small sizes of the precipitation fields, along with the orientation of the transportation profiles perpendicular to groundwater flow directions, relatively small ingress rates can have effects on the groundwater level and soil moisture contents. This in turn can have negative influences on the preservation potentials of the cultural layers. The parameter study sheds light onto the relation between ingress rates and possible changes in groundwater levels in the cultural layers.

INNLEDNING

Nye vei- og jernbaneprosjekter i Tønsberg har medført nødvendigheten av å vurdere konsekvenser til kulturminner i området, som for eksempel middelaldersk kulturlag og treflåte-fundamenterte bygninger. Kulturlag i Tønsberg middelalderbyen er avhengig av høyt grunnvannsnivå i berggrunnen og løsmasser for å holde de organiskrike kulturlagene vannmettet. Vannmetningen hindrer oksygen i å trenge inn i kulturmassene, og bryte ned de organiske kulturmassene. En nedbrytning av kulturlagene betyr ikke bare at en del av kulturarven blir borte, men også at massene komprimeres ved at de forsvinner, og kan medføre setningsskader i området. Det er derfor viktig å ikke påvirke grunnvannsnivået i området som mater grunnvannet til nær kulturlag. Det må vurderinger til om inngrep i grunnen kan påvirke grunnvannet slik at vannmetningen og bevaringspotensialet i kulturlagene opprettholdes.

Treflåter under murbygninger ble for det meste etablert i leirrike løsmasser under da-tidens grunnvannsnivå. Her er det viktig at det øvre grunnvannsnivået holdes tilstrekkelig høyt slik at tre-flåtene er fortsatt vannmettet av samme grunn som kulturlagene, og ikke brytes ned. I disse områdene er det viktig at særlig det vannet som infiltrerer fra overflaten ikke blir redusert siden infiltrasjon av vann til alle stokkene som er viktigst.

Norconsult AS har hatt i oppdrag for Statens vegvesen Region sør (SvRs) og Jernbaneverket å gjennomføre en vurdering av om fremtidige tunneler og kulverter i Tønsberg sentrum vil kunne innvirke på bl.a. bevaringspotensialet til kulturlagene fra middelalderbyen og tre-flåter i Tønsberg sentrum.

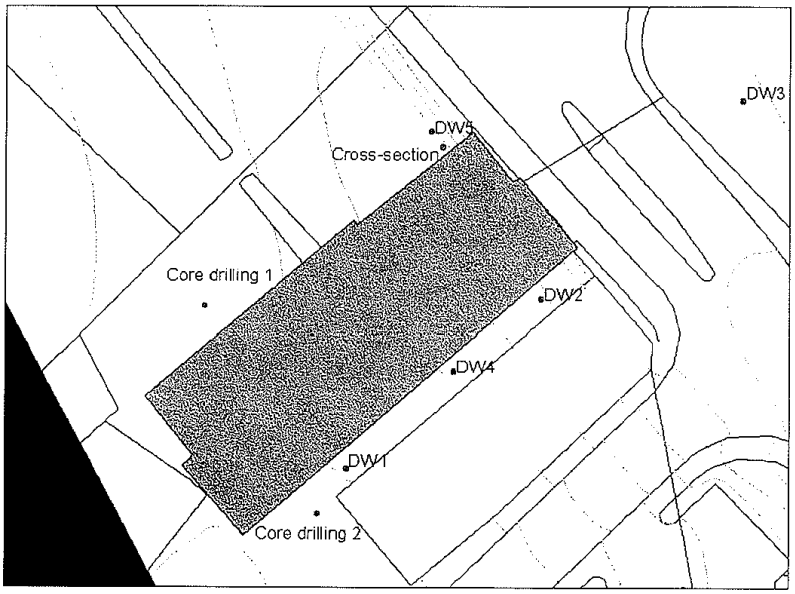
Det har blitt utført flere befaringer, samt samtaler med Riksantikvaren og NIKU i Tønsberg gjennom årene. En 2-D hydrgeologisk modell langs en trasé som starter ved Byfjorden, fortsetter opp Møllegaten mot øst, forbi politistasjonen og sykehuset, og ned til Kilen ble etablert som en parameter-studie av grunnvannforhold i området.

GRUNNVANNSTANDSMÅLINGER

Grunnvannstanden ble målt i fire brønner ved Brygga i Tønsberg. Disse ble etablert i forbindelse med bygging av det nye Brygga hotell. Brønnenes beliggenhet er vist i figur 1, og grunnvannstandsmålingene er presentert i tabell 1.

I tillegg til disse målingene, er det registrert poretrykk i to poretrykksmålere ved politihuset 16.12.2003, samt at det ved sykehuset er flere energibrønner. Her ble grunnvannstanden målt før brønnene startet i 1999. Målinger fra disse er presentert i tabell 2.

Under befaringer ble også terrengforhold, grunnforhold og mulige områder for naturlig infiltrasjon vurdert.



Figur 1. Plassering av brønner (DW) ved Brygga hotell. Det er målt grunnvannstand i brønn 1, 4, 2 og 3 (Eriksson, J.E.G., 2001).

Tabell 1. Grunnvannstandsmålinger ved brygga, 17. desember 2003.

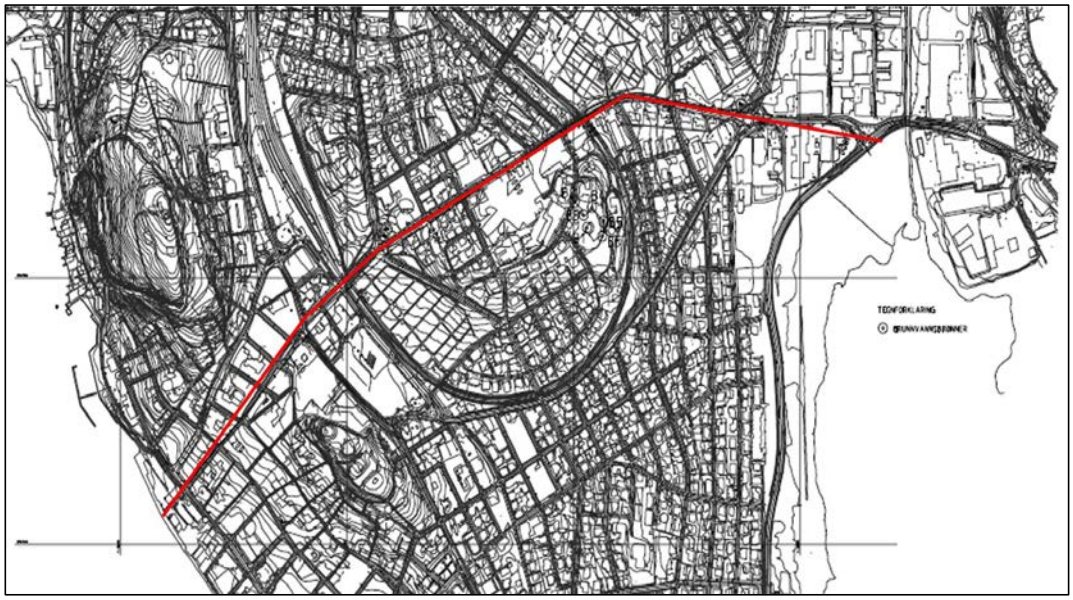
Brønn	**Avstand fra topp brønn**	**Høyde topp brønn**	**Gv-stand, m.o.h**
Brønn 1	1,165	1,306	0,141
Brønn 4	1,04	1,567	0,527
Brønn 2	1,795	2,736	0,941
Brønn 3	2,25	4,64	2,39

Tabell 2. Grunnvannstandsmålinger ved sykehuset og politihuset.

Brønn	**Høyde terreng/ topp brønn**	**Poretrykk/ Gv-stand, m.o.h**
Brønn B1 (Sykehuset)	ca. 24,6	ca. 10,6
Brønn B3 (Sykehuset)	ca. 26,0	ca. 12,0
Poretrykksmåler nr. 7030, dyp	19,711	15,2
Poretrykksmåler nr. 7030, grunn	19,936	16,5

KONSEPTUEL 2-D HYDROGEOLOGISK MODELL

Det er utarbeidet en 2-D hydrogeologisk modell. Denne er presentert som et profil som strekker seg fra brygga i vest, langs Møllegaten til sykehuset og ned til Kilen i øst, se tegning under (Tegning 1).

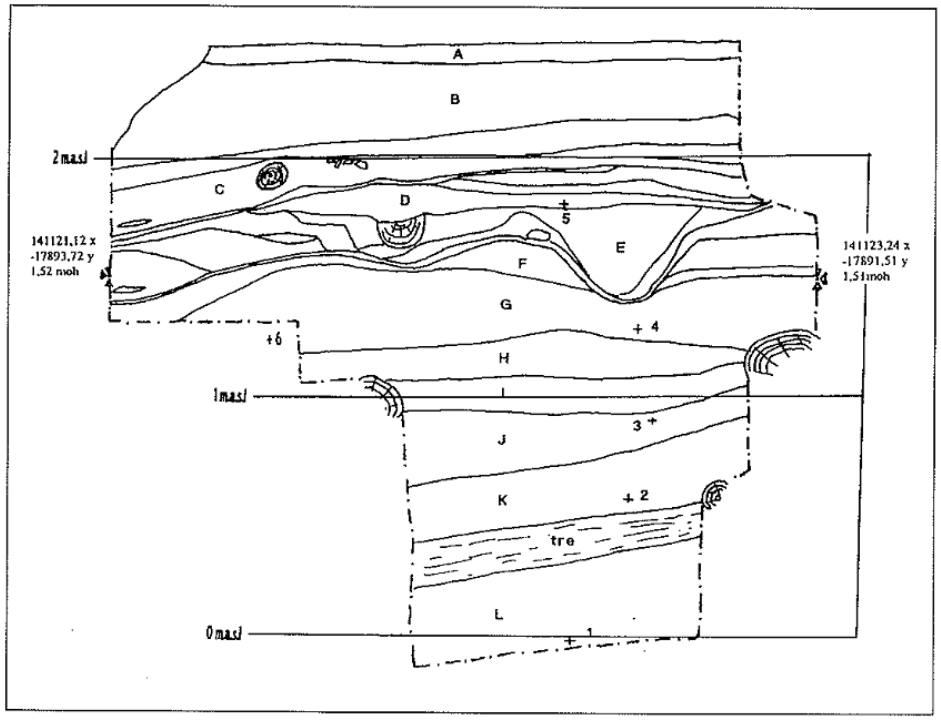


Tegning 1.: Hydrogeologisk profil-orientering gjennom Tønsberg.

Bakgrunnsdata for modellen har vært befaringer med Riksantikvaren og i felt ellers, data fra NIKU, som har vist høyde på topp og bunn kulturlag. I tillegg har vegvesenet utført flere sonderboringer i Tønsberg sentrum, og data herfra, samt fra boringer ved sykehuset (grunnvannsbrønner/energibrønner) og observerte kilder på Slottsfjellet (nord) som er også benyttet i modellen. Disse dataene har blitt benyttet til vurdering av terrenghøyde, tykkelse av et "topplag", dvs. fyllmasser i terrengnivå, tykkelse av et sandlag under kulturlagene, samt tykkelsen av leirlaget. Felles for de fleste bakgrunnsdata, er at de presenterer en viss usikkerhet, da et fåtall av boringene/sjaktingene som det er hentet data fra, ligger nøyaktig langs traséen. I tillegg ligger de fleste konsentrert mellom Brygga og sykehuset. Data for traséen vest for sykehuset er interpolert av oss på bakgrunn av et fåtall borepunkter som viser leire- og morenelagene, samt antatt dybde til fjell.

Grunnvannstandsmålingene presentert er også lagt inn i modellen. Dette er gjort for å synliggjøre hvor grunnvannstanden ligger i forhold til kulturlaget, og dermed gi en pekepinn på hvordan en senkning av grunnvannstanden vil ha innvirkning på kulturlaget.

Tykkelsen på kulturlaget er størst ved brygga. I det første punktet som er tatt med i geo-profilen, er tykkelsen ca. 2 m. Det er imidlertid store variasjoner innenfor små avstander, og det skal være målt tykkelse på kulturlaget på over 4,6 m like ved brygga. Tykkelsen avtar østover, og ved politihuset kiler kulturlaget ut. Det gjør også sandlaget mellom kulturlaget og leira. Figur 2 viser et representativt snitt av kulturlagene ved brygga (Eriksson, J.E.G., 2001).



Figur 2. Representativt snitt av kulturlagene ved brygga. (Eriksson, J.E.G., 2001).

I lagene D, G, J, K og L er det installert jordfuktighetssensorer for overvåkning i forbindelse med byggingen av Brygga Hotell. Det foreligger derfor følgende informasjon om disse lagene (Eriksson, J.E.G., 2001):

Lag D = svart sandig humus med store klumper av trekull. Laget ligger rett over et grått sandlag med noe trekull.

Lag G = meget kompakt treflis-lag.

Lag J = medium kompakt humus-lag med treflis.

Lag K = kompakt, brunt humus-lag med treflis.

Lag L = kompakt, mørkt brunt til svart humuslag med treflis.

VANNBALANSEBEREGNING

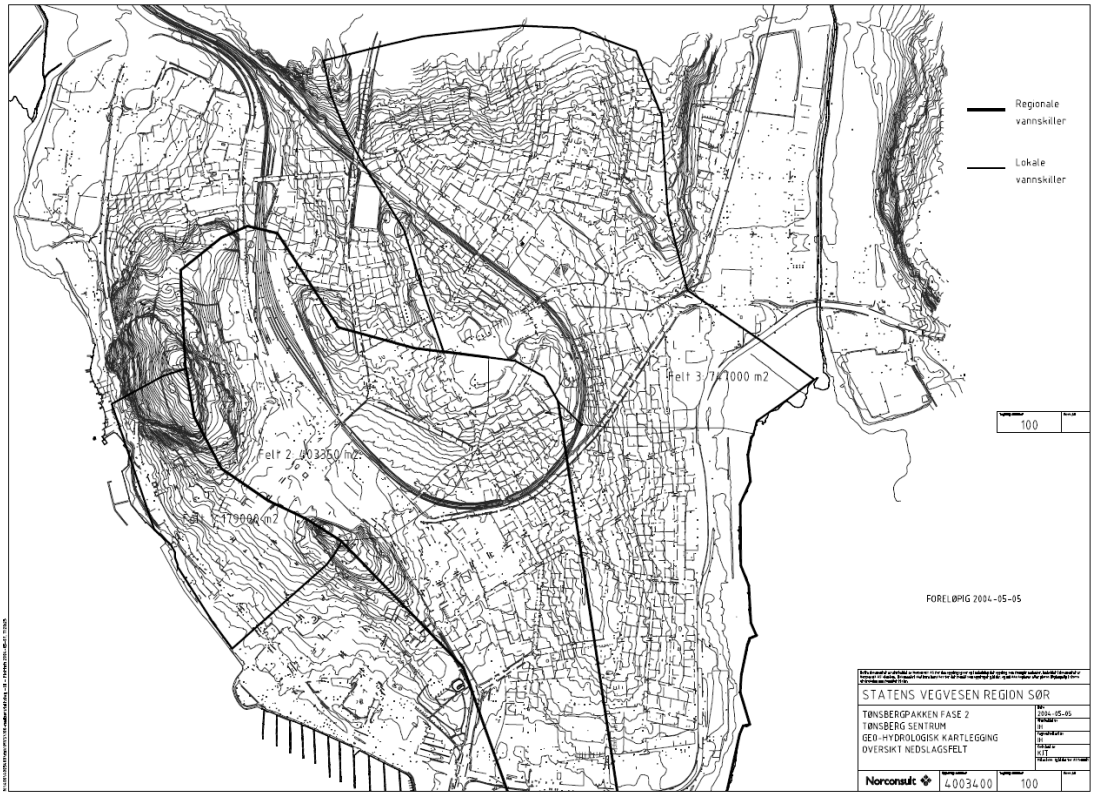
NEDBØR OG NEDBØRSFELT

Den aktuelle traséen er delt inn i tre nedbørsfelt. Disse er presentert i tegningen under (Tegning 2). De ulike feltene er delt inn som følger:

Felt 1: Fra brygga opp til ca. Kong Sverres gate, grensende i vest på Slottsfjellet og i øst på Haugar.

Felt 2: Fra ca. Kong Sverres gate, Slottsfjellet og Haugar, opp til sykehuset, nordvestover langs høydedrag, sørøstover langs høydedrag.

Felt 3: Fra sykehuset til Kilen. Omfatter et større område i nord, mot Frodeåsen.



Tegning 2.: Nedbørsfelt for Tønsberg.

Feltene er delt opp som regionale felter og lokale felter. De lokale feltene er de som blir påvirket av en tunnel- eller kulverttrasé, og det er størrelsen på disse feltene som presenteres senere og i relasjon med Tegning 2.

BEREGNINGER

Områdene består for det meste av bebygde og asfalterte flater. I forbindelse med vegsystemene er det anlagt system for overvann, det samme antas å gjelde generelt for overvann i byen. Infiltrasjon til grunnen fra disse flatene er liten, og normalt beregnes en avrenningskoeffisient på 0.6-0.9 (vegvesenets egne erfaringstall). Gjennomsnittlig avrenning i løpet av året antas imidlertid å være lavere enn dette, og anslås til 0.55, da det ikke er stormavrenningen som er interessant, men den generelle avrenningen i området. I naturlig

terreng på Frodeåsen er fordampningen beregnet til ca. 420 mm/år. Dette utgjør ca. 39% av total nedbør. I bystrøk med tette flater antas den reelle fordampningen å være noe større, og antas til å være ca. 40%. Andelen av infiltrert vann på tette flater er beregnet til 5%, mens andelen infiltrert vann i naturlig terreng er beregnet til 21% av total nedbørsmengde. Områdene med naturlig terreng i Tønsberg sentrum, slik som Slottsfjellet, Haugar og parkområder antas å ha den samme fordampning- og infiltrasjonsraten som på Frodeåsen.

Følgende verdier (av total nedbør) vil da være gjeldende for områder med tette flater:

Avrenning: 55%

Fordampning: 40%

Infiltrasjon 5 %

Følgende verdier (av total nedbør) vil da være gjeldende for områder med naturlig terreng:

Avrenning: 40%

Fordampning: 39%

Infiltrasjon: 21%

Infiltrasjon i de enkelte nedbørsfeltene blir, med bakgrunn i de nevnte verdier for infiltrasjon og fordampning som følger:

Felt 1

I Felt 1 er det noen ubebygde områder. Dette er grøntområder med naturlig terreng, som Slottsfjellet og Haugar, samt områder som bl.a. Kongsgårdruinen, Minneparken og Domkirkeområdet.

Estimert infiltrasjon til grunnen er beregnet til:

- Infiltrasjon i feltet (I_{f1}) = $A_{tett1} \cdot N \cdot 5\ \% + A_{løsm1} \cdot N \cdot 21\ \% \cong$ **15.350 m³/år**

Felt 2

Felt 2 består for det meste av bebygde/asfaltere flater, men innenfor feltet ligger også deler av Slottsfjellet og Haugar, samt en kirkegård.

- Infiltrasjon i feltet (I_{f2}) = $A_{tett2} \cdot N \cdot 5\ \% + A_{løsm2} \cdot N \cdot 21\ \% \cong$ **34.750 m³/år**

Felt 3

Felt 3 består også for det meste av bebygde/asfaltere flater, men her ligger også en kirkegård. Foruten dette er det også noen ubebygde områder ved Kilen.

- Infiltrasjon i feltet (I_{f3}) = $A_{tett3} \cdot N \cdot 5\ \% + A_{løsm3} \cdot N \cdot 21\ \% \cong$ **56.350 m³/år**

LEKKASJER

I det følgende legges det til grunn en lekkasje på 4 l/min pr. 100 m tunnel eller kulvert orientert i en nord-sør retning gjennom feltet. For de ulike feltene vil den gitte lekkasjeraten gi følgende vannmengder:

Felt 1

- Lengde av tunneltrasé innenfor feltet, (L_1) = 600 m
- Total lekkasje i feltet pr år = $L_1 \cdot 4$ l/min $\cdot$ 100 m $\cong$ **12 600 m^3/år**

Lekkasjen inn i tunnelen ved en lekkasje såpass liten som 4 l/min·100 m er nesten 80% av den infiltrerte vannmengden i nedbørsfeltet. Imidlertid ligger tunneltraséen relativt nær vannskillet, mot grensen til felt 2, slik at en eventuell lekkasje også vil kunne trekke fra felt 2.

Felt 2

- Lengde av kulverttrasé innenfor feltet, (L_2) = 1000 m
- Total lekkasje i feltet pr år = $L_2 \cdot 4$ l/min $\cdot$ 100 m $\cong$ **21 000 m^3/år**

Lekkasjen inn i kulverten er ca. 60% av den infiltrerte vannmengden i feltet. Det må imidlertid tas hensyn til at tunnelen gjennom felt 1 kan trekke noe av det infiltrerte vannet i felt 2.

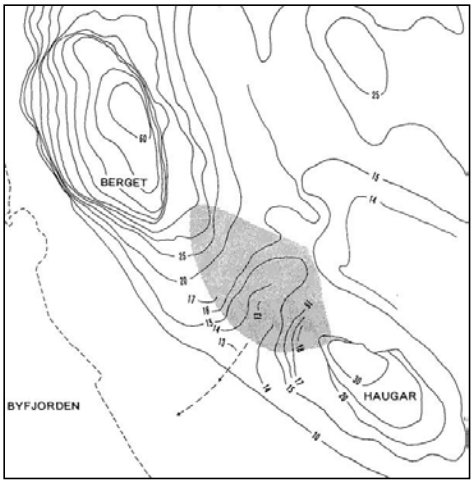
Felt 3

Felt 3 berøres ikke av verken tunnelen eller kulverten som er inkludert i dette prosjektet. Sentralåre Øst går gjennom Felt 3, og bør bli vurdert, særlig med hensyn til energibrønnene til sykehuset.

VANNKILDER

Det ligger et lavtliggende område mellom Slottsfjellet og Haugar. Dette er et fuktig område som kan ha blitt dannet ved at det ble dannet kraftige lag med dødt organisk materiale da landet hevet seg. Ved Møllegaten ble det under tidligere undersøkelser observert opptil 0.3 m tykke, kompakte lag av gytjelignende materiale med røtter og rester av vannplanteblader. Dette har gjort sitt til at vannspeilet i dette fuktområdet har blitt hevet, da det har vært med på å tette utløpet. Beregnet tilsigsområde til det fuktige området er vist i figur 3.

Det er tidligere også funnet spor som tyder på at det har eksistert et 50 m langt dike i dette området som var 0.5 m dypt og 1.5 m bredt. Dette området ligger i retning SSV-NNØ over området i retning Møllegaten ved Baglergaten. I området ved Møllegaten/Øvre Langgate ble det også etablert brannbrønner på 1800-tallet, og disse brønnene var visstnok de siste som ble tørre under ekstrem tørke, noe som tyder på at det var et jevnt tilsig av vann her.



Figur 3. Tilsigsområde for fuktområdet mellom Slottsfjellet (Berget) og Haugar. Den stiplete linjen angir dagens strandlinje. Den stiplete linjen med pil angir sannsynlig avrenningsløp fra området. Brendalsmo, A. J. (1994).

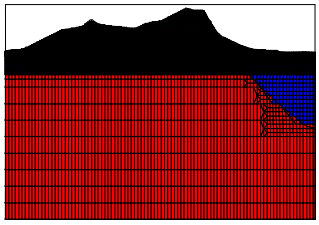
I tillegg til nedslagsfeltet, var fuktområdet sannsynligvis også matet av grunnvann fra vannførende sprekker fra Slottsfjellet. Analyser fra diatoméer bekrefter et sort tilsig av overflatevann ned mot det laveste partiet, fra området oppunder Slottsfjellet i nordvest. Analysene viser også at tilsiget av vann har vært for konstant til at dette kun kan representere regnvann. Det betyr at det i Slottsfjellet har vært vannårer med utløp og avrenning mot sørøst, til dette fuktige området. Under befaring i 2016 ble det observert kilder på nordsiden av Slottsfjellet, og tyder på en høy grunnvannstand i området.

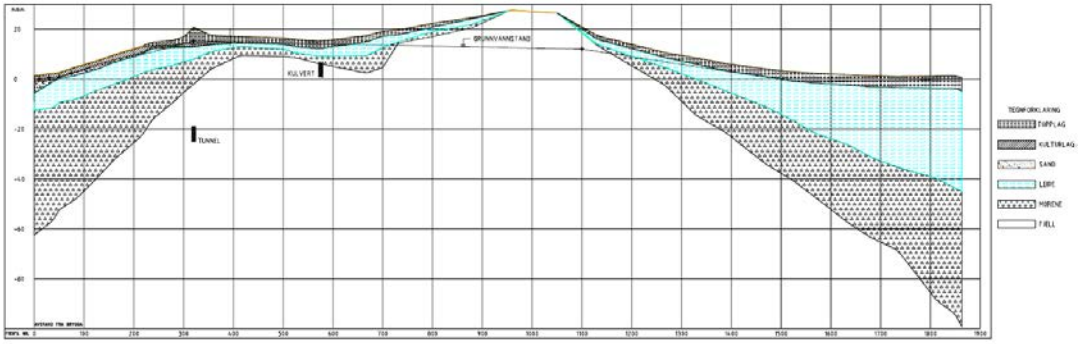
2-D NUMERISK GRUNNVANNSMODELL

Det er etablert en 2-D numerisk grunnvannsmodell langs profilet vist i Tegning 1. Modellen er bygget opp i simuleringsverktøyet SEEP/W v.5.17 fra Geo-Slope International Ltd. (2003). Ved å anta en 2-D modell, ser vi bort fra variasjoner vinkelrett på profilet. Stasjonære løsninger som er gjennomført i dette prosjektet for grunnvannsstrømning og poretrykk er funnet for berggrunnen, morenelaget, sandlaget, kulturlagene og topplaget ved ulike permeabiliteter, avhengig av den geologiske formasjonen. Nedenfor er en figur av modellen (fig. 4). Det røde partiet er både berggrunn og morenemasser. Disse to enhetene er slått sammen i modellen for å forenkle bilde noe, og fordi at de to enhetene antas å ha omtrent samme gjennomsnittspermeabilitet. I tillegg finnes det heller ikke målinger av permeabilitet av verken fjellet eller morenelaget i dette området. Da moreneavsetninger har et bredt spekter av permeabiliteter, som også ligger innenfor spekteret som benyttes for berggrunnen i rapportens simuleringer, vil det være tilforlatelig å anta at berggrunnen og morenelaget har samme permeabilitet. Dette gjør også antakelsen om en gjennomsnittlig permeabilitet for berggrunnen på størrelsesorden $7 \cdot 10^{-7}$ m/s berettiget ved at poretrykket mot leiravsetningen vil være forholdsvis jevnt fordelt pga. et mer homogent morenelag. Dette vil igjen si at sprekkestrømningen går over til strømning i et porøst medium før det når leirmassene.

Det er lagt inn naturlig infiltrasjon i modellen, både på overflaten og under leirlaget. Infiltrasjon på overflaten er satt til 5% av årlig nedbør, mens infiltrasjonen under lierlaget er lagt til ca. 30% av årlig nedbør, for å simulere matingen til grunnvannsforekomsten over Slottsfjellet og Haugar, og det regionale matningen av grunnvannet ellers til profilet. Dette var vanskelig å få til i modellen, da mye av dette vannet som strømmer til profilet fra fjellpartiene strømmer vinkelrett på profilet og er derfor umulig å inkludere i modellen på annen måte. Den løsningen som er valgt anses for å dekke vurderingens behov.

Grensebetingelsene for simuleringene er at modellendene i vest og i øst slutter med konstant grunnvannsnivå med høyde lik havnivå. Det måtte også introduseres drens i skråningen ovenfor Brygga og ved Brygga for å senke grunnvannspeilet til dagens nivå. Dette kan sammenlignes med dagens grøfter i området som virker drenerende. Den høye grunnvannsstanden før drensene ble introdusert kan sammenlignes med den høye grunnvannsstanden som ble beskrevet tidligere, som fuktige områder og brannbrønner som sjelden gikk tørre.





Figur 4. Celleinndelingen i modellen og fordeling av de geologiske formasjonene. Merk at berggrunnen og morenelaget er slått sammen, som beskrevet i teksten.

Det er utført 3 ulike simuleringer. Den første er en simulering for å etterligne dagens grunnvannsforhold, kalt "initial" situasjonen. Den andre simuleringen viser forhold ved en lekkasje i en N-S orientert tunnel som har en lekkasjerate på 4 l/min/100m tunnel. Den tredje simuleringene viser effektene ved en N-S orientert kulvert ved dagens jernbanespor, med en lekkasjerate på 4 l/min/100m kulvert (se Figur 4 for plassering av tunnelen og kulverten).

Simulering av lekkasjene er utført med en rate lik 4l/min/100m tunnel/kulvert. Dette er en typisk lavere grense for hva dagens teknologi innenfor forinjeksjon med mikrosement kan oppnå med stor sannsynlighet. Lavere rater har blitt oppnådd, men den oppgitte raten er en nøktern grense for når et prosjekt bør vurdere full utstøpning av anlegget dersom et strengere tettekrav er nødvendig.

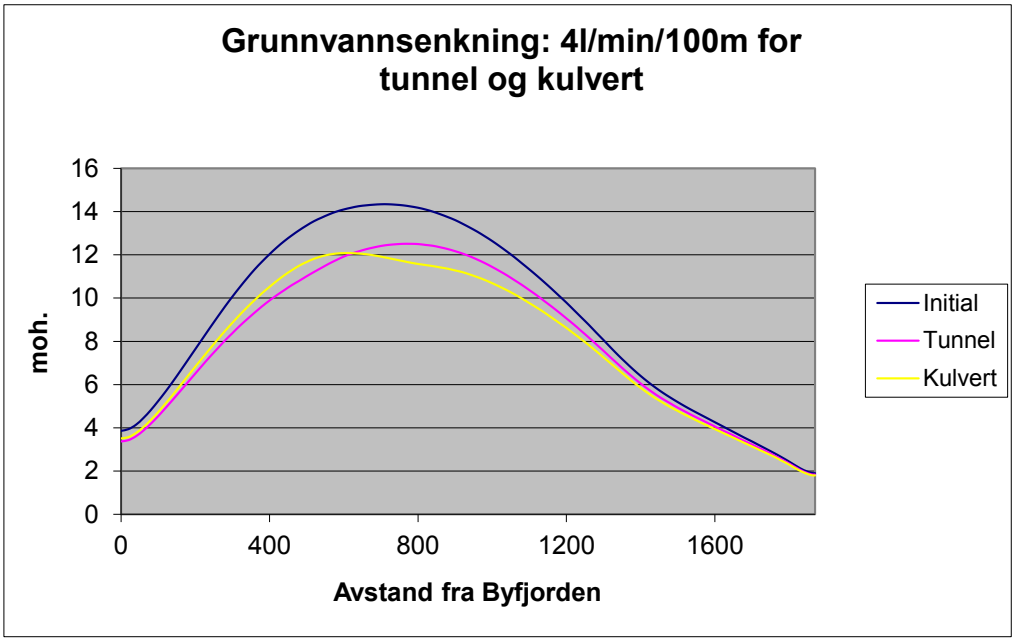
SIMULERINGSRESULTATER

Resultatene fra simuleringene er vist i den følgende figur 5 under.

Initialsituasjonen viser en god representasjon av dagens grunnvannstandsforhold i profilet. Resultatene fra i initialsituasjonen er benyttet som sammenligningsgrunnlag for effekten av lekkasjer i tunnelen og kulverten.

Den lilla kurven viser grunnvannstanden etter at feltet har kommet til en likevekt med en lekkasjerate i tunnelen lik 4 l/min/100m tunnel.

Den gule kurven viser grunnvannstanden etter at feltet har kommet til en likevekt med en lekkasjerate i kulverten lik 4 l/min/100m kulvert.

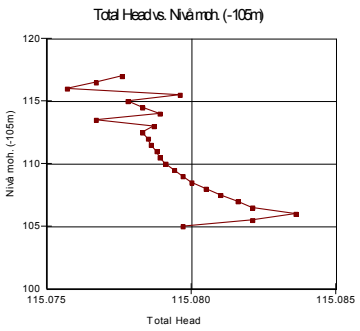


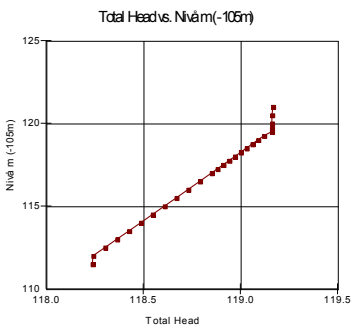
Figur 5. Sammenligning av grunnvannsstand ved dagens situasjon (initial) og etter etablert tunnel eller kulvert, ved stasjonære forhold i grunnvannssimuleringen.

Figur 5 viser tydelig en endring i grunnvannstand etter etablert tunnel eller kulvert. En senkning på ca. 2 meter ved en lekkasjerate i størrelsesorden 4 l/min/100m tunnel/kulvert er ikke uvanlig, og ligger innenfor erfaringstall for slike situasjoner. Det er tydelig at tunnel-simuleringen viser en større tendens til å senke grunnvannet mer i det vestlige området enn det som vises i kulvert-simuleringen, som senker grunnvannet mest i øst. Dette har mest å gjøre med plasseringen av de 2 anleggene i forhold til grunnvannskillet som er like øst for politihuset.

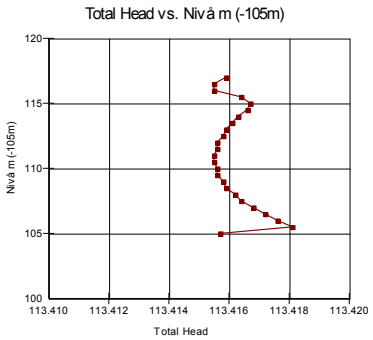
Figur 6 viser poretrykket i vertikalprofiler, et 200m fra Brygga og et 300m fra Brygga.

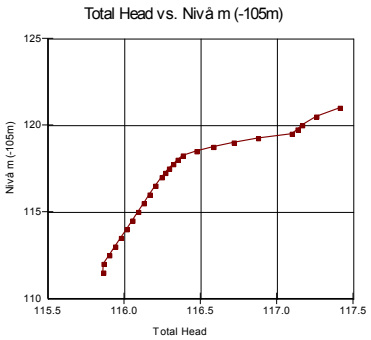
200m fra Brygga **300m fra Brygga**



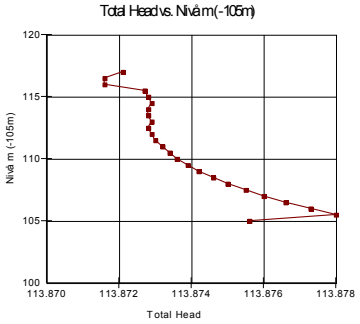


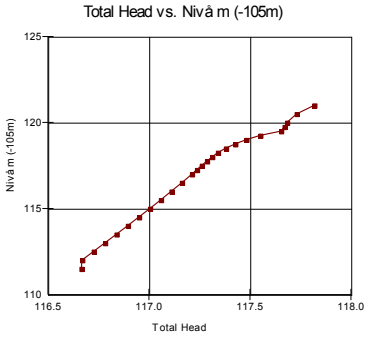
Initial





Tunnel





kulvert

Figur 6. Endring i poretrykk i vertikalprofiler 200m og 300m fra Brygga. Etter simuleringer ved scenarioene Initial, Tunnel og Kulvert. Nivåene langs y-aksen er tall fra modellen. Moh.-verdiene er lik tallet i figuren minus 105m. For 200m fra Brygga, er grensen mellom morene/leira=105,5m, sand/leira=113,5m, Kulturlagene/sand=114,0m, Topplag/Kulturlagene=116,5m. For 300m fra Brygga, er grensen mellom morene/leira=112m, sand/leira=117,8m, Kulturlagene/sand=118,3m,

Topplag/Kulturlagene=119,8m. Når kurven viser lavere Total Head enn Nivå, da er kurven over grunnvannspeilet, dvs. negativ poretrykk.

Figur 6 viser endringer i poretrykk med dybden, og med endret scenario. Legg merke til skala ved hver kurve. Endringene er ikke store i hver enkel kurve, men det er merkbart endring mellom scenarioene.

VURDERINGER

De hydrogeologiske forholdene omkring kulturlagene i Tønsberg har endret seg gjennom de tusener av år etter at innlandsisen trakk seg tilbake fra Tønsberg-området. Landhevingen har ført til at strandlinjen har sunket med ca. 140 m de siste 10.000 år. Dagens landhevningsrate er i størrelsesorden 27cm/100år for Tønsberg-området. Dette betyr at det finnes en naturlig grunnvannssenkning i området, innenfor en geologisk tidsregning.

Gjennom de siste 100 årene har det blitt utført flere runder med tunneldriving og sjakting i Slottsfjellet og dette har med stor sannsynlighet hatt betydning for en senkning i grunnvannsstanden i Slottsfjellet. Dermed har også grunnvannssiget til området ved Møllergata blitt lavere.

Grunnvannstandsmålingene er få og spredt over et forholdsvis stort område. Målinger viser imidlertid at de høyeste nivåene er ved Politihuset (i krysset Baglergata/Tollbodgata) i poretrykksmålerne 7030-dyp og 7030-grunn, ved henholdsvis 15,2 og 16,5 moh. Spissen til den dype poretrykksmåleren står i leirlaget (11,2 moh), under kulturlagene. Spissen til den grunne poretrykksmåleren står nede i det grove topplaget (14,4 moh), over kulturlagene. Plasseringene av spissene, og deres respektive poretrykksnivå, viser at det er en nedadrettet grunnvannsstrøm fra topplaget ned mot leirlaget. Grunnvannspeilene står i topplaget. Det øvre grunnvannspeilet (16,5 moh., målt i topplaget) kan betraktes som et hengende grunnvannspeil over kulturlagene. Dette tyder på gode forhold for å holde kulturlagene fuktige, siden fuktigheten ikke er betinget grunnvannsstrykket direkte under i fra, som kunne bli direkte påvirket av en lekkasje i tunnelen eller kulverten. Grunnvannet i topplaget kan imidlertid være matet fra grunnvann i berggrunnen i Slottsfjellet som strømmer over i topplaget ved foten av fjellåsen, som beskrevet over. Grunnvannet er også matet fra nedbør som infiltrerer grunnen.

Nede ved Brygga viser målingen som ble tatt 17. desember 2003, samt tidligere målinger (bl.a. Eriksson, 2001) fra brønnene (DW) 1, 2, 3 og 4, at grunnvannspeilet ligger i kulturlagene. Grunnvannspeilet her er med stor sannsynlighet avhengig av havnivået, som er en hydraulisk grense i området. Målinger som ble tatt i disse brønnene mellom 15.10.1999 til 06.08.2001 viser hovedsakelig grunnvannstandssvingninger på under en meter (Eriksson, 2001).

Det er foretatt to målinger av grunnvannstand ved sykehuset i 1999, da flere energibrønner ble etablert. Det ble rapportert en grunnvannstand på ca. 14m under terreng, dvs. ca. 10,6 - 12 moh. Disse brønnene står mellom Håkon V gate og Adlers gate. Grunnvannspeilet står i berggrunnen ved sykehuset.

Vannbalanseberegningene er forholdsvis enkle og generelle med en del usikkerhet i nøyaktigheten av verdiene. Dette er pga. at de fleste verdiene ikke er målt på stedet, men tatt fra stasjoner i regionen, eller at de er estimater basert på erfaringer. Vannbalanseberegningene viser generelle forhold mellom parameterne og gir størrelsesorden på den vurderte infiltrasjonen til grunnvannsforekomsten. Lekkasjemengden til tunnelen er også basert på erfaringstall etter dagens tunneldrivingsteknologi. En sammenligning av en antatt lekkasjerate på 4 l/min/100m tunnel med naturlig infiltrasjon av nedbør tyder på at en forholdsvis stor andel av infiltrasjonen vil gå bort til å dekke tunnellekkasjen (ca. 60 - 80%). Dette må ses i sammenheng med at det er en likevekt mellom dagens grunnvannsstand and naturlig infiltrert nedbør.

En grunnvannsenkning over tunnelen med en lekkasjerate i størrelsesorden 4 l/min/100m tunnel vil være ca. 2-4 m. Det er to forhold som bør vurderes med tanke på innvirkningen på kulturlagene. Det ene er om dette vil ha en innvirkning på fuktighetsforhold i kulturlagene ved at grunnvannstrykket senkes i berggrunnen direkte under kulturlagene. Det andre forholdet er om en senkning av grunnvannet under Slottsfjellet og Haugar vil innvirke på grunnvannssiget til topplaget, som igjen fukter kulturlagene ovenifra. Dersom alle andre parametere holdes konstant, vil en grunnvannssenkning direkte under kulturlagene sannsynligvis ikke ha noen innvirkning på fuktighetsforholdene i kulturlagene. Dette begrunnes med at naturlig infiltrasjon av nedbør og et sannsynlig grunnvannssig fra fjellåsene omkring mate kulturlagene over leirmassene i en rate mye større enn grunnvannstrømningen ville være nedover gjennom leiravsetningene. Dersom grunnvannssenkningen skulle redusere et eventuelt grunnvannssig fra fjellåsene til kulturlagene, ville dette sannsynligvis ha en fuktighetsreduserende effekt på kulturlagene.

Grunnvannsmodellen har vist mange av de forhold som er observert i felt. Dette gjelder særlig at det har vært et høyt grunnvannsnivå før det ble etablert grøfter i områdene, som senere har senket grunnvannsstanden. Modellen viser også en nedadrettet grunnvannstrømning i løsmassene ved politihuset, dvs, ca. 300m fra Brygga. Dette kan forklares ved at politihuset ligger på en lokal høyde, og at det er noe overflateinfiltrasjon for bidrar til en matning ovenifra.

Figur 6 også viser at ved 200m fra Brygga er det ca. 1,5m senkning etter etablert tunnel/kulvert. 300m fra Brygga er det ca. 3m senkning ved etablert tunnel og 2m senkning ved etablert kulvert. Det er også tydelig at hele profilet har blitt berørt av tunnelen/kulverten, ikke bare poretrykket i leira. Med andre ord, kulturlagene har også fått redusert poretrykk. Dette er det mest sannsynlige scenario også med tanke på at en grunnvannssenkning også vil skje under Slottsfjellet og Haugar. Her skjer en stor del av grunnvannsmatingen, og dette vil ha betydning for hele vannbalansen for området. Det er viktig å ta i betraktning at simuleringene er gjort under stasjonære forhold, dvs. når vannet har oppnådd en ny likevekt som vil kunne ta lang tid før den nye balansen er oppnådd. Endringen over tid er ikke tatt med i disse simuleringene.

Simuleringene viser at kulvert-scenarioet sannsynligvis vil gi en mindre innvirkning på både reduksjon av jordfuktighet og poretrykksreduksjon enn hva som er tilfelle ved tunnel-scenarioet. Dette er på grunn av den dypere plasseringen av tunnelen. Forskjellen mellom scenarioene er ca. 0,5m i poretrykk, både ved grensen mellom leira/morene og for kulturlagene. Det som imidlertid er viktig å ta i betraktning er lekkasjeraten i anleggene under

anleggsfasen. Ofte er det vanskeligere å få til en tett konstruksjon i overflaten under anleggsfasen enn under en systematisk forinjeksjon i en tunnel. Det er imidlertid mulige tiltak som kan begrense innlekkasjer og bøte på en spredning av de negative effektene under anleggsfasen.

KONKLUSJONER

En hydrogeologisk modell er etablert for forholdene omkring kulturlagene i Tønsberg og for generell endringer i grunnvannsstand og poretrykk i løsmassene pga. eventuelle lekkasjer i tunnel eller kulvert. En generell vannbalanse for området er vurdert og det er utført grunnvannssimuleringer av effekten ved en tunnellekkasje / kulvertlekkasje på ca. 4 l/min/100m.

Vurderingene og konklusjonene er basert på få datapunkter i felt og må anses som en overordnet vurdering, med tilsvarende forståelse for at nøyaktigheten av beregningene er belastet med nevnte forhold.

- Dagens grunnvannsstand ligger for det meste innenfor intervallet som kalles for kulturlagene langs det aktuelle profilet.
- Tilførsel av vann og fuktighet til grunnen og grunnvannsforekomsten skjer både ved direkte infiltrasjon fra nedbør og fra en mer lokal matning til grunnvannsforekomsten ved høydedragene, bl.a. Slottsfjellet og Haugar. Meste parten av vannet til profilet i denne rapporten kommer fra grunnvannsstrømningen fra de høyere liggende partier i området og ikke direkte fra nedbørsinfiltrasjon.
- En lekkasjerate på 4 l/min/100m tunnel/kulvert utgjør en stor andel av den naturlige infiltrasjonsmengden som mates til grunnvannsforekomsten. Simuleringene antyder en ca. 2m senkning av grunnvannstanden ved en slik lekkasje.
- For både tunnel- og kulvert-scenarioene senkes grunnvannspeilet til under kulturlagene ved ca. 180m fra Brygga. Fra dette punktet og østover ligger grunnvannspeilet under kulturlagene i simuleringen av tunnelen. Ved simulering av kulverten kommer grunnvannspeilet opp i kulturlagene i området ved politihuset før det senkes ned igjen i simuleringen av kulverten.
- Kulvert-løsningen som ferdig anlegg, er antydet her til å være den løsningen som vil ha minst effekt på kulturlagene og poretrykket i leirmassene, selv om det er her vist til en senkning av poretrykk i kulturlagene på ca. 1,5m og en senkning i poretrykk i leira på opp til 2m ved polititthuset. Dette kan relateres til den grunnere plassering av kulverten enn tunnelen.

REFERANSER

Brendalsmo, A.J. (1994): *Tønsberg før år 1000. Fra gård til by.* Varia 28. Universitetets oldsakssamling.

Eriksson, J.E.G., Karlberg, I (1994): *Tønsberg fornminneområde. En statusrapport over den arkeologiske registrering av middelalderbyen Tunsberg, 1973-1974.* Arkeologiske rapporter fra Tønsberg. Nr. 10.

Eriksson, J.E.G. (2001): *Monitoring urban deposits - an full scale experiment in Tønsberg.* Archaeology and Environment 17, publication by Institutionen för arkeologi och Samiska studier, Umeå Universitet.

Gansum, T. (2001): *Forundersøkelse Nedre Langgate 20, 22 og 24, Pelagoskvartalet.* NIKU, prosjektnummer 22499000.

Geo-Slope International Ltd. (2003): SEEP/W v. 5.17, Alberta, Canada

NIKU Distriktskontor Tønsberg (2000): *Boring for pelefundamenter til Brygga Hotell i Nedre Langgat 40, Tønsberg.* Arkeologisk rapport. Prosjekt nr. 22474.

NIKU Disktriktskontor, Trondheim (2000): *Årsrapport for 2000. Overvåking av kulturlagene i forbindelse med bygging av Brygga Hotell, Nedre Langgate 40, Tønsberg.* Prosjekt nr.21459.

NIKU Disktriktskontor, Trondheim (2001): *Årsrapport for 2001. Overvåking av kulturlagene i forbindelse med bygging av Brygga Hotell, Nedre Langgate 40, Tønsberg.* Prosjekt nr. 22459000.

NIKU Disktriktskontor, Trondheim (2002): *Årsrapport fra november 2001 til november 2002. Overvåking av kulturlagene , Nedre Langgate 40, Tønsberg.* Prosjekt nr. 22459000.

Norconsult AS (2003): *Nye Ringveg Nord-Tønsberg. Hydrogeologi - grunnvannsmodellering av tunnellekkasjer og grunnvannssenkning.*

Ingeniørgeologiske erfaringar frå tunneldriving med TBM i nye Ulriken Tunnel

Engineering geolgical experiences from TBM tunneling in the new Ulriken Tunnel

Helge Tjelmeland, Senioringeniør, Jernbaneverket

Samandrag
Nye Ulriken Tunnel er bora med ein open gripper TBM med Ø 9,3 m. Tunnelen er av 7,8 km lengde, der 6,9 km blir bora med TBM. Berggrunnen består i hovudsak av variantar av granittiske gneisar med bergteknsike eigenskapar som typisk er krevjande for TBM-drift. Per skrivande stund er det bora 2700 meter over ein periode på 9 månadar. Erfaringa til no er at fullprofilboring krev vesentleg mindre bergsikring da bergmassen har vesentleg lågare oppsprekkingsgrad, og følgeleg høgare Q-verdiar samanlikna med konvensjonell drift. Av ingeniørgeologiske utfordringar omtalar ein spenningspåkjent berg og ei større svakhetssone.

Summary
The new Ulriken Tunnel is excavated with an open gripper TBM with a 9,3 m diameter. The total tunnel length is 7,8 km, of witch 6,9 km is excavated with a TBM. The geology is dominated by metamorphic ingneous rock, with rock mass properties considered to be challenging for excavation with TBM. As of October 2016, 2700 meters is excavated over a period of 9 monthts. TBM tunneling requires a lot less rock support as the rock mass is undisturbed and has a lower fracturing rate, thus the rock mass has higher Q-values compared to blasted tunnels. Rock stress and weakness zones is mentioned as challenges in terms of engineering geology.

Innleiing

Nye Ulriken Tunnel er ein del av utbyggingsprosjektet «dobbeltspor Arna – Bergen». Prosjektets omfang er i korte trekk å bygge ny stasjon i Arna, utvide dagens enkeltspora strekning til dobbeltspor mellom Arna og Bergen stasjon, samt omfattande jernbanetekniske arbeid mellom Fløen og Bergen stasjon. Totalt utgjer strekninga noko over 9 kilometer, der om lag 7,8 km er i tunnel. Nye Ulriken Tunnel er parallell med eksisterande tunnel, avstanden mellom løpa varierar noko, jamt over er i underkant av 40 meter med berg mellom dei to løpa. Dette medfører at ein har gode høve til å kartlegge geologien og ha kjennskap til denne i forkant.
Total kostnad for prosjektet er 3,6 milliardar NOK, der tunnelenteprisa utgjer 1,5 milliardar NOK. Per skrivande stund pågår det KS2, som kan medføre endringar rundt kostnadene, utan at endeleg vedtak er fatta.
Utførande entreprenør for tunnelenteprisa er Joint Venture Skanska Strabag. Tunnelarbeida starta opp i Arna i november 2014, her vart det fyrst drive tunnel med konvensjonell boring og sprengning. Dette gjeld adkomsttunnel, tunnel for dobbeltspor og avgreiningar til eksisterande tunnel. Totalt var dette rundt 1250 meter, tverrsnittet varierte frå rundt 70 m² til 300 m².
Dei fyrste delane til TBMen kom til Arna i ultimo august 2014. Dei store montasjearbeida var ferdigstilt til ultimo oktober 2014, det tok så noko over tre veker å få transportert TBMen dei 750 meterane frå dagsona til starttunnel for TBM. Prøveboring starta 4. desember 2014 og maskina var i produksjon frå februar 2015.

Status per veke 44 i 2016 er at ein har bora 2730 meter med TBM.

Tekniske data TBM – Herrenknecht S935

Diameter	Ø = 9,33 m
Lengde med bakrigg	155 m
Kutterar	62 stk 19''- 4 dobble, 54 enkle
Vekt med bakrigg	1800 tonn
Vekt kutterhovud	223 tonn
Nominell skyvekraft	27 500 kN
Gripperkraft	72 000 kN
Dreiemoment kutterhovud (nominel/maks)	10200 / 15350 kNm
Diameter hovudlager	5,086 m
Rotasjonshastighet	0 – 6,4 /min

Figur 1 - Ulrikke er prøvemontert under overtakninga i Schwanau, Tyskland. Foto: Herrenknecht AG

Geologisk rammeverk

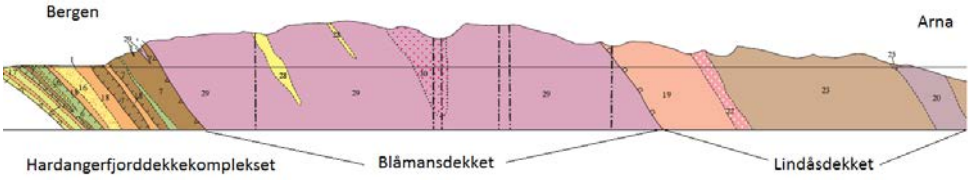
Tunnelen går gjennom tre geologiske einingar, frå aust mot vest er dette Lindåsdekket, Blåmansdekket og Hardangerfjorddekkekomplekset.

Lindåsdekket består av anortositt, stadvis koronittisk anortositt, granittiske og syenittiske gneisar samt charnockitt.

Mot vest er Lindåsdekket avgrensa av Blåmansdekket, det er ei skyveforkasting som skil dei to einingane. Mot vest er dei to einigane skilde av ein amfibol-granatglimmerskifer tilhøyrande Midttunskiferne.

Blåmansdekket består av variantar av granittiske gneisar som er gjennomsett av basiske band og linser. Gneisvariantane er migmatittisk gneis, auge- og bandgneis. Det er og ei mindre sone av kvartsitt.

Blåmansdekket er avgrensa av Hardangerfjorddekkekomplekset mot vest. Ei skyveforkasting skil dei to einingane. Hardangerfjorddekkekomplekset består i stor grad av ordovisiske metasedimentære bergartar, med innslag av ofiolittar (Fossen og Ragnhildstveit, 2008).



Figur 2 - Geologisk snitt mellom Bergen og Arna (Fossen og Ragnhildstveit, 2008)

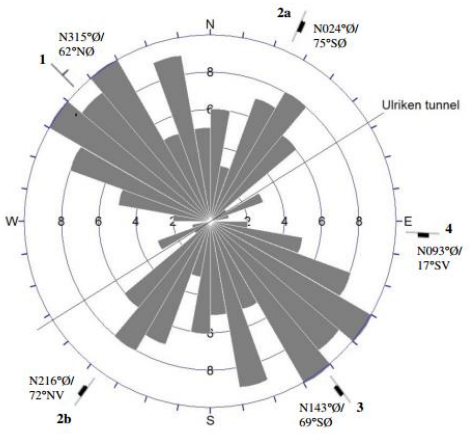
Observert og forventa berggrunnsgeologi

Det er observert fleire soner med glimmerhaldig berggrunn i grensa mellom Lindåsdekket og Blåmansdekket. Lengda på sonene og glimmerinnhaldet varierar, på det lengste har ein observert soner på over 100 meter som er tolka til å representere høvesvis glimmerskifer og granittisk glimmergneis. Det må her presiserast at klassifiseringa i stor grad baserer seg på feltkartlegging i tunnelen, det er per skrivande stund ikkje føretatt ei systematisk detaljert analysering av berggrunnens mineralogi. At det eksisterar glimmermineral i Lindås og Blåmansdekket kjem ikkje som noka overrasking (Ongstad et al., 2013). Omfanget av glimmersonene synes derimot å vere noko overraskande. Ein kan her nemne at dokumentasjonen frå drivinga av eksisterande Ulriken Tunnel er etter dåtidas standard god, likevel har underteikna ikkje greid å oppdrive noko dokumentasjon som omtalar glimmerhalding berg i det aktuelle området.

Ein kan òg nemne at sjølv om det vedlagte geologiske snittet på Figur 2 - Geologisk snitt mellom Bergen og Arna (Fossen og Ragnhildstveit, 2008) viser ein relativt enkel geologi, viser detaljkartlegginga natruleg nok eit anna bilete. Ser ein geologien på titalsmeterskala framstår den som kompleks og er gjennomsett av basisike band og linser, stadivs med hyppige vekslingar mellom ulike typar mineralogi.

Bergtekniske parameter

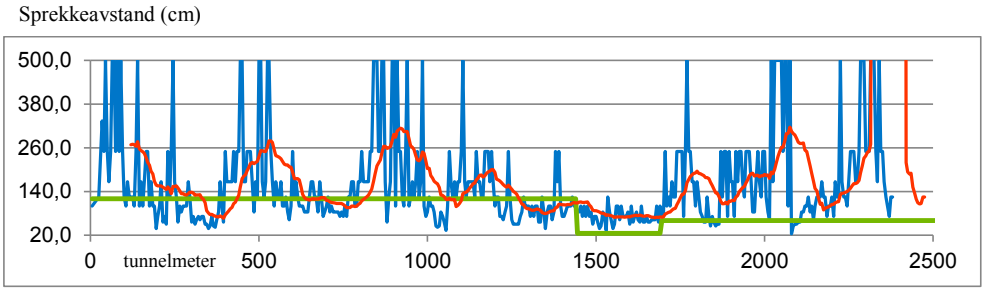
Oppsprekkinga i tunnelen er steil og står i stor grad nær normalt på driveretninga, dette reknast for å vere gunstig orientert i forhold til å driving med TBM (t. d. Bruland 1998).



Figur 3 - Sprekkerose med strøkretning frå alle kartlagte diskontinuiteter (NO/Jerbaneverket).

Frå kartlegging i felt og i eksisterande tunnel som vart utført under forundersøkingane forventa ein sprekkeavstandar i frå 20 – 60 centimeter i dei skifrige bergartane i Hardangerfjorddekkekomplekset og 60 – 200 centimeter i Blåmans- og Lindåsdekket, dette tilsvarar sprekkeklasse I – II og sprekkeklasse I- til 0-1.
For mindre uthaldande stikk er frekvensen betydeleg tettare.
Erfaringa til no er at mindre uthaldande stikk er vanskelege å observere i den bora tunnelen. Det har det vore diskusjonar mellom byggherre og entreprenør på kva som skal som reknast for å vere eit stikk. Etter ei felles rådføring med NTNU har ein ei felles forståing om at eit stikk er ein diskontiunitet i bergmassen av om lag 30 centimeters lengde eller meir (Jakobsen et al. 2016).

Som det kjem fram av Figur 4 - Oppsprekkingsgrad. Blå er løpande snitt, raud er gjennomsnitt over 100 meter, grøn linje er forventningar frå anbodspapira. X-aksen viser tunnelmeter, Y-aksen viser avstand mellom sprekker i cm. er det observert færre stikk og lågare grad av oppsprekking enn kva ein skulle forvente ut frå anbodspapira. Ut frå konkurransegrunnlaget er forventar ein ei gjennomsnittleg sprekkeavstand som er mindre enn 120 cm for om lag 80% av tunnelens lengde.
Etter om lag 2700 m med fullprofilboring ser ein at om lag 1500 meter har gjennomsnittleg sprekkeavstand større enn 120 cm. Oppsprekkingsgrad er i stor grad estimert frå eksisterande tunnel, det må her bemerkast at eksisterande tunnel er påført sprøytebetong og har eit tjukt lag med støv etter 50 års drift, noko som gjer ei detaljert kartlegging noko utfordrande.
Tilrådinga til bransjen er at ein bør vere svært konservativ om ein skal estimere grad av oppsprekking frå ein konvesjonelt driven tunnel.



Figur 4 - Oppsprekkingsgrad. Blå er løpande snitt, raud er gjennomsnitt over 100 meter, grøn linje er forventningar frå anbodspapira. X-aksen viser tunnelmeter, Y-aksen viser avstand mellom sprekker i cm.

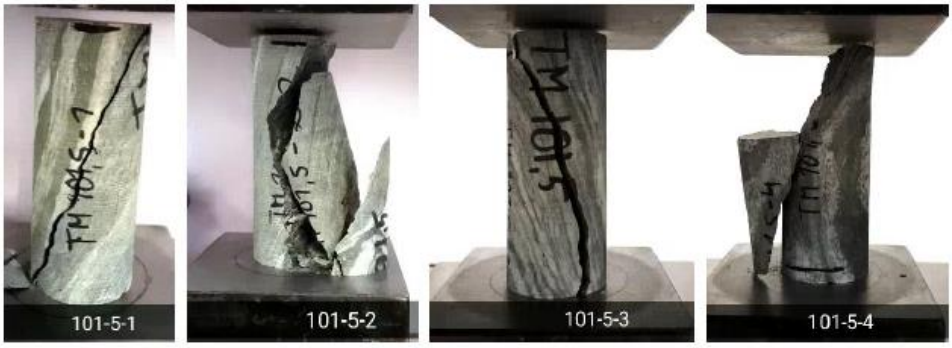
Bergmekanisk labtesting

Det er utført ei rekke bergmekaniske testar, dette er gjort i samarbeid med utførande entreprenør (JV Skanska-Strabag) mellom anna for å bidra med materiale til mastergradsoppgåver hjå NTNU.

Ei oppsummering av utførte bergmekaniske prøvar er gitt på neste side i Tabell 1. Verdiane er, i ein europeisk samanheng, rekna for å vere lite gunstige for drift med TBM. Ein må likevel påpeike at her ikkje er nokon ekstreme verdiar.

Merk at nokre av prøveresultata for trykkfasthet truleg viser for låge verdiar, da prøven er trykktesta på langs av foliasjonen, og ikkje normalt på foliasjonen, sjå Figur 5 - Foto av kjerneprøvar etter UCS-test. Merk at prøvane går i brot langs med foliasjonen til bergmassen..

For dei aktuelle prøvane kan ein truleg korrigere prøvane ved å multiplisere resultata med ein faktor på 1,5 – 2,0 (Nilsen og Palmström, 2000 og Palmström 1995).



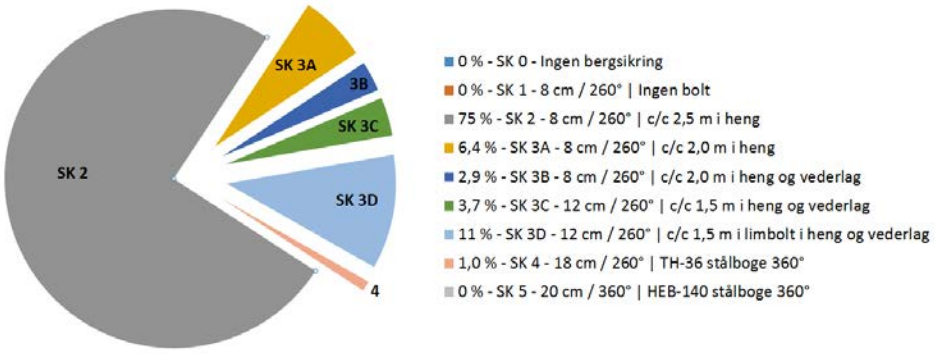
Figur 5 - Foto av kjerneprøvar etter UCS-test. Merk at prøvane går i brot langs med foliasjonen til bergmassen. Foto: SINTEF Berg- og geoteknikk.

Geologisk eining	Lindåsdekket									Blåmansdekket		
Prøve nr. (JBV)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Tunnelmeter (TBM)	TM 56	TM 101,5	TM 273	TM 460	TM 715,3	TM 899	TM 1105	TM 1220	TM 1305	TM 1585	TM 1712	TM 1819
Sprøhetstall (S_{20})	49,8 *Middels*	36,3 *Lav*	46,6 *Middels*	37,1 *Lav*	39,7 *Lav*	52,9 *Høy*	41,8 *Middels*	51,4 *Høy*	51,2 *Høy*	45,6 *Middels*	56,2 *Høy*	42,6 *Middels*
Sievers' J (SJ)	7,1 *Høy hardhet*	5,5 *Høy hardhet*	16,6 *Middels hardhet*	29,0 *Lav hardhet*	15,2 *Middels hardhet*	4,3 *Høy hardhet*	14,7 *Middels hardhet*	16,4 *Middels hardhet*	6,9 *Høy hardhet*	6,4 *Høy hardhet*	5,2 *Høy hardhet*	11,9 *Middels hardhet*
Slitasjeverdi kutterstål (AVS)	10,0 *Lav*	5,5 *Lav*	8,0 *Lav*	7,5 *Lav*	4,0 *Meget lav*	20,0 *Middels*	19,0 *Middels*	15,0 *Middels*	17,5 *Middels*	19,0 *Middels*	16,5 *Middels*	10,0 *Lav*
Borsynkindeks (DRI™)	48 *Middels*	33 *Lav*	49 *Middels*	42 *Lav*	42 *Lav*	49 *Middels*	44 *Middels*	54 *Middels*	49 *Middels*	43 *Middels*	53 *Middels*	50 *Middels*
Kutterringlevetid (CLI™)	12,2 *Middels*	13,8 *Middels*	18,3 *Høy*	23,3 *Høy*	23,1 *Høy*	7,6 *Lav*	12,6 *Middels*	14,3 *Middels*	9,6 *Middels*	9,1 *Middels*	8,9 *Middels*	14,8 *Middels*
Cerchar Abrasiveness (CAI)	4,1 *Høy*	4,3 *Høy*	3,9 *Høy*	3,6 *Høy*	4,1 *Høy*	4,0 *Høy*	4,7 *Høy*	5,4 *Høy*	4,8 *Høy*	3,6 *Høy*	4,3 *Høy*	4,4 *Høy*
Enaksiell trykkfasthet (UCS)	111,5 Mpa	58,0 Mpa	97,6 Mpa	N/A	172,7 Mpa	237,3 Mpa	123,9 Mpa	96,9 Mpa	135,7 Mpa	118,3 Mpa	130,1 Mpa	145,7 Mpa
Kvartsinnhold	4 %	4 %	3 %	7 %	8 %	19 %	8 %	22 %	19 %	24 %	13 %	11 %
Bergart	Koronittisk Anortositt	Koronittisk Anortositt	Koronittisk Anortositt	Koronittisk Anortositt	Koronittisk Anortositt	Arkositt	Monzogabbro; amfibolitt	Granodiorittisk gneis	kvartsførande gabbro; amfibolitt	Monzogranittisk gneis	Monzonittisk gneis	kvartsførande gabbro; amfibolitt

Tabell 1 - Oversikt over bergmekaniske testar. Tabellen er utarbeida av Leon Eide (Jernbaneverket).

Inndrift
I perioden frå veke 7-2015 til 38-2015 er det produsert 2595 meter. Korrigerer ein for tre veker med ferie som inneber stillstand i produksjon, ser ein at den gjennomsnittlege vekesproduksjonen er 92,7 meter.
Beste døgnproduksjon er 37,4 meter og beste veke er 151 meter. Ikkje overraskande samanfell god inndrift med glimmerrike soner i Blåmans- og Lindåsdekket.

Bergsikring
Tunnelen blir sikra etter føringar i Q-systemet. Ein legg ESR = 0,5 til grunn for all bergsikring. Etter å ha fått ei avklaring frå teknologiavdelinga i Jernbaneverket, kan ein vurdere å sløyfe sprøytebetong i veggar og heng, ved Q-verdiar over 10 og 50. Minste tjukkelse av sprøytebetong er 8 cm av hensyn til levetida.
Bergsikringa blir utført i to område, L1 er i maskinområdet like bakom kutterhovudet. I L1 er det boreriggar for langholsboring og radielle sikringsbolt, utstyr for å montere stålbogar, armeringsnett og handspruting av sprøytebetong. Område L2 er på bakriggen, i L2 er det borerigg for radielle boltar og robot for sprøytebetong.
Det er beskrive ni sikringsklassar i konkurransegrunnlaget, og famnar om alt frå ingen bergsikring til tunge stålbogar som blir montert like bakom fingerskjoldet. Sjå Figur 6 for ein kortfatta beskrivelse av kvar sikringsklasse.
Erfaringa til no tilseier at førehandsdefinerte sikringsklassar ikkje fangar opp alle situasjonar, og at ein difor må gjere tilpassningar undervegs.
Ein kan her nemne at Jernbaneverket har opna opp for å bruke eit 5 mm (K131) tjukt armeringsnett som blir montert heilt inntil berget, like bakom kutterhovudet. Armeringsnettet tjener som arbeidssikring ved småfallent berg eller enkel spenningsproblematikk. Erfaringa til no er at dette er ein rask metode og rimelig metode for arbeidssikring, inntil at berget blir påført sprøytebetong i L2, over 50 meter bak kutterhovudet.
Armeringsnettet blir så sprøyta inn med fiberarmert sprøytebetong i L2. Her har det vore ytra ein del uro for om armeringsnettet vil vere til hinder for heft av sprøytebetongen og gje rom for sprøyteskyggar. Ein har difor tatt nokre kjerneprøvar, og finn ikkje noko som støttar ein slik påstand.
Som det kjem fram Figur 6 - Fordeling av utført bergsikring etter 2600 meter.er jamt over bergmassekvaliteten god, og sikringsomfanget er lite etter dagens standard. Det er likevel nokre typar bergtilhøve som kan nemnast særskilt vedrørande bergsikring.



Figur 6 - Fordeling av utført bergsikring etter 2600 meter.

Soner med svellande leire
Det er observert ei rekke steilt orienterte leirhaldige slepper og mindre leirhaldige svakhetssoner som kryssar profilet normalt på tunnelaksen. Analyser viser at leira har *middels* til *meget høyt* svelletrykk og frå *høy* til *meget høy* fri svelling. Nokre av sonene har vorte ståande utan tilstrekkeleg bergsikring over ein periode, noko som har resultert i moderate mengder nedfall bak stuff. Grunna orienteringa på sonene var det ikkje nokon av sikringsklassane som er beskrive i konkurransegrunnalget som var hensiktsmessige. Leirsonene vart difor sikra med mineralull, armeringsnett, kryssande fjellband for så å bli påført sprøytebetong, som vist på Figur 7 - Leirsone med mineralull, armeringsnett og kryssande fjellband.

Figur 7 - Leirsone med mineralull, armeringsnett og kryssande fjellband.

Spenningspåkjent berg
Det har vore ei mindre sone som har gitt ein del mindre utfall i profilet grunna bergspenningar. Dette er observert både før og etter svakhetssona under Borgarskaret. Avskallingsdjupet er ikkje meir enn nokre få titalls centimeter. Med nokre unnatak har det til no ikkje vore noko problem å få tilstrekkeleg arbeidssikring med enkle midlar som armeringsnett og boltar. Utfordringa ligg i å kunne identifisere denne type bergtilhøve, da avskallinga brukar ein del tid på å utvikle seg fullt ut. Det er difor ikkje alltid at ein rekk å ta med seg all bergsikring som viser seg å vere naudsynt like bakom kutterhovudet. Det er i underkant av 50 meter mellom boreriggane i L1 og L2, og ingen gode løysingar for å installere bergsikring i områda i mellom L1 og L2. Praksis er difor å supplere godt med boltar i L1 ved slike høve, i tråd med tilrådingar frå bransjen.

Svakhetssona under Borgaskaret

Figur 8 - Borgaskaret sett mot sør, samt eit 400 meter langt nord-sør profil over Borgarskaret. Foto er henta frå vevsidene til Gulesider.

Borgaskaret er eit markert topografisk søkk som ligg på Vidden på byfjella i Bergen (Figur 8 - **Borgaskaret sett mot sør, samt eit 400 meter langt nord-sør profil over Borgarskaret. Foto er henta frå vevsidene til Gulesider.**). På tunnelnivå det ei lengre svakhetssone med sterkt oppsprukke berg, ein korrelasjon mellom desse er difor naturleg. Registrerte Q-verdiar ligg i intervallet mellom 0,01 – 0,06, tilsvarande ekstremt dårleg bergmassekvalitet. Bergmassen er tørr, fri for leire og målte deformasjonar er mindre enn 7 mm. Trass for omfattande sikringsarbeid som forbolting, påføring av sprøytebetong like bakom kutterhovudet i kombinasjon med armeringsnett og svært tett bolting, opplever ein likevel utfall i profilet opp mot halvanna meter.
Det vart montert 18 stk TH-36 stålprofil gjennom svakhetssona med 90 - 180 cm mellomrom (Figur 9 - **TH-profil bakom kutterhovudet.**.
Erfaringa til no er at montering denne type tung bergsikring er svært tidkrevjande og reduserer produksjonen vesentleg. Ein annan lærdom bransjen kan ta med seg er at stålbogane byggjer noko over 20 centimeter i skøytane, noko byr på utfordringar for etterfølgande arbeidar, da avsett sikringsrom berre er 20 centimeter.
Her kan òg nemnast at det under forhandlingane vart maskindiameteren auka. Opprinneleg var det lagt opp til ei løysing der ein skulle montere større kutterringar i periferien i dei områda der det var behov for tung sikring. Erfaringar som er gjort gjennom svakhetssona viser at dette ville ha vore svært utfordrande, og ein kan stille spørsmål om det i det heile ville ha vore gjennomførbart. Å auke diamenteren på maskina framstår i ettertid som ei god avgjerdsle.

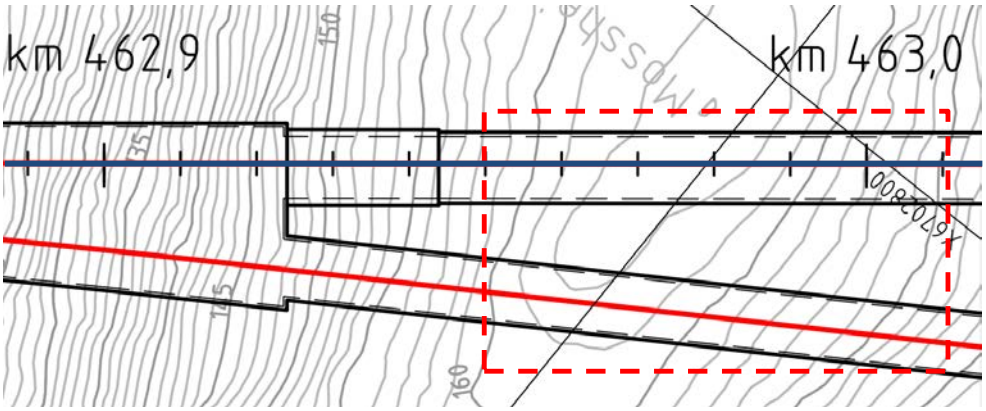
Figur 9 - TH-profil bakom kutterhovudet.

Q-verdiar

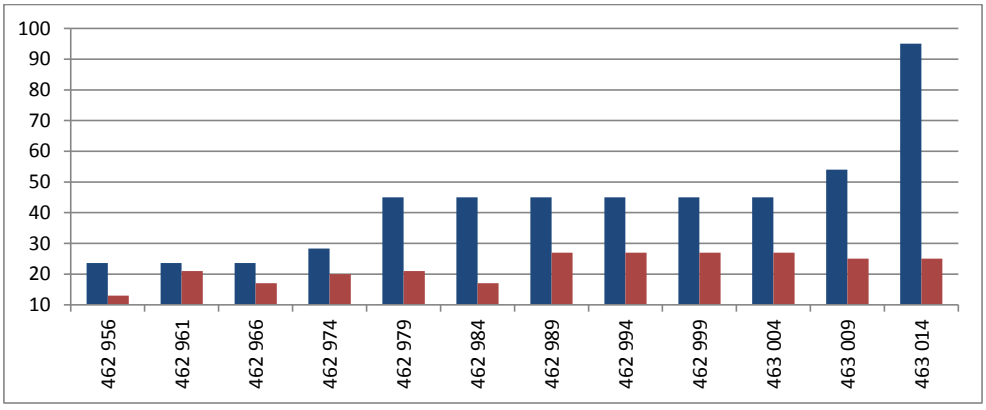
Da TBM er ein meir skånsam drivemetode enn konvensjonell drift, gir dette normalt eit langt mindre sikringsbehov samanligna med konvensjonell drift. Behovet er oppgitt til å vere ned mot ein tredjepart av kostnadene samanligna med konvensjonell drift (t.d . Nilsen og Palmström 2000). TBM Sjef (*TBM site manager*) Tobias Andersson opplyser at det ved nedre Røssåga tilløpstunnel, som også er bora med TBM, var omfanget av utført bergsikring generelt sett langt under ein tredjepart enn kva ein hadde kunna forventa med konvensjonell drift (Pers. kom. T. Andersson).

Da det er færre sprengningsinduserte riss blir og bergmassen mindre oppsprukke, som igjen gir høgare Q-verdiar. Dette kjem fram av **Feil! Fant ikke referansekilden.** og Figur 11 - Q-verdiar frå diagonaltunnel i raudt (konvensjonell) og tunnel for enkeltspor driven med TBM (blå), der ein samanlignar registrerte Q-verdiar av dei fyrste 100 meterane med TBM-tunnel, med registrete Q-verdiar frå den parallelle tunnel for diagonalspor, som er driven konvensjonelt.

Skilnaden i registrerte Q-verdiar mellom dei to løpa kjem i hovudsak frå av at mindre gunstige verdiar for RQD (oppsprekkingsgrad) og Jn (faktor for sprekkesett) ved konvensjonell drift. Dette er i tråd med forventningane, ein slik auke i Q-verdi med ein faktor på mellom 2 og 5 for fullprofilboring er beskrive mellom anna av Singh og Goel (2011).

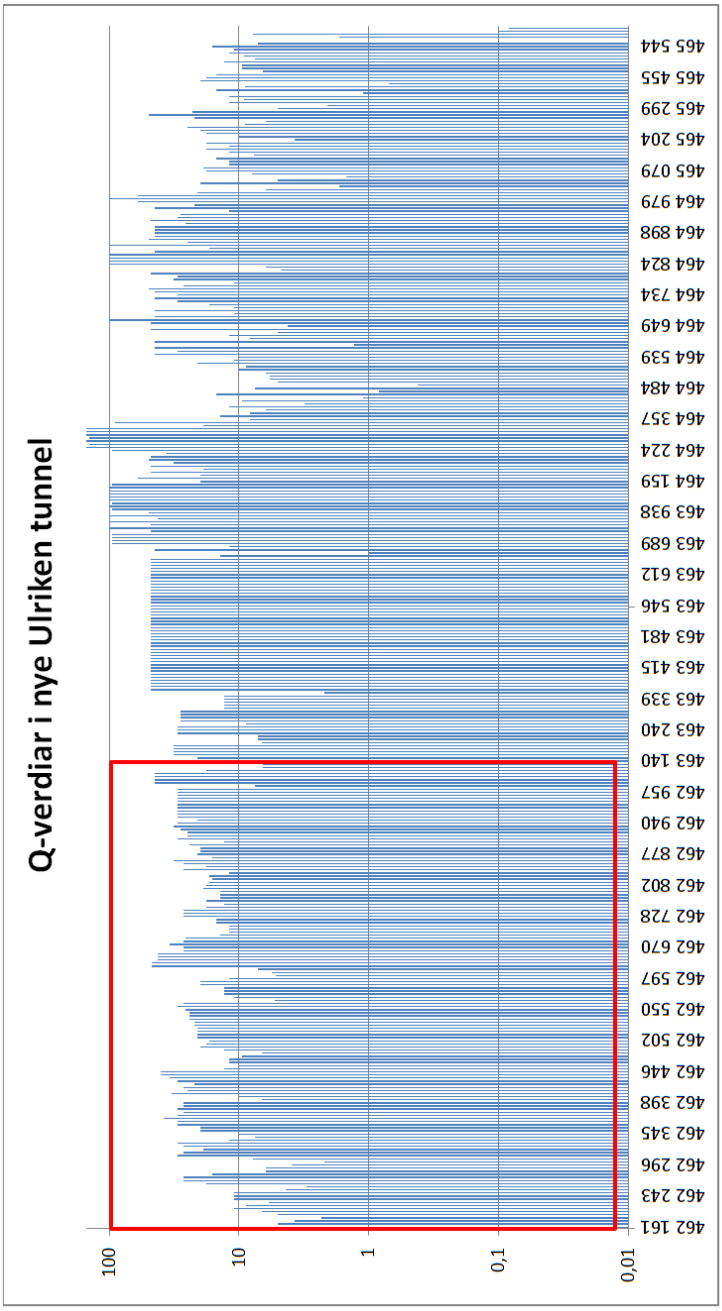


Figur 10 - Tunnel for enkeltspor driven med TBM øverst, diagonaltunnel driven med konvensjonell metode nederst. Avstanden mellom løpa er om lag 5 meter på det minste, og 13 meter ved km 463.000. Raud omriss markerar område der ein samanlignar Q-veridar.



Figur 11 - Q-verdiar frå diagonaltunnel i raudt (konvensjonell) og tunnel for enkeltspor driven med TBM (blå).

Ein ser òg det same mønsteret med høgare registrerte Q-verdiar i tunnel som er driven med TBM om ein samanlignar Q-verdiar i tunnel for dobbeltspor, som er driven konvensjonellt og gjennomsnittleg Q-verdi er 19,8, med Q-verdi i TBM tunnel der gjennomsnittet per skrivande stund er 44,9.



Figur 12 - Q-verdiar i nye Ulriken Tunnel. Raudt omriss markerar tunnel som er driven konvensjonelt

Referansar

Andersson T., Site Mananger for utførande entreprenør (LNS) ved utbygging av øvre og nedre Røssåga, 02/11/2016.

Bruland A. 1998, Hard Rock Tunnel Boring vol. 6 of 10, s 72. Doctoral thesis, NTNU

Fossen H. og Ragnhildstveit J., 2008, Berggrunnskart Bergen 1115 I, M 1:50000. Norges geologiske undersøkelse

Jakobsen P. D., Macias J., Bruland A., 2016, Memo to Ulriken project (Jernbaneverket and Skanska Strabag JV), NTNU

Nilsen B., Palmström A., 2000, Engineering geology and rock engineering, Norwegian Group for Rock Mechanics

Ongstad A. Dammyr Ø. Eve E., 2013, Ulriken Tunnel - Ingeniørgeologisk - hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag, Utarbeida av Norconsult for Jernbaneverket

Palmström A., 1995, RMi – a rock mass characaterization system for rock engineering purposes. Ph. D Thesis, UiO

Rosenlund A. L., Kolderup N. H., 1956 – Geologiske forhold ved tunnelen Bergen – Arna, internt notat, Norske Statsbaner

Singh B., Goel R. K, 2011, Engineering Rock Mas Classification, Elsevier

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

DIREKTE SKJÆRBOKS FOR TESTING AV BERGPRØVER VED HØYE SPENNINGER

Rock testing in a high stress direct shear box

Bahman Bohloli, Seniorspesialist Geomekanikk, Norges Geotekniske Institutt (NGI)
Lars Grande, Avdelingsleder, Petroleum Geomekanikk og Geofysikk, Norges Geotekniske Institutt
Elin Katrine Morgan, Senior ingeniørgeolog, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

En ny skjærboks for testing av skjærstyrke i bergprøver ved høye spenninger er nylig utviklet ved Norges Geotekniske Institutt er beskrevet i denne artikkelen. Det kan anvendes svært høye normal spenninger på prøver med størrelse 40 til 120 mm i diameter, og det kan testes på intakte eller oppsprukne bergprøver og annet hardt materiale (for eksempel betong). Det kan testes tørt eller med væsker på sprekkeplanet med væsketrykk opp til 20 bar. Resultater fra direkte skjærforsøk fra Longyearbyen CO2 lagringspilot på Svalbard er vist som eksempel. Testene viser hvordan skjærstyrke i skifer varierer med varierende normal spenning, samt egenskaper etter brudd inkludert kohesjon og friskjonsvinkel på sprekkeplan. Disse parameterne kan benyttes videre for beregning av stabilitet i oppsprukne bergmasser og forkastningssoner for eksempel ved arbeider i skråninger, tunneler og bergrom.

SUMMARY

This work presents a high stress direct shear box rig, recently developed by the Norwegian Geotechnical Institute for testing shear strength properties of rock and rock like materials (concrete, etc.). The rig can apply a wide range of normal stresses on samples varying from 40 to 120 mm in size/diameter. The sample may be intact or pre-fractured. Tests can be carried out under dry conditions or in presence of a fluid in the fracture plane. When a fluid is introduced to the fracture plane it can be pressurized, and the shear test can be run under certain pressure (up to 20 bar) on the fracture plane. As an example, we present results of the direct shear tests on shale samples from the Longyearbyen CO2 Storage Pilot on Svalbard to highlight the benefit of data one can obtain from the direct shear box tests. The tests show how shear strength of shale samples changes with varying normal stress and also the behavior of sample pre and post-failure. Plotting peak and residual stress versus the normal stress, we can obtain key fracture parameters such as cohesion and friction angle. These results can be used to evaluate the stability of fractured rock mass in rock slopes and tunnels during excavations as well as stability of faults/joints during pressure build-up.

INTRODUCTION

Examples of constructions that are in need of detailed data for safe design are tunnels and underground caverns, surface rock excavations like rock slopes for dams or infrastructure and also engineering operations in deep hydrocarbon/CO2 storage reservoirs (Fig. 1). Shear strength is a key parameter controlling behaviour of joints and faults. Although there are many theoretical and empirical approaches for estimating strength properties of rock joints, data may not be available for a specific rock mass under

consideration. In addition, local variation of geological parameters and joint infilling may affect its properties quite significantly. Therefore, it is crucial to obtain actual properties of rock joints for designing a safe and economic project. The direct shear box developed by NGI provides a possibility to test rock joints under actual stresses equal to those they are subjected to in the field. In addition, the sample can be as large as 120 mm and can be sheared to about 50 mm (Figs. 2 & 3). Water or any other fluid can also be introduced to the fracture plane to mimic the natural conditions. A pressure up to 20 bar can be applied to the joint surface during shearing of the sample.

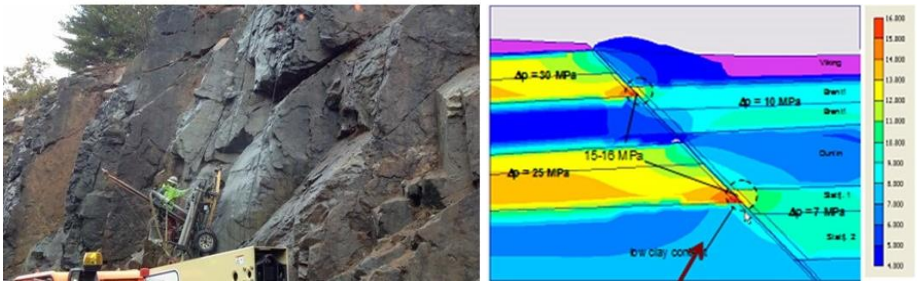


Figure 1 *Rock joints in a surface excavation (a) and fault structure in a deep hydrocarbon reservoir (b). Direct shear box test can be used to determine behaviour of rock joints in the both examples.*

METHODOLOGY AND MATERIAL

NGI'S direct shear box rig was used in this study. The shear box can apply large displacements, up to 50 mm, and very high normal stresses, up to 450 kN. It has the capacity of running shear tests in dry or wet conditions, with or without pressure during shearing (Fig. 2). Direct shear box measures the shear stress required to displace material subjected to a certain normal load and thus provides friction angle and cohesion of the sheared plane. The shear tests were run based on the ASTM D5607-08 standard (ASTM, 2013). Technical specifications of NGI's high stress direct shear box are given in Table 1.

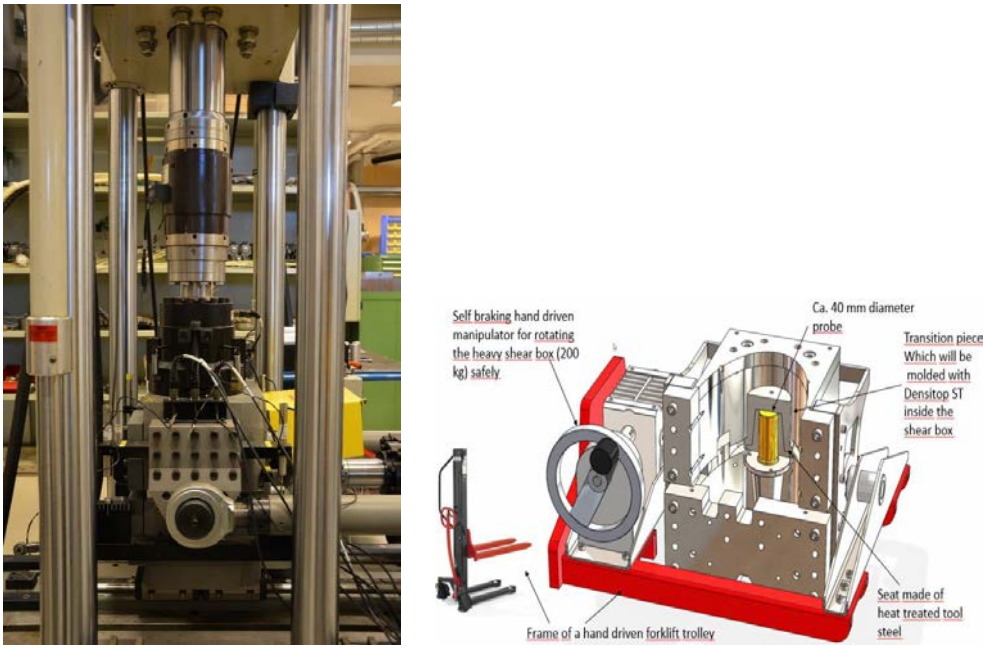


Figure 2 *NGI's direct shear box apparatus; (left) direct shear box rig and (right) design of a manipulator for handling the shear box during sample mounting.*

Conductivity of joint can be measured under different normal stresses in the direct shear box (Fig. 3). Eq. (1) gives joint conductivity/permeability, K_f (Esaki et al., 1995):

$$K_f = \frac{Q\mu_f \ln(R2/R1)}{2\pi ehgp_f} \quad (1)$$

where Q is the fracture flow (cm^3/s), R_1 is the radius of the injection hole, R_2 radius of drainage area, μ_f dynamic viscosity (m^2/s), e conducting aperture, p_f fluid density, h hydraulic head and g is the gravity.

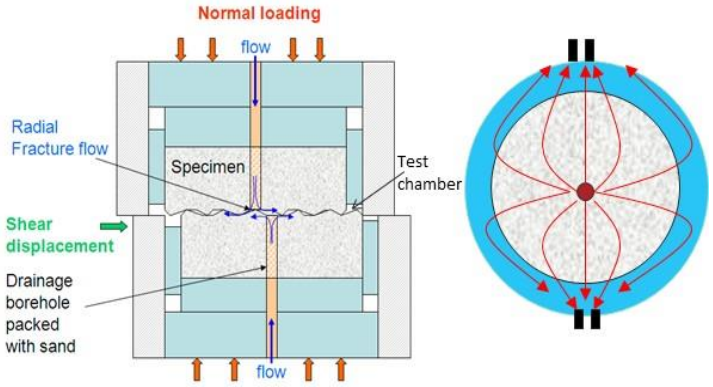


Figure 3 *Introducing fluid flow in the direct shear box.*

We present measurement of shear strength and frictional properties of pre-fractured shale samples from the Longyearbyen CO2 Storage pilot on Svalbard. T This shale acts as seal for a potential CO_2 storage site. Injection of CO_2 into the reservoir increases pore pressure in the reservoir rock and in the interface with cap rock. Reservoir pressure may be increased to a certain level, which can be sustained by the cap rock. Exceeding that pressure may cause slip along pre-existing fractures and reduce the seal integrity. Therefore, properties of joints and weakness (bedding) planes is an important element to be investigated for cap rock integrity studies. Detailed geological information and material properties of Rurikfjellet shale can be found in NGI (2010), Braathen et al. (2012), Bælum et al. (2012) and Bohloli et al. (2014).

Table 1 Specification of the direct shear box at NGI.

Max normal force	500 kN
Max shear force	250 kN
Max shear displacement	50 mm*
Max pore pressure	20 bar
Sample geometry	Any
Fluid flow in fracture plane with/without confining pressure	
Testing intact or pre-fractured specimens	

* Maximum shear displacement is less than 50 mm when fluid pressure is applied to the joint plane.

Sample preparation and mounting in the shear box is a major activity for doing a shear box test (Fig. 4). The sample is cast in a material hard enough to resist deformation during shearing. We have several solutions for various applications; Densit (a very high strength type of cement) for hard and competent rocks and epoxy for softer rock. Densit has a long curing time while epoxy cures in less than 24 hours. For material containing minerals which are reactive to water we may use epoxy.

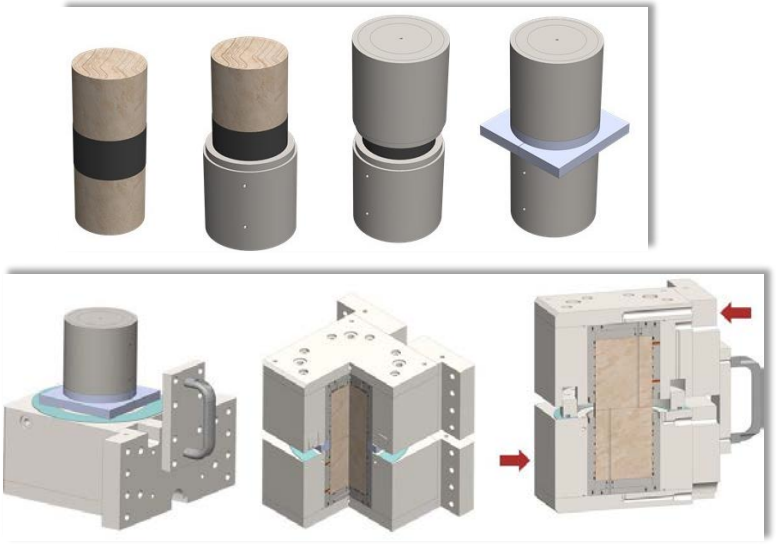


Figure 4 *Procedure for sample mounting in the shear box. Upper: schematic of a fractured sample where fracture has been covered by masking tape to prevent intrusion of casting material to fracture plane, lower: sample put in the shear box and sealed off for shearing under pressure.*

Test specimens were prepared from core samples of borehole Dh6, Rurikfjellet Formation, Svalbard. The sampling interval is immediately above the fault zone mapped in the well. Rurikfjellet Formation is part of the seal system for the Longyearbyen potential CO_2 storage site, and thus knowing its shear strength parameters is of high focus. Three test specimens with dimensions 40 mm in diameter and 70 mm in length were prepared from the original cores. The prepared core samples had the tendency of disking along the bedding plane and it was therefore easy to separate them along the bedding to get a pre-fracture specimen to test (Fig. 5). Thus, each test specimen consisted of two cylindrical parts, separated with a natural bedding parallel fracture and held together with a masking tape (Fig. 5). We used a very thin film of epoxy (about 0.1 mm thick) to encapsulate the test specimen in the shear box. The middle section of the specimen is unconfined in its radial direction with a gap of about 10 mm, allowing fracture to develop and slide freely along thehorizontal plane when subjected to shearing.

Three shale specimens were subjected to the direct shear test. The specimens contained their natural water content since they were sealed immediately after coring and opened short time prior to testing. No fluid was introduced into the fracture surface. All samples were sheared for 10 mm displacement and the tests were run under constant normal load. Loading area reduces proportional to horizontal displacement. Therefore, a linear function was used for correction of the load to stress giving the following constant normal stresses during shearing:

- LYB17-1: Normal stress = 6.4 MPa
- LYB20: Normal stress = 8.2 MPa
- LYB21: Normal stress = 12 MPa

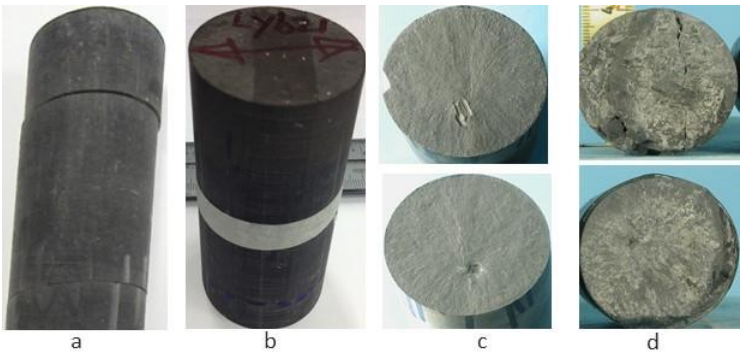


Figure 5 *Shale cores from Svalbard used in this study. (a) disking of shale core along the bedding plane, (b) a test specimen separated along bedding plane and attached and taped together, (c) surface of the fracture before shearing and (d) after shearing in the direct shear box.*

RESULTS

Results of the shear tests shows a relatively large elastic deformation before reaching plastic region and finally peak shear strength. After peak shear, samples bear a lower stress level; the residual shear strength (Fig. 6). Peak and residual shear strengths are typically proportional to normal load and increase with increasing normal load. However, the difference between the peak shear strength of samples LYB17-1 (grey curve in Fig. 4) and LYB 20 (orange curve in Fig. 6) is not significant, although they differ about 2 MPa in induced normal stress. Nevertheless, the peak and residual strengths of sample LYB21 (green curve) are considerably higher than the other two.

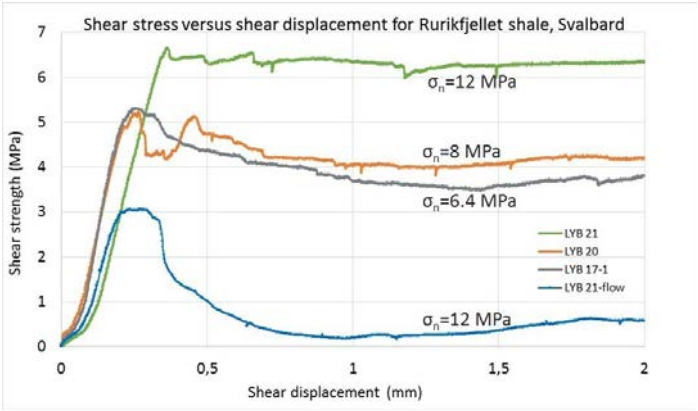


Figure 6 *Results of the direct shear box test on shale samples. The green and blue curves present the same rock type but the green curve represents a sample tested at dry joint surface while the blue curve represent a sample run with water in the joint plane. This shows how water weakens the shear strength of rock joints.*

Peak shear strength versus normal stress is shown in Fig. 7. The interpreted failure line gives a cohesion of 3.19 MPa and friction angle of about 16 º.

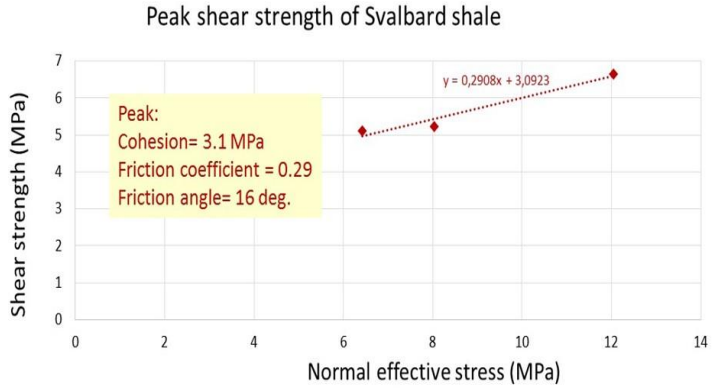


Figure 7 *Stress versus shear strength with an interpreted failure line.*

CONCLUSION

Pre-fractured shale samples from Rurikfjellet Formation, Svalbard were tested in the direct shear box giving the friction angle of 16 º and cohesion of 3.2 MPa. These values are for samples that were detached along their bedding plane, then attached together, encapsulated in a metal cylinder, loaded normally and sheared along the bedding parallel joint plane. Both the peak shear strength and friction angle are found to be lower for the tests on bedding parallel pre-fractured samples performed in the direct shear box than the strength values obtained previously from triaxial tests on intact samples. However, lithology and loading orientation relative to bedding plane is not directly comparable. Direct shear test can provide information of the initial/peak failure stress and also on the residual strength of

joints. Testing of intact versus pre-fractured samples as well as clean versus infilled joints at in-situ conditions can be performed in the NGI's direct shear box. This will provide invaluable input data to models and analytical evaluation of joint/fault stability analyses.

ACKNOWLEDGEMENT

This work has been supported by Norwegian Research Council through projects PROTECT, SUCCESS FME centre and SAFT as well as by Norwegian Geotechnical Institute GBV.

REFERENCES

ASTM [2013]. Standard test method for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens under constant normal force, ASTM D5607-08.

Bohloli, B., Skurtveit, E., Grande, L., Titlestad, G.O., Børresen, M.H., Johnsen, Ø. and Braathen A. [2014]. Evaluation of reservoir and cap-rock integrity for the Longyearbyen CO2 storage pilot based on laboratory experiments and injection tests. Norwegian Journal of Geology, 94, 171–187.

Braathen, A., Bælum, K., Christiansen, H., Dahl, T., Eiken, O., Elvebakk ,H., Hansen, F., Hanssen, T., Jochmann, M. & Johansen, T., [2012]. The Longyearbyen CO_2 Lab of Svalbard, Norway- initial assessment of the geological conditions for CO_2 sequestration. *Norwegian Journal of Geology* 92: 353–376.

Bælum, K., Johansen, T., Johnsen, H., Roed, K., Ruud, B., Mikkelsen, E. and Braathen, A. [2012]. Subsurface geometries of the Longyearbyen CO2 lab in central Spitsbergen, as mapped by reflection seismic data. Norwegian Journal of Geology, 92, 377-389.

Esaki T, Nakahara K, Jiang Y, Kimura T, Mitani Y, [1995]. Shear-flow coupling properties of rock joints. In: Fujii T (ed). Proceedings of the 8th ISRM Congress on Rock Mechanics, Tokyo, 25–29 September 1995. Vol 3. Rotterdam: Balkema, 739–742.

NGI, [2010]. Laboratory Testing – Janusfjellet cap rock material. NGI report 20061337–00–10–R, 22.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Magnus Rømoen, NGI
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

SETNINGER SOM FØLGE AV GRUNNVANNSPUMPING-EN UDETONERT BOMBE MED STØRRE KONSEKVENSER EN KLIMAENDRINGER FOR MANGE LAND

Settlement due to groundwater pumping- an undetonated bomb with larger consequences than climate change for many countries

Kjell Karlsrud, Bjørn Vidar Vangelsten og Regula Frauenfelder, NGI

SAMMENDRAG
Mange land sliter med konsekvenser av setninger som følge av grunnvannspumping. Artikkelen behandler i hovedsak et eksempel fra Ca Mau provinsen helt syd i Vietnam. NGI ble engasjert for å vurdere årsaken til tap av kystlinje der de senere årene. Nærmere undersøkelser og vurderinger konkluderte at dette var forårsaket av at hele landarealet i syd Vietnam synker på grunn av omfattende grunnvannspumping. Setningene er anslått å bli over 1 m hvis grunnvannspumpingen fortsetter som nå, og er 3-5 ganger større enn hva prognosene sier om mulig klimadrevet økning i havvannstanden. Fordi disse landarealene ligger bare 1-1,5 m over havet, er NGIs prognose at hele syd Vietnam vil bli ubeboelig i løpet av noen tiår hvis grunnvannspumpingen fortsetter. I dette området bor det 24 millioner mennesker og det står for over 50 % av Vietnams totale produksjon av matvarer og akvakultur. Scenariet er derfor krisebetont for hele Vietnam som nasjon. Skal man unngå dette må pågående grunnvannspumping reduseres vesentlig, og annen vann forsyning etableres. Det vises også noen eksempler fra andre land hvor grunnvannspumping har ført til store problemer og kostander for samfunnene.
Dette foredraget er i hovedsak basert på en artikkel som skal publiseres i Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. no. 48, No.1. For enkelthets skyld er det en kopi av denne artikkelen på engelsk som er satt inn i denne artikkelen.

SUMMARY
Many countries struggle with the consequence of subsidence (settlements) caused by groundwater pumping. The paper focus on an example from the Ca Mau province in South Vietanm. In the past decades, the Ca Mau province located at the southern end of Vietnam, has experienced significant loss of land along the coastline. The studies in this paper concludes that subsidence due to groundwater pumping is the main cause. This will in a few decades results in settlements of more than 1 m. As large parts of the land area in Ca Mau lie less than 1.5 m above sea level, this means that the livelihood of all 24 million people living in Ca Mau will lost. As Ca Mau stands for more than 50 % of the agriculture and aquaculture production in Vietnam, this scenario will be catastrophic for the entire Vietnam as a nation. To avoid such a scenario, the groundwater pumping must be significantly reduced and other ways of supplying clean water established. Some examples from other countries struggling with the effects of groundwater pumping are also given.
The following text in this paper is a copy of a paper to be published in the Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. no. 48, No.1.

1 INTRODUCTION

Through the Norwegian Ministry of Foreign Affairs (MFA) in Oslo, the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) was in 2012 requested to assist the Ministry of Agriculture and Rural Development (MARD) in Vietnam to assess apparent "land-loss" problems observed along the coastline of the Ca Mau province located south in Vietnam, Figure 1.

Figure 1 Map showing the southern part of Vietnam and the Ca Mau province

It was indicated to NGI that the apparent "land-loss" was associated with a combination of enhanced coastal erosion and retreat of the shoreline, a possible general subsidence (sinking) of the ground surface relative to the sea-level, or possibly also a rising sea-level induced by climate changes. The enhanced shoreline erosion caused loss of Mangrove forest which contributes to protect the coastline against erosion.

Increasing salt water intrusion into canals and rivers in the region was also suggested to be a consequence and part of the "land-loss" problem, and had already some impact on agricultural farming (rice production) as well as shrimp and fish farming in the province.

2 IDENTIFICATION OF SHORELINE RETREAT

2.1 From field inspections

MARD had information from local people and staff that suggested significant retreat (1-2 km) of the shoreline along the southern end and west coast of Ca Mau in the past 20 years. It was suggested that the cause could be enhanced coastal erosion, possibly combined with some sea-level rise.

NGIs field trips to the region in 2012, and interviews with local inhabitants, confirmed a significant retreat of the shoreline in many places. It was also apparent that the mangrove forest was in strong retreat in places, which made the coastline even more vulnerable to erosion by waves and currents.

Some test areas to study ways of protecting the mangrove forest, and thereby reducing erosion, were established by the Vietnamese. An example was using small rock dikes constructed in the sea outside the shoreline. These test dikes were built in relatively shallow

water (1-2 m). The rock fill was wrapped in a robust geotextile to prevent the rock from mixing in with the soft seabed silts and clays. Visually, it was clear that the these small rock dikes reduced wave action and erosion on the inside of the dikes, but the authors are not informed how they have performed over a longer period of time.

The German Development Cooperation (Deutsche Gesellshaft für Internationale Zusammenarbeite, GIZ) in cooperation with Australian AID, have assisted the Vietnamese with assessing the severe ongoing coastal erosion and shoreline retreat taking place along the west coast of the Kien Giang province north of Ca Mau (Figure 1). In this connection, they proposed and tested out a cost-effective system for protecting against erosion and loss of Mangrove forest. The main element of the system was to build double rows of fences made of Melaleuca trees in shallow water some tens of meters into the sea. The test areas performed well, reduced coastal erosion, and allowed re-establishment of mangrove seedlings on the inside of the fences, GIZ (2012).

2.2 From satellite imagery

NGI used Landsat satellite data to map coastline change in the Ca Mau area. A total of 203 Landsat TM and Landsat ETM+ scenes from the period 1989-2012 were analyzed. The ground spatial resolution of this data is 30 m. Coastline change between Jan. 31, 1989, Sept. 8, 1999 and March 3, 2012 were assessed.

Table 1 summarizes interpreted coastline changes for some typical locations shown in Figure 2. The pattern of change is diverse, however, with generally considerable shoreline retreat along the eastern, southern and south-western shores, and locally accretion or land gain along the north-western side of the Mui Ca Mau peninsula defining the western tip of Ca Mau and Vietnam (Figs. 1 and 3). This accretion is clearly a result of sediment transport along the coastline. In the outset, it is also possible that some of the shoreline retreat could be due to coastal erosion.

It should be noted that the data in Table 1 may contain some inaccuracies due to unknown sea state (tidal fluctuations, beach slope) at image capture time.

Table 1 Summary of average coastline changes in Ca Mau

Location	**Average coastline change 2012-1989 (in m)**
1	-1100 to -1400
2	-600 to -900
3	-400 to -500
4	-300 to -400
5	+550
6	-100 to -150
7	-100 to -150
8	+1300 to +1700
9	+1200
10	+10 to +50 (oscillating)
11	+10 to +15 (oscillating)
12	-100 to -200
13	-200 to -240

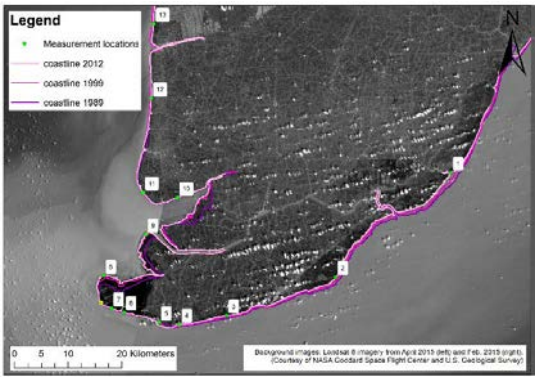


Figure 2 Location of positions with quantitative coastline change measurements in Ca Mau given in table 1

3 PROCESSES CONTRIBUTING TO COASTLINE CHANGES

The observed erosion and coastline changes along the Ca Mau coast could have several causes such as: accelerating sea-level rise; land subsidence; more severe storm surges, stronger sea currents. All factors influence coastal morphology by changing sediment flow and suspension leading to erosion or sedimentation. The following discusses briefly the different potential causes.

1) Vietnam is one of the countries in the world that seems most severely affected by an accelerating sea-level rise (Dasgupta et al.. 2007). Measurements at the East coast of Vietnam (Hon Dau) showed a sea-level rise of 3 mm/year between 1993 and 2008 and a rise of 20 cm in the last 50 years (MONRE, 2009). The flat areas in Ca Mau are particularly exposed. In combination with the observed subsidence (see section 4), sea-level rise is assumed to contribute to shoreline retreat, increased salinity or salt water intrusion and apparent rising groundwater tables in Ca Mau's coastal areas.
2) Extreme storm and storm surge events caused by typhoons occur only occasionally, since Ca Mau is not in the main area of the Pacific typhoon tracks. However typhoons in combination with sea-level rise might cause waves up to 4-5 m leading to severe damage, including erosion if they occur (IMHEN, Ca Mau PPC, 2011),.
3) A more continuous influence on erosion results from storm surges, mainly caused by surge from seasonal constant monsoon winds and their changing direction. There are two monsoon seasons in southern Vietnam: (i) SW-monsoon (wet, affects the West coast of Ca Mau with north-bound currents) and (ii) NE-monsoon (dry, affects the East coast of Ca Mau). The SW-monsoon causes waves of up to 1 m at the West coast, the NE-monsoon waves of up to 2 m at the East coast of Ca Mau. Sea-level rise is supposed to increase storm surge heights to over 1 m, leading to e.g. overtopping of dikes (IMHEN, Ca Mau PPC, 2011). Since the monsoon causes alternating surge, waves and currents this may lead to erosion along the Ca Mau coastline (Cat et al. 2011). Beyond that Cat et al. (2011) found that besides the monsoon induced sea states, irrigation and flood discharge in canals cause sediment deficits in some areas, increasing coastal erosion rates.

4) It is most likely that the shoreline retreat rate in Ca Mau has recently increased due to a combination of several factors, such as subsidence, sea-level rise, and changing wave and wind climate. As suggested in the next section, subsidence due to groundwater pumping is likely the main cause of the problems. However, also other anthropogenic factors like water management (canals or irrigation) or coastal protection (hard structures) may have local effects on erosion and accretion. Further investigations on the local wave characteristics and sediment dynamics in the near-shore zone (e.g. high resolution modeling) would be required to verify this.
5) With regard to observed changes in salinity, many Ca Mau farmers have converted from rice to shrimp farming, while ignoring the degradation of the aquatic environment. Measurements of the seasonal variations in salt water intrusion in one district indicate that salinity can no longer be washed out completely in one season. It is concluded that salinity and suspended solids in the aquatic environment in the Cai Nuoc district are increased by shrimp monoculture (Tho et al., 2006)

4 POTENTIAL SUBSIDENCE DUE TO GROUNDWATER PUMPING

4.1 Past experiences

Subsidence or settlement of the ground surface due to groundwater pumping is a very well known problem that is- or has been- experienced many places around the world. Examples from cities like Mexico City, Taipei, Bangkok, Shanghai, Tokyo, Manila, Jakarta and New Orleans are well known and widely published. Other examples of larger land areas severely affected are the Netherlands, the regions around the outlets of the Brahmaputra and Ganges rivers, and the San Joaquin Valley in California. Table 2 summarizes subsidence data from a few selected cases. The subsidence is as large as up to about 13 m in or around Mexico City, and locally the subsidence rate is still as large as 40 cm/yr. Bangkok and its metropolis has reached a subsidence of up to about 2.0 m, and some areas still subside at a rate of up to 3 cm/yr. The cities of Shanghai, Taipei and Tokyo have experienced subsidence up to 3 to 4 m, but the subsidence was stopped due to enforcement of severe restrictions on groundwater pumping.

Table 2 Selected cases of subsidence due to groundwater pumping

Location	**Maximum subsidence (m)**	**Period**	**Max. recent subsidence rate (cm/yr)**	**Reference**
Mexico city	> 13 m	≈1900-2010	≈40	Ortiz-Zamora et al. (2010)
Taipei	2 m	1955-88	0	Woo and Moh (1991)
Bangkok	≈ 2 m	1933-2002	3	Phien-wej et al. (2005)
Jakarta	4.1 m	1972-2010	28	Abidin et al. (2011)

Subsidence of, so far, somewhat smaller magnitude, has also in recent years been observed in and around Hanoi and Ho Chi Minh cities in Vietnam (e.g. Nguyen and Helm, 2000; Tien, 2012). According to Royal- Haskoning-DHV and Deltares (2013), ongoing subsidence in many areas around Ho Chi Minh City is larger than the predicted rate of sea-level rise.

The subsidence problem is often most severe where there are soft compressible clays capping deeper sand or gravel aquifers from which groundwater pumping takes place. Pumping from such confined aquifers will rapidly cause a reduction in pore pressure at the bottom of the capping layer. A reduction in pore pressure at the base of the soft clay layer will with consolidation spread upwards through the layer. The rate of pore pressure reduction and the volume change and settlement it will cause, is a rather classical geotechnical consolidation problem. If the permeability of the clay is constant with depth, and there is some supply of surface water from rainfall or other sources at the top, the final equilibrium pore pressure is represented by a linear distribution from zero at the upper groundwater level, to whatever drawdown is caused at the bottom of the clay layer.

The amount of, and time for, consolidation settlements to occur, are governed by the thickness of the layer, and variations in volumetric compressibility and permeability of the clay with depth and with effective stress changes imposed.

4.2 Ground conditions in Ca Mau

There exists limited data on soil conditions in Ca Mau, but Fugro Vietnam (2012) provided some information about what they thought could be quite typical general soil conditions, taken from a site at the Sau Nan Bridge in Ca Mau. As illustrated by Figure 3, there is in general an upper capping soft clay layer, which may extend to depths of 20 to 40 m (35 m in Figure 3), underlain by interbedded layers of medium stiff silty/sandy clay and silty sands extending to very large depths (several hundreds of meters).

Fugro Vietnam (2012) have indicated that the upper plastic soft clay layer has a water content in

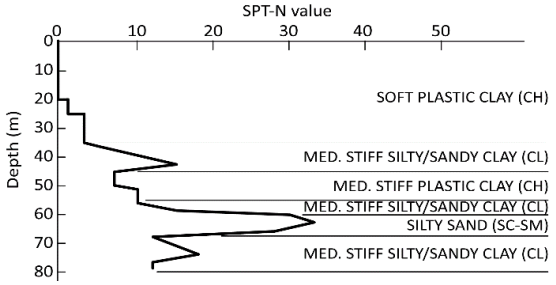


Figure 3 Soil section Sau Nan Bridge Ca Mau (Based on data from Fugro Vietnam, 2012)

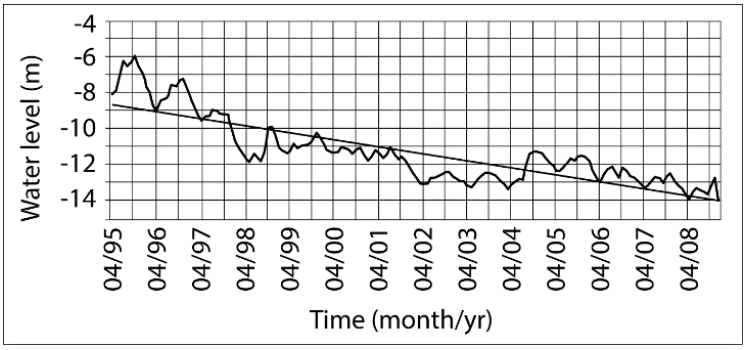
4.3 Observed pumping rates and groundwater pressures

MARD and the Division of Water Resource Planning for the South of Vietnam (DWRPIS) have provided some data on the extent of groundwater pumping in the province of Ca Mau in 2012. In total, there are 109,096 wells within Ca Mau, and the total amount of groundwater pumped out corresponds to 373,000 m^3/day (Nguyen et al., 2009). Private shallow wells, pumping just

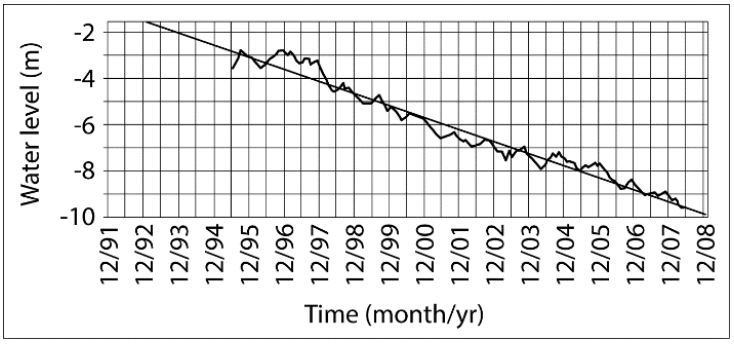
a few m^3/day represents the largest number of wells, but there are also a number of up to about 200 m deep wells that supply water to the most densely populated areas, and local industries.

The province of Ca Mau has a total surface area of about 4,350 km^2. The capping soft clay layer will strongly limit vertical recharge of surface water to the aquifers where pumping takes place. The upper capping soft clay layer also seems to extend way beyond (tens of kilometers) the borders to surrounding provinces. Even if the aquifers consist of sands with much higher permeability than the capping clay, the lateral recharge of groundwater through these layers will be small compared to the total rate of extraction. As an upper bound estimate, the average subsidence rate in Ca Mau may therefore, be calculated as the total pumping rate divided by the gross area of the province. That leads to an average subsidence rate of 3.1 cm/yr.

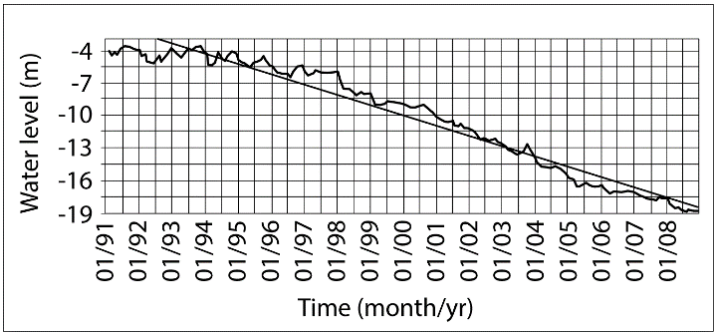
The report by Nguyen et al. (2009) also include data on measured drawdown of water level from within the aquifers that pumping takes place. Figure 4 shows three examples of measured drawdown in observation wells in the aquifers. These three sealed-off observation wells extended to depths of about 90, 136 and 166 m, respectively. The data suggest a rather steady decline in drawdown over the period 1991 through 2008, as indicated by the straight lines in Figure 4. At the end of 2008 the drawdown was measured to lie in the range 10 to 19 m. The charts show, however, that there was a drawdown of 3 to 7 m already at the start of measurements in 1991.



a) Observation well Q177020, depth 90m



b) Observation well Q19902, depth 136 m



c) Observation well Q188030, depth 166 m

Figure 4 Example of measured drawdown in water level in observation wells installed in aquifers below the upper soft clay layer (replotted from Nguyễn, K. Q. et al., 2009)

4.4 Calculated consolidation settlements

As part of the study, NGI performed analyses of possible consolidation settlements within the upper capping soft clay layer. The purpose being to get a better estimate of, not only the rate of subsidence settlement, but also the total settlements in the region up until now, and how it may develop in the future. The finite difference based 1-dimensional consolidation program Geosuite-Settlement (Vianova GeoSuite AB, 2013) was used for the analyses. The following main assumptions formed the basis for the analyses:

- A thickness of the upper capping soft clay layer was assumed 20 or 40 m.
- The clay, below an upper thin crust, was assumed to have a water content of 75 % and total unit weight 15.5 kN/m^3. Figure 5 shows the assumed in-situ pore pressure, u_0, and vertical effective stresses, σ'_{v0}, for a 40 m deep profile.
- The upper soft clay layer is in geologic terms assumed normally consolidated, but is assumed to show an apparent pre-consolidation pressure due to long-term creep effects since deposition (e.g. Bjerrum, 1967) corresponding to an overconsolidation ratio of OCR= $\sigma'_{v0}/p'_c = 1.3$.
- The volumetric compressibility characteristics were estimated from empirical correlations to the natural water content presented by Karlsrud, K. and Hernandez-Martinez (2012). The basis for these correlations are oedometer tests on very high quality block samples. The compressibility parameters, as defined in Figure 6, were based on the tangent modulus concept of Janbu (1963). Table 2 presents the settlement parameters actually used, including definitions. Some comments are given to the compressibility parameters. When the reference pressure, p'_r, in Figure 6 deviates from zero, it implies that the classical virgin compression index, $\lambda = C_c/(1+e_0)$, is non-linear when the stress is plotted in the normal log-scale. When $p'_r=0$, Janbu's modulus number, m, is equal to $\ln 10/\lambda$ and λ is constant. The dashed red line in Figure 6 represents an equivalent modulus number, m_0, when it is assumed that $p'_r = 0$ (meaning also λ is constant) when the applied stress is σ'_{M2}+50 kPa. Data presented by Karlsrud and Hernandez-Martinez (2012) show that all natural marine clays show a rather strong non-linearity when the tested samples are of high quality, which is important to account for in settlement analyses.
- The analyses also include consolidation due to creep, which in the model is assumed occurring in parallel with the primary consolidation process. The Geosuite-Settlement program use the formulations of creep parameters based on the Krycon model by Svanø

et al. (1991). A key creep parameter is the time resistance number, m_r, which is related to the more commonly used secondary compression coefficient, C_α, through the expression: $C_\alpha/(1+ e_0) = \ln 10/m_r$. Based on empirical creep parameters presented by Mesri and Castro (1987), it was selected a value of $C_\alpha/(1+ e_0) = 0.0092$.

- The stiffness and permeability of the soil layers below the upper capping soft clay layer is large compared to the upper soft clay layer, and any settlements stemming from these layers was not included in the analyses.
- The reduction (drawdown) in pore water pressure at the base of the soft clay layer was on basis of Figure 4 assumed to have dropped linearly with time to 10 or 20 m reduction after 15 years. Following t = 15 years, the analyses assumes no further drawdown at the base of the soft clay layer. Note in this respect that the data in Figure 4 suggest that the pressure may have continued to drop after 2008. Thus, the settlements predicted could in the future become significantly larger than given by these preliminary settlement analyses.

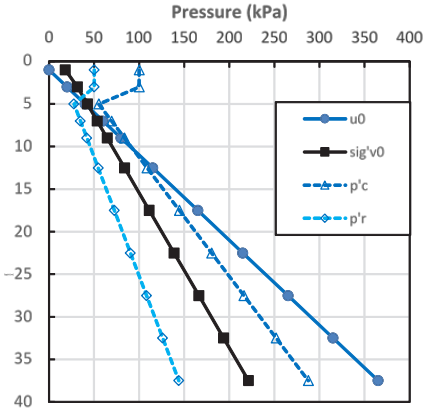


Figure 5 Assumed pore pressure and vertical effective stresses in the settlement analyses (here for 40 m thick capping soft clay layer)

Table 2 Summary of settlement parameters used in consolidation analyses

Parameter		**Explanation**
Modulus in over-consolidated stress range, M_o	$4 \cdot m \cdot p_c$	For loading up to p_c
Modulus number, m	12.5	For loading beyond p_c
Reference pressure, p_r'	$0.5 \cdot p_c$	For loading beyond p_c
In-itu vertical permeability, k_{vi}	10^{-9} m/s	$\beta_k = \frac{(\log k_1 - \log k_2)}{\Delta \varepsilon_a}$
Permeability change index, β_k	4.0	

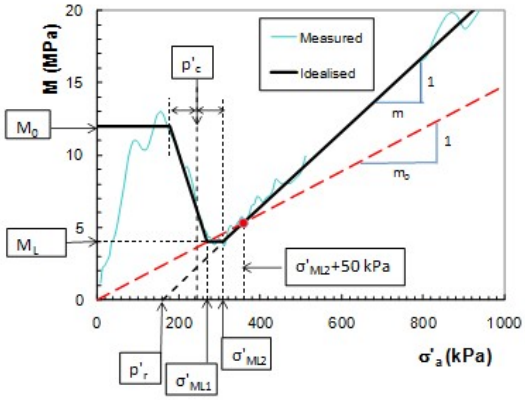


Figure 6 Definition of relationship between tangent oedometer modulus and imposed stress (from Karlsrud & Hernandez-Martinez, 2012).

Figure 7 presents the calculated development of settlement with time for the range of parameters assumed. Figure 8 shows the corresponding calculated average rate of settlement per year. Note that time t=0 in these figures is 15 years back from 2009, i.e. in 1994. The letter H in the figures represents the assumed thickness of the upper soft clay layer and "du" is the assumed reduction in pore water pressure (in m drawdown) after t=15 years and following years.

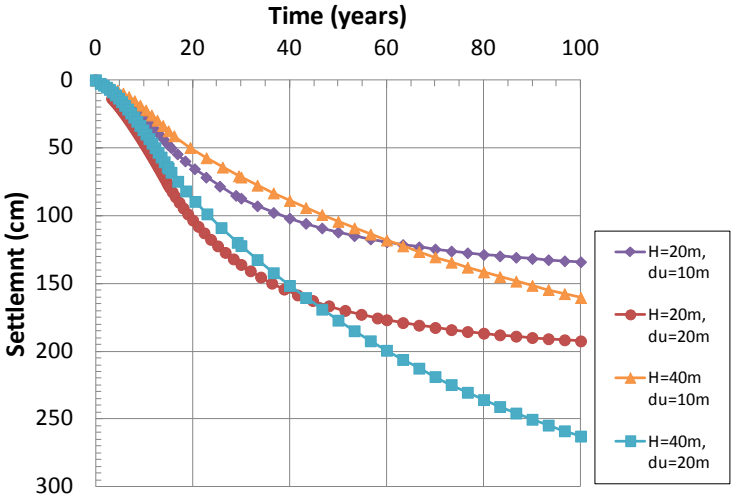


Figure 7 Summary of calculated consolidation settlements versus time for the upper soft clay layer. (Time t=0 represents year 1994)

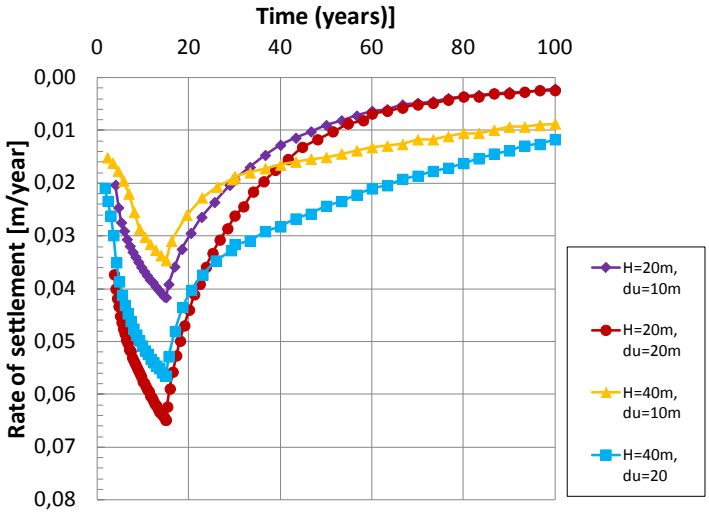


Figure 8 Calculated rate of settlement versus time (Time t=0 represents year 1994)

The analyses show that after t=15 years, the predicted settlement of the ground surface is already as large as 30 to 80 cm. Within the next 25 years (t=40 years in the figure) the predicted settlement will have increased to 90 to 150 cm, and further to 120 to 210 cm 50 years ahead (t=65 years).

There are still significant uncertainties with respect to the predicted consolidation settlements. A main uncertainty lies in if, or to what extent, the drawdown measured in the aquifers from where pumping takes place, have already reached the bottom of the upper soft clay layer. New piezometer installations to measure groundwater pressures at different levels, coupled with settlement measurements, are essential to verify the situation. Such a measurement program should not only cover representative locations across the Ca Mau province, but all the southern provinces in Vietnam shown in Figure1.

The lower range of predicted settlements in Figures 7 and 8 may be most representative for the present situation. Note however, that any settlement arising from soil strata below the capping soft clay layer are so far neglected, which would add to the predicted settlements. With increased rate of groundwater pumping the potential for settlements would also increase significantly beyond the present predictions. There are also likely to be significant local variations in settlements due to variable soil conditions and variable rates of pumping and drawdown across the province.

In a recent paper, Erban et al. (2014) have also presented an assessment of subsidence settlements, and tied that to observed average drawdown rates in the aquifers (e.g. Figure 4), They also used 1-D models to assess settlement rates, but assumed that all settlement occur in parallel with the drawdown. The soil parameters used in these analyses were based on empirical and simplistic constant modulus values as often used for aquifer “compaction analyses" by geologists (meaning consolidation analyses in geotechnical terminology). On this basis, they predicted a subsidence rate in Ca Mau province ranging from about 1.5 to 3.0 cm/yr for the average rate of drawdown experienced in the different observation wells.

Across the province of Ca Mau there may be significant variations in soil stratigraphy and in the compressibility and permeability of the different main soil units. In a paper by IUCN

(20111) it was shown a cross section along the Bassac River about 50 km NE of the province of Ca Mau. Here sandy soils were dominating down to depths of about 400 m, but included continuous "capping" clay layers in between the sandy layers.

When a better picture of the variations in soil stratigraphy across Ca Mau, as well as the other provinces in southern Vietnam is established, one will be in position to undertake more comprehensive geo-hydrological aquifer modelling of the impact of the ongoing groundwater pumping. Minderhoud et al (2015) suggested a framework for such aquifer modelling. It is important to calibrate such models against subsidence and reduction in groundwater pressures observed so far. The model can then be used to predict future scenarios, and how they depend on the future rate of pumping in different areas. It is still a shortcoming of most geo-hydrological models that they do not correctly model the time-dependent consolidation of soft soils. To get a correct prediction of subsidence it is necessary to supplement geo-hydrological modelling with soil mechanics based consolidation analyses.

4.5 Verification of subsidence from InSAR data

Erban et al. (2014) also presented assessment of ongoing settlements using satellite based InSAR technology (Interferometric Synthetic Aperture Radar). The SAR technology is based on registration of travel time for radar arrays sent from a satellite to reach the ground, and being reflected back and registered at the satellite. Changes in travel time registered during different passes of the satellite over the area of interest, makes it possible to calculate changes in elevation of an area of the ground. Use of InSAR for detecting ground movements has increased considerably over the past 20 years or so, partly due to improved accuracy and more satellite operators offering such data.

Figure 9 presents the InSAR results from Erban et al. (2014) in the form of average settlement rates based on satellite data for the period 2006-2010. The data confirm that significant subsidence is on-going, not only in Ca Mau, but in all southern provinces in Vietnam from Ho Chi Minh City and southwards to Ca Mau. The maximum subsidence rate observed in the Ca Mau province is according to Figure 10 about 3 cm/yr, which is of the same order as estimated above from analyses of effects of groundwater pumping. Note in Figure 9 that areas only depicted in gray colors are without reliable data. This is due to poor backscatter from rural areas with limited "hard" surfaces to reflect the radar arrays.

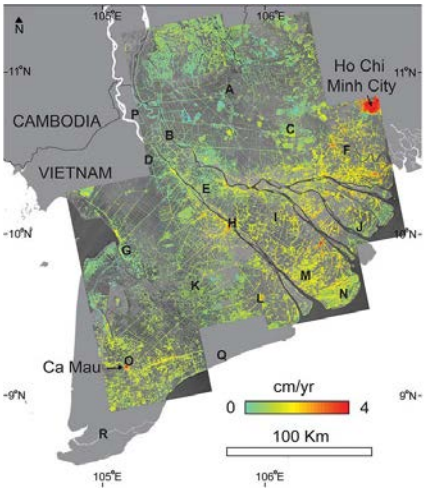


Figure 9 InSAR based average rates of land subsidence in southern Vietnam, time period 2006- 2010. Data © JAXA, METI 2011. (After Erban et al., 2014)

4.5 Potential consequences of predicted subsidence

The ground surface elevation across large parts of the Ca Mau province lies below Elevation +1.0 and +1.5. The consequences of settlements of the order as indicated above would therefore within a few years time be catastrophic for the Ca Mau province, and the whole area would eventually be lost to the sea if counteracting measures are not rapidly implemented.

The calculated subsidence settlements are most likely the main explanation for the apparent shoreline retreat observed along part of the Ca Mau coastline in recent years. The same applies to enhanced salt water intrusion and loss of Mangrove forest.

The severity of this potentially catastrophic scenario enhances by the likelihood that all the southern provinces in South Vietnam (Figure1), south of Ho Chi Min City, probably suffer from similar groundwater pumping and subsidence. At present about 24 million people live in these provinces. Without expedient actions to reduce groundwater pumping and the ongoing subsidence, the livelihood in these areas are at high risk. At present, the southern provinces stand for a very large portion of Vietnam's total agriculture and aquaculture production, as well as export of such products. With such a large loss of fertile land, Vietnam as a nation would also suffer severely.

5 RECOMMENDED ACTIONS

As part of the study presented herein, NGI has proposed a series of activities to get a verification of past and expected future subsidence caused by the on-going groundwater pumping. This included the following main activities:

1) To undertake a program of ground investigations to identify major soil units down to a depth of about 200 m, and how the thickness of the units vary across the Ca Mau region. The site investigations should be based on a combination of Standard Penetration Tests (SPT), piezocone tests (CPTU) and Shelby tube sampling. Retrieved soil samples should be subjected to routine type classification tests as well as oedometer test to determine compressibility and permeability characteristics of the different soil units.

2) Implementation of a monitoring system to document on-going subsidence settlements, as well as to get data on pore pressures within the main soil units affected by groundwater pumping across the region. Subsidence measurements could primarily be based on collection of InSAR data, but it should be coupled with physical measurements at selected locations. This will require installation of deep benchmarks (to about 200 m depth) combined with surface settlement platforms. Vertical extensometers would also be useful to identify or verify what soil units that contribute mostly to settlements.
3) Undertake 3-D global and local time-dependent aquifer analyses. This should be based on the soil data established from activity 2) and available groundwater pumping data. The aquifer analyses should be supplemented by 1-D consolidation analyses with focus on determination of time-settlement response of the upper capping soft clay layer.

Due to the rapid developing subsidence settlement, the Vietnamese authorities are encouraged to continue its efforts to implement remedial measures. The authors are aware of the concern that the Vietnamese government has in terms of sustainability of the current land use in Ca Mau and the livelihood of its people. Remedial measures that are on the list include: alternative sources of fresh water supply, introducing water-saving techniques to aquaculture farmers and introduction of pricing mechanism for fresh water supply including extraction of groundwater.

Monitoring, processing and dissemination of land subsidence information are demanding tasks. This because it needs an integrated approach to reach a diverse group of stakeholders and decision makers. Land subsidence has clearly a multi-sector perspective. The proposed monitoring system will provide the authorities with a tool that can quantify the subsidence development by concrete numbers and thereby be a useful tool in policy decisions for designing the necessary remedial measures.

In the opinion of the authors, only restriction on groundwater extraction can in the long run, save the region from a very unfavorable development. Supply of alternative clean water is certainly a challenge. Supplying water to farmers via pipelines or canals as a part of the Mekong Delta Irrigation Plan has been introduced as a possible option. On a scale like this, construction of a series of water purification plants along the existing rivers and canals might be another solution. Both solutions will be challenging in terms of cost, logistics and time to get the water distributed to local farmers, people and industries. The time element in itself is of great concern, considering the rapid unfavorable subsidence development.

If groundwater extraction continues at the present level, the only realistic alternative to save Ca Mau will be to start constructing dikes and polders along the coast and throughout the region like in the Netherlands. This will require large pumping facilities, and probably large tidal locks at some of the Mekong river delta outlets.

The problems with subsidence and shoreline retreat due to groundwater pumping that Vietnam is facing, are further enhanced by the expected climate change driven sea-level rise. The most recent report from the climate panel (IPCC, 2014) indicate that the sea-level around Vietnam by 2100 may increase by about 40 cm if actions are taken to limit global temperature increase to 2^0C, and about 80 cm if nothing is done to reduce present emission levels. To save the southern provinces of Vietnam from the impact of sea-level rise may therefore, in any case require planning for construction of some protection dikes and polders in the region, but at a much smaller scale than if subsidence induced by groundwater pumping is allowed to continue.

6 CONCLUSIONS

The study presented herein suggest that the Ca Mau province has experienced a retreat of the shoreline ranging from about 100 m to 1.4 km over the past 20 years or so. In addition, the Ca Mau coastline has experienced loss of mangrove forests and salt-water intrusion into canals and rivers in the region.

There is strong evidence that the ongoing groundwater pumping causes significant subsidence settlements in the entire Ca Mau province. Both InSAR data, and settlement analyses suggest that the present rate of settlement is at least up to 2-4 cm/yr, and that total subsidence settlements already may reached up to 40-80 cm in places. Such settlements may largely explain the observed retreat of the shoreline. Climate change related sea-level rise would add further to the subsidence related changes.

If the ongoing extensive groundwater pumping continues, in a few decades the subsidence may exceed 1.5 m. As large parts of the land areas in Ca Mau lie less than 1.5 m above sea-level, such subsidence will have very serious consequences. The severity of this scenario enhances by the likelihood that all the provinces south of Ho Chi Minh City probably suffer from similar groundwater pumping and subsidence. At present, about 24 million people live in these provinces. Without expedient actions to reduce groundwater pumping and the ongoing subsidence, the livelihood in these areas are at high risk. The only realistic way to prevent such subsidence settlements is to greatly reduce groundwater pumping in the area, and replace it with water from other sources, for instance purification plants. In addition, also in light of expected sea-level rise due to future climate-change, physical barriers and dikes to protect the region will likely be required.

Establishing an observational program, combined with soil investigations and more in-depth analyses of present and future subsidence settlements should be undertaken to verify the situation. This to ensure that remedial actions are planned for, and implemented, before it is too late.

7 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors greatly appreciate the cooperation with and support from the Norwegian Ministry of Foreign Affairs (MFA) to undertake this study, and the close and good cooperation we have had with the Ministry of Agriculture and Rural Development and other government organizations in Vietnam.

Thanks also goes to Malte Vöge (NGI), who undertook early InSAR analyses over Ca Mau, to Bruc Haile Woldeselassie (NGI), who assisted with settlement calculations, and to Gunilla Kaiser (formerly at NGI) who assessed existing literature on storm surge activity in southern Vietnam.

8 REFERENCES

Abidin, H.Z., Andreas, H., Gumilar, F., Fukuda, Y., Pohan, Y.E. and Deguchi, T. (2011). "2nd subsidence of Jakarta (Indonesia) and its relation with urban development" Nat. Hazards 59:1753-1771, Springer.

Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Seventh Rankine lecture. Geotechnique, Vol. 17, 81-118.

Cat, N.N., Tien, P.H., Sam, D.D., and Binh, N.N. (n.y.): Status of coastal erosion of Vietnam and proposed measures for protection.www.fao.org/forestry/1128608d0cd86bc02ef85da8f5b6249401b52f.pdf, access 27.11.2012.

Dasgupta, S., Laplante, B., Meisner, C., Wheeler, D., Jianping, Y. (2007): The impact of sea-level rise on developing countries: A comparative analysis. Worldbank report 4136, doi: 10.1596/1813-9450-4136.

Erban, L.E., Gorelick, S.M. and Zebker, H.A. (2014). Groundwater extraction, land subsidence and sea-level rise in the Mekong Delta, Vietnam. Environmental Research Letters.doi:10.1088/1748-9326/9/8/084010.

Fugro Vietnam (2012). Personal communication.

GIZ (Deutsche Gesellshaft für Internationale Zusammenarbeite) (2012). Coastal Rehabilitation and Mangrove Restoration using Melaleuca Fences- Practical Experience from Kien Giang Province. Published by GIZ, 2012.

IMHEN, Ca Mau PPC (2011). Climate Change Impact and Adaptation Study in the Mekong Delta Ca Mau Atlas. Institute of Meteorology, Hydrology and Environment (IMHEN), Ha Noi, Vietnam.

IPCC (2014). Climate Change 2014; Synthesis Report. Contribution of Working Gropus I, II and III to the Fith Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. IPCC, Geneve, Switzerland, 151 pp.

IUCN (20111). Groundwater in the Mekong Delta. Discussion Paper.

Janbu, N. (1963). "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests." Proc. European Conf on Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden 1963. Vol. 1, pp. 19-25.

Karlsrud, K. and Hernandez-Martinez, F.G. (2012). "Stress-strain-and strength characteristics of clays from high quality block samples". Can. Geotech. J. **50**:1-21

Mesri, G. and Castro, A. (1987). The C_α / C_c concept and K_0 during secondary compression. J. Geotech. Engrg., ASCE, 113(3), 230-247.

Minderhoud, P.S.J., Erkens, G., Pham, V.H., Vuong, B.T. and Stouthamer (2015). Assessing the potential of the multi-aquifer subsurface of the Mekong Delta (Vietnam) for land subsidence due to groundwater extraction. Proc. IAHS, 372, 73-76.

MONRE (Ministry of Natural Resources and Environment, Vietnam) (2009): Climate change, sea-level rise scenarios for Vietnam. Hanoi.

Nguyen, T.Q. and Helm, D.C. (1995). Land subsidence due to groundwater pumping in Hanoi, Vietnam. Proc. 5th Int. Symp. on Land Subsidence, The Hague, October 1995.

Nguyễn, K. Q. et al.. (2009). Báo Cáo ĐIỀU TRA HIỆN TRẠNG KHAI THÁC, SỬ DỤNG NƯỚC DƯỚI ĐẤT, ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG VÀ BIỆN PHÁP XỬ LÝ Ô NHIỄM NGUỒN NƯỚC DƯỚI ĐẤT TRÊN ĐỊA BÀN TỈNH CÀ MAU.

Ortiz-Zamora, D. and Ortego Guerro, A. (2010). "Evolution of long-term land subsidence near Mexico City: Review, field investigations and predictive simulations" Water Resource Research, Vol. 4b, June 1.

Phien-wej, N., Giao, P.H. and Nutalaya, P. (2006). Land sunsidence in Bangkok, Thailand. Eng. geology 82, pp187-201. Elvier.

Royal- Haskoning-DHV & Deltares (2013). Ho Chi Minh City Flood and Inundation Management- Final Report.

Svanø, G. Christensen, S. & Nordal, S. (1991). A soil model for consolidation and creep. Proc., 10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 269–272.

Tho N, Vromant N, Hung NT, Hens L. 2006. Organic pollution and salt intrusion in Cai Nuoc District, Ca Mau Province, Vietnam. Water Environ Res, 78(7):716-23.

Tien, N. T. (2012): Engineering Solutions for Management of Water and land Subsidence in Ho Chi Minh City (personal communication).

Vianova GeoSuite AB (2013). Novapoint GeoSuite Toolbox - GS Settlement Help, version 2.0, June 2013

Woo, S.M. and Moh, Z.C. (1991). Geotechnical Characteristics of Soils in the Taipei Basin. Proc. 10th SEAGC, Taipei, Taiwan, Vol.2, pp. 51-65.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

TETT SLISSEVEGG

Tightness of diaphragm walls

Ing. Willem Robert de Bruin, Geovita AS
Tidligere assisterende prosjektleder for Volker Staal en Funderingen (VSF) BV

SAMMENDRAG

Slissevegger blir generelt og globalt betraktet som vanntette konstruksjoner. Erfaringer fra fem store internasjonale prosjekter utført etter år 2000 har vist at lekkasjer også kan oppstå når det benyttes slissevegger. Konsekvensene av lekkasjene medførte store ødeleggelser. I nær fremtid er det planlagt flere store prosjekter i Oslo sentrum som medfører et sannsynlig behov for bruk av slissevegger. Foredraget presenterer en kartlegging av når, hvor og hvordan ulike typer lekkasjer oppstår, samt sannsynlighet for at de skjer. Det foreslås ulike metodikker for konsekvensvurdering (både geoteknisk og hydrogeologisk) for prosjektering og bygging av vanntette slissevegg med hensyn på muligheter for lekkasje eller sigevann. Til slutt, beskrives ulike preventive og korrektive metoder for å kunne detektere aktive og latente lekkasjer i forskjellige faser i byggeprosessen. Eurokode 7 fra 2004 og Eurokode NS-EN 1538 fra 2010 er brukt som veileder og beslutningsverktøy for å analysere ulike risiko ved vanntetthet og gjennomtrengeligheten av slissevegger.

SUMMARY

Diaphragm walls are generally and worldwide considered as impervious structures. Experiences from five international large projects after the year 2000 proves that the chances of leakages are real and present. The consequences of these leakages were devastating. In the near future projects are planned in the urban vicinity of Oslo with the probable need for diaphragm walls. The following paper describes how, where and when different types of leakages may occur and the probability of occurring. Several methods are proposed for impact assessment (both geotechnical and hydrological) with preventively designing, engineering and building diaphragm walls considering the possibilities on leakages or seepage. Finally, the paper describes available methods to detect leakages and chances on leakages in the different stages of building a diaphragm wall both preventively and correctively. Eurocode 7 dated 2004 and Eurocode NS-EN 1538 dated 2010 are used as guidance to analyze the different risks involving watertightness and waterproofness of diaphragm walls.

INNLEDNING

Skader som kan tilbakeføres til grunn- og fundamenteringsarbeider innenfor bygg-, anleggs- og eiendomsbransjen er ofte relatert til grunnvann. Byggegroper og slisseveggkonstruksjoner som ikke er tette eller tilstrekkelig tette er en del av årsaken. Tetting av slissevegg er en prosess hvor prosjektering og utførelse henger nøye sammen.

1 RISIKO VED UTETT SLISSEVEGG

Uregelmessigheter i vann resistente slissevegger i urban området kan forårsake lekkasje og resultere i redusert grunnvannshøyde med tilhørende konsekvens: grunnbrudd og setninger.

1.1 PROSJEKTER MED UTETT SLISSEVEG

3 mars 2009 forårsaket en utett slissevegg at en byggegrop kollapset i Köln. Årsaken var lekkasje som medførte utvasking av jord med dertil undergraving av bæreevne og stabiliteten til eksiterende omliggende bebyggelse. Resultat var at By Arkiv bygget veltet inn i byggegrop. Konsekvensen var at 2 personen mistet livet og ca. 80 personer ble skadet.

Figur 1: Die Welt Digital 14.01.'14 "Wer war schuld am Einsturz des Kölner Stadtarchivs?"

I 2008 ble det registrert settinger på eksisterende bebyggelse mens prosjekt «Noord-Zuid lijn» var under bygging i Amsterdam. De såkalte «Wevershuisjes» ved Vijzelgracht stasjon fikk setninger grunnen lekkasje i en slissevegg. Vedlagte tabell 1 gir oversikt over ulike prosjekter.

Figur 2: Setningsskade ved Vijzelgracht stasjon, Amsterdam.

Prosjekt	Sted	Dato	Type kollaps	Sannsynlig grunn for kollaps	Konsekvens
Taegu Metro	Sør Korea	01.01.2000	Slissevegg kollaps	Utvasking gjennom lekkasje i slissevegg	Tre døde, nabobygninger alvorlig skadet
Guangzhou Metro Line 3	Kina	01.04.2004	Slissevegg kollaps	Stor fluktuasjon av grunnvann pga regn	Kollaps av 3 etasjers bygg
Kaohsiung RapidTransit	Taiwan	29.05.2004	Grunnbrudd	Lekkasje gjennom slissevegg	Nabobygninger alvorlig skadet
Noord-Zuid lijn Amsterdam	Nederland	19.06.2008	Grunnbrudd	Lekkasje gjennom slissevegg	Nabobygninger skadet
Nord-Syd Metro Linje Köln	Tyskland	03.03.2009	Slissevegg kollaps	Grunnbrudd som følge av lekkasje gjennom slissevegg	To døde Byens historiske arkiv (6 etasjer) kollapset

Tabell 1: Oversikt prosjekter med skade som konsekvens av utett slissevegg.

1.2 RISIKO PÅ UTETT SLISSEVEGG

Før problemene ved Vijzelgracht Stasjon i Amsterdam ble bygging med slissevegg ansett som en trygg, men dyr løsning for en støttevegg. Undersøk /1/ på Hollandske prosjekter viste at det finnes er en 1:600 risiko for problemer vedrørende tetting på paneler.

Sannsynligheten av at 1 av 600 kan syntes å være en lav verdi, men hvis man betrakter et vanlig prosjekt som en underjordisk trikkestasjon eller parkeringsplass som innebærer 100 paneler og med et tilsvarende antall fuger blir sjanse for kalamiteter 16%. Tilsvarende sannsynlighet er også observert i prosjekter utenfor Nederland /2/ og /3/.
Eurokode NS-EN 1538 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Slissevegger /4/ sier:

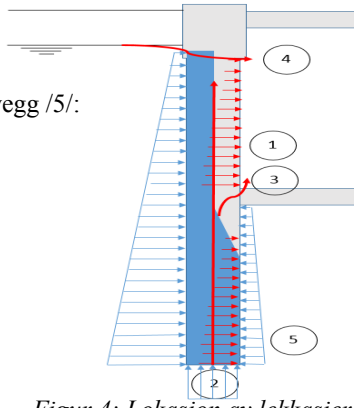
> **7.1.10** Design shall consider that diaphragm walls cannot be expected to be completely watertight, since leakage can occur at joints, at recesses or through the wall material.

Fig. 3: NS-EN 1538:2010+A1:2015 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider -Slissevegger.

1.3 LOKASJON AV LEKKASJER

Det finnes 5 ulike steder hvor lekkasje kan oppstå i slissevegg /5/:

1) I selve panel;
2) Ved panelfugene: vertikalt;
3) Ved bunnen av nederste fuge: horisontalt;
4) Ved toppen av øverste fuge: horisontalt;
5) Gjennom selve slisseveggen, under formasjonsplan.



Figur 4: Lokasjon av lekkasjer

1.4 ÅRSKAKER TIL UTETT SLISSEVEGG

Lekkasjen i utett slissevegg skyldes ulike årsaker:

1) I selve panel:
   a. Inneslutninger av jord eller bentonitt i slissevegg panel (for tett armering, dybde av veggen, størrelse på avstandsholder, veggtykkelse, kontinuitet i støpning, viskositet på betong, avbrudd eller forsinkelser i støpning);
   b. Tilfeldig sprekkdannelse i betong som følge av krymping;
   c. Dårlig betongkvalitet (inhomogenitet / inneslutninger / støpereir);
2) Ved panelfugene: vertikalt (størst risiko for lekkasjer):
   a. Panelbevegelse som følge av graving;
   b. Ulikt vertikal vektfordeling fra konstruksjonen på slisseveggen;
   c. Ulik forspenninger av forankring;
   d. Dårlig betongkvalitet nær fugene;
   e. Innesluttet slurry ved fugene.
3) Ved bunnen av nederste fuge: horisontalt (gulv – vegg anslutning) neste størst risiko:
   a. Utydelig ansvarsfordeling mellom underentreprenør for vegg og for gulv;
   b. Løsning på anslutning armering / innstøpt gummi profil mot anslutning gulv – vegg (unngås med f.eks. Soletanche Panasol- eller Bachy's Prefasil-system).
4) Ved toppen av øverste fuge: horisontalt (toppgulv – vegg anslutning):
   a. Høyt grunnvannsnivå;
   b. Regnvann som samler seg i tilbakefylte masser (kan unngås preventiv ved bruk av gummi stripp som vannstopp f. eks. Hydrotite, drenering eller vanntett membran).
5) Gjennom selve slisseveggen, under formasjonsplan:
   Avvik ved slissing f. eksempel ved tynne slissevegger med eksessive dybder.

1.5 NÅR UTETT SLISSEVEGG OPPSTÅR

Årsakene til utetthet i slisseveggene oppstår i ulike faser og momenter /6/:

Utførelsesmetode:

1. Rengjøring av bentonitt;
2. Fuge areal;
3. Utforming av fuger;
4. Flagre eller vibrering av endestenget;
5. Vertikalheten, rettheten og toleranser:
6. Betongnivået versus «tremie» støperør nivået;
7. Herdertid i tidligere lagt panel;
8. Hastighet ved graving;

Betongstøping:

9. Betongens viskositetsoppførsel;
10. Avbrudd ved støpning;

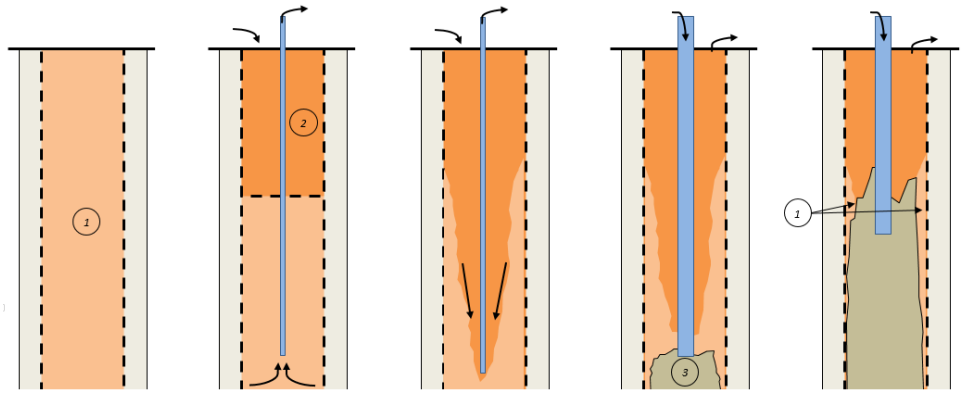
Spesiale tilfeller:

11. Grunnbrudd;
12. Permeabilitet av betong;
13. Kontakt med blokker / berg.

Figur 5: Slissevegg i begrenset området /7/.

1) Rengjøring av bentonitt

Metoden for å regenerere eller erstatte bentonitt er en delikat-, og sårbar prosess som har stor påvirkning på oppnådd resultat hvis ikke utført korrekt. Erstatning av bentonitt foretrekkes fremfor regenerering på grunn av kvalitet (spesielt ved silt) og tid for regenerering. Rengjøringen baseres på differanse i densitet mellom frisk og regenerert bentonitt. Bentonitt med høyere densitet (forurenset) blir pumpet bort fra bunn i slissen og erstattes med frisk bentonitt med lavere densitet fra toppen. Bentonittens tiksotropi forhindrer at støte væske flytter til lokasjonen hvor væsken blir pumpet bort. Dette forsøkes å kompensere ved å omplassere og flytte sugerøret under pumpingen. Differansen i densitet beton-bentonitt betyr minimalt sandinnholt. Motsatt av maksimalt sandinnhold i bentonitt < 4-6% (art. 6.2.1.4 EN 1538) bør sandinnhold være maks 2 eller helst 1% /1/. EN 1538 setter generelt minimale krav.



Figur 6: Feil rengjøring: 1) Forurenset bentonitt 2) Ny frisk / regenerert bentonitt 3) Betong.

2) Fuge areal

Rengjøringen av arealet til panelfuge skjer ofte med en contra mold grabb eller en meisel. Endestenger utstyrt med gummi vannstop (se figur 12, CWS-systemet) blir rengjort mer forsiktig for å unngå skade på gummi. Slissete grøfter som står åpen lengere enn nødvendig tar med seg økt risiko for at bentonitt kaken blir for tykt ettersom adhesjonen av bentonitten til betongen øker. En risikerer at kaken blir for tykt til å kunne børstes bort ved betongstøping. Kravene gitt i NS-EN 1538:2010 er muligens ikke strengt nok til å ta høyde for dette:

8.5 Cleaning the excavation

8.5.1 When a support fluid has to be replaced by concrete or another material, the bottom of the excavation shall be cleaned and the joints shall be cleaned if necessary.

Figur 7: NS-EN 1538:2010+A1:2015 Utførelse av spesielle geotekniske arbeide Slissevegger.

Det er her at ordet «*if necessary*» tar med seg mulighet for tolkning. DIN 4126 /8/ er mer konkrett "*Immidiately prior to reinforcing (in case of unreinforced walls, prior to concreting), the joint faces of prefabricated diaphragm wall sections shall be cleaned, the bottom of the trench of mud which has been deposited there, and the liquid in the trench homogenized.*"

3) Utforming av fuger

Eurokode stiller krav vedrørende utførelse av utformingen av fugene til slissevegg:

8.6 Forming the joints

The joints are normally formed either by using steel or concrete stop ends or by cutting into the concrete or hardened material of the previously cast adjacent panel. In some cases, waterstops can be incorporated into the joints.

Stop ends shall be of adequate strength and properly aligned throughout their length.

In the case of stop ends which are extracted vertically, the extraction shall be made gradually during the setting of the concrete or other material. The detailed procedure for forming the joints shall be established during construction of the first panels of each type. In the case of stop ends which are extracted laterally, the extraction shall be made upon completion of the excavation of the adjacent panel.

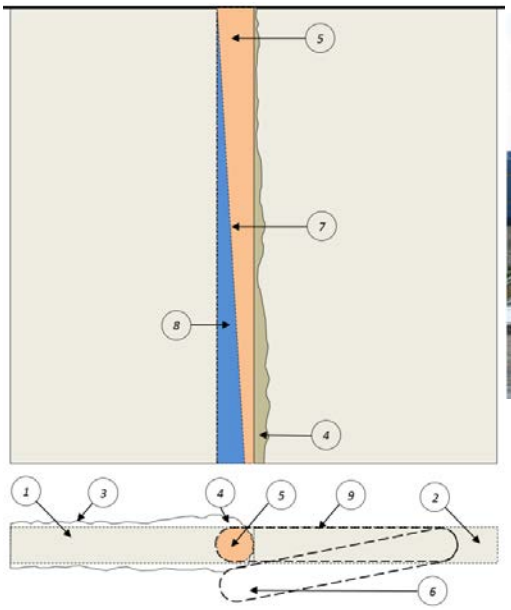
Fig. 8: NS-EN 1538:2010+A1:2015 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider -Slissevegger.

Utformingen av fugene er uten tvil en av de mest vanskelige detaljene på en slissevegg. Når slisseveggens primære funksjon er vanntetting er det mulig å sikre funksjonalitet ved å gi fugene en overlapp med grabenen. Fuge er der hvor den «gamle» slissevegg møter den «nye» nettopp ferdiglagd panel. Hvis slisseveggen i tillegg har vertikale og horisontale belastninger, (- som de fleste har), er det essensielt å ha stor oppmerksomhet på utforming av fugene. Det må absolutt ikke forekomme åpninger som muliggjør lekkasjer med medfølgende utvasking av fine partikler. En fuge bør være:

1. Så vertikal som mulig;
2. Fugens «ansikt», mot nye panelet, bør være glatt og fri fra jord eller betong.

Selve funksjonen av «stop end» er først og fremst å etablere en god kobling mellom panelene:

- Bruk av «stop end» eller endesteng sørger for at fuge er rett etter støpning;
- Deretter hindrer endesteng innestengt betong (betong bak endesteng som hindrer graving av neste panel);
- Dessuten styrer noe typer endestenger grabben nedover. Figur 9 viser vanskelighetene:



Figur 9: Formering av fuge etter /9/.

Figur 10: Uttrekning av endesteng /7/.

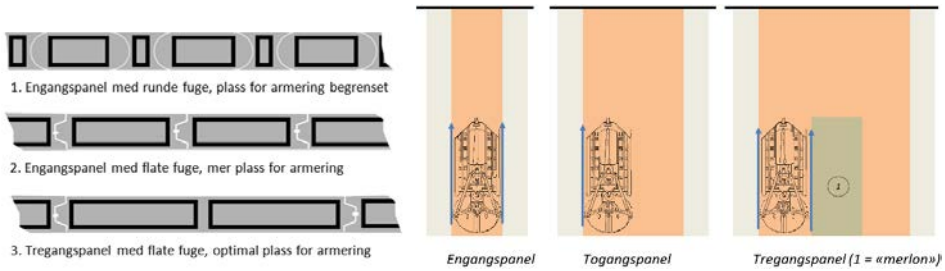
1) Teoretisk gravearealet for venstre seksjon av slissevegg: «gamle» panel;
2) Teoretisk gravearealet for høyre seksjon av slissevegg: «ny» panel;
3) Aktuelle «over» graving, tilbake fylt med betong;
4) 'Over-bredde' betong ved endestenget. Trekkes ut igjen etter betongen er støpt. Hvis alternativt ferdiglagd fuge elementer blir brukt, blir disse værende igjen i betongen;
5) Åpningen etter stop-end rør har blitt trukket;
6) Rotasjon av grabbeutstyr hvis «over-bredde» betongen ikke er tatt bort;
7) Vertikal defleksjon av grabbeutstyr etterlater «over-bredde» i betong;
8) Området med fare for innlekkasje / innstrømning av jord og vann;
9) Korrekt posisjon av grabbeutstyr.

<u>Generelt finnes to ulike type fuger /9/:</u>

A. Stop-end eller endestenget med stålrør.
   Runde eller firkant stop-end rør (med eller uten tenner / klør: se figur 13 og 14) kan brukes. Rørene trekkes etter ferdig betongstøping. Overlengde av betongen pigges bort og ansikt av fuge rengjøres fri for betong og jord. Hvis ikke rengjøringen utføres korrekt er det ensbetydende med at grabbeutstyret avbøyes ved utgraving av neste panel. Kun etter kontrollmålinger av posisjon og inspeksjon av rengjort overflate skal betong støpes i det «nye» panelet;

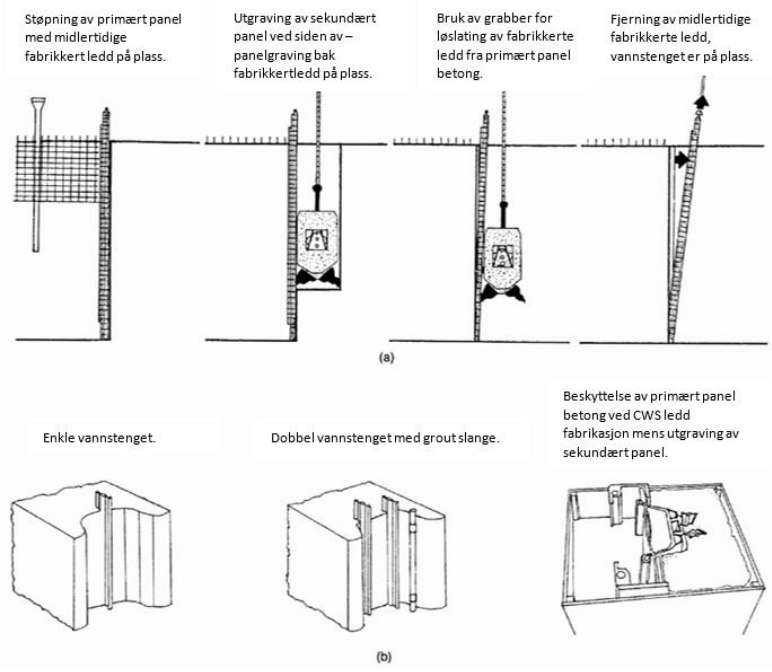
B. Ferdiglagd elementer av betong.
   Det finnes få, om -ingen ulemper ved denne metoden gitt at fundamentale prinsipper / regler for installasjon blir utført korrekt. Elementene blir installert vertikalt på ende av ny slisseseksjon og betong blir støpt. Grøften er normalt bredere enn det ferdiglagde elementet slik at betongstøpen omringer elementet. Ved bruk av ferdiglagde elementer som fuge i slissevegg er det likevel viktig med spesial oppmerksomhet -og riktig fagkunnskap i forhold til bruk av 'stop-end' av stål rør:

- Over-bredde på betongen har normalt en form med relative sløve buler rund selve elementet. Det er vanskelig å fjerne betongen som blir formert etter trekning av stop end rør av stål (se også figur 23 b);
- Situasjonen kan forbedres ved at (maskin)kult eller velgradert sprengstein fylles mellom grøftenende og ferdiglagd fuge. Det er viktig at kult eller stein ikke blandes med betongen og at det ikke formeres støpereir av kult eller stein. Kult eller sprengstein fjernes i sin helhet;
- Vanligvis består de ferdiglagde elementer av tørr betong. Tørre betongen vil absorbere fukt fra bentonittslammet som kan føre til at det formes en kake på selve overflaten av elementet. Hvis betongstøpingen ikke er utført direkte, vil denne kaken ikke bli fjernet av stigende betongen. Resultatet blir porøse soner.



Figur 11a: Effektiv plass for armering /10/ Figur 11b: Engangs, togangs og tregangspanel.

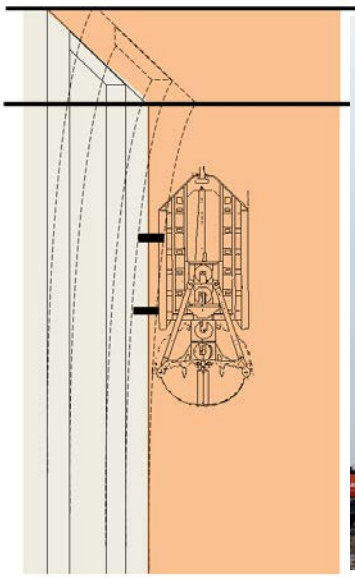
En oversikt av ulike type fuger er gitt i «A new method for quality control for construction joints in diaphragm walls», /11/.



Figur 12: (a) Slissevegg ledde systemet. (b) Eksempler av den CWS ledd etter fjerning av midlertidige stop-end (etter SIF Entreprise Bachy) /12/. Viktig er ikke-vertikalt fjerning.

4) Flagre eller vibrering av endestenget

Når endestenget blir fjernet ved hjelp av en grabbe med klør så vil endestenget flagre eller vibrerer endestenget helt uten, se figur 13. Opp- og nedbevegelsen av endestenget kan medføre skraping på bentonittkaken eller på innsiden av slissegrøfteveggen. Dette kan resultere i løse partikler som kan hekte eller klistre seg til fuge som videre kan forårsake dannelse av hulrom. Risikoen for dannelse av hulrom kan reduseres ved å rengjøre fugearealet før betongstøp.



Figur 13: Flagre eller vibrering av endestenget. *Figur 14: Slissegrabber med klør /7/.*

Alternativt kan endestenget trekkes ved bruk av hydraulisk utstyr som vist i figur 14. Ved bruk av denne metoden unngår man flaggring eller vibrering av endestenget, og dermed de nevnte ulempene. Se også krav vedrørende uttrekning fra EC 1538 art 8.6.

Figur 15: Uttrekning av endestenget med bruk av hydraulikk /7/.

Trekkraft kapasitet av jekken vist i figur 15 er mellom 1750 – 3350 kN for runde stop end og opp til 4800 kN for flate endestenger. Det stiller høye krav til ledeveggene.

5) Vertikalheten, retthet og toleranser

Avvik i vertikalheten kan medføre problemer med fugene mellom de ulike panelene. Ved slissingen kobles grabben til endestenget ved hjelp av klør for å kunne løsne selve endestenget og for å ta den opp. Med borttatt endestenget finnes det mulighet for at bentonittkake og løse jordpartikler kan hekte seg til den ferdiglagde panelfugen. Avvik i vertikalheten medfører økt sjanse for at rensehodene eller renseskoene ikke klarer å rengjøre alt. NS-EN1538:2010 setter krav til vertikalheten i langs- og tversretningen til 1%, se figur 16. EN1538 stiller minimums krav, og kravet er i ulike prosjekter satt strenger: opp til 0,5% /1/.

> **8.2.2.3** Except where otherwise specified, verticality of the panels (including their ends) shall be within 1 % of the depth in both transverse and longitudinal directions.

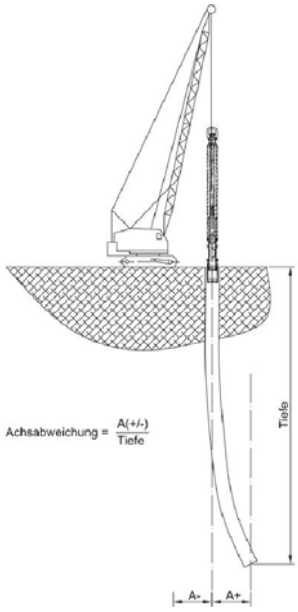
Figur 16. NS-EN 1538:2010+A1:2015 Utførelse av spesielle geotekniske arbeid Slissevegger.

Dette kravet har er forbundet med to ulemper:

- Større positive eller større negative verdier opphever hverandre;
- Det finnes ingen krav om med hvilken frekvens denne verdi kan blir oversteget.

Universitet av Münster har utviklet en modell /13/ for å kunne estimere disse to verdiene. Resultatet er samlet i en database som kan brukes for prosjekter, se også figur 17:

1. Hent verdier (toleransekrav) for å kunne sette vertikalhett for et framtidig prosjekt;
2. Bruke verdiene for å kunne definere spesielt krav om toleranser i kontrakten;
3. Estimer grad for avvik (standarddeviasjon);
4. Sammenlikne avvik for et framtidig prosjekt med referanse prosjekter;
5. Hent parametere for å kunne bruke i en risiko analyse av tettheten til slissevegg.

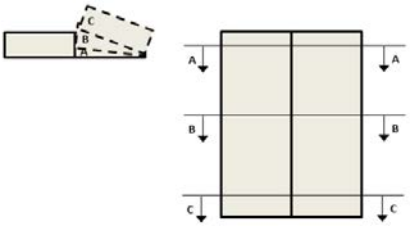


Figur 17. Definisjon av akse deviasjon /13/. *Figur 18: Langt grabber for retningskontroll /7/.*

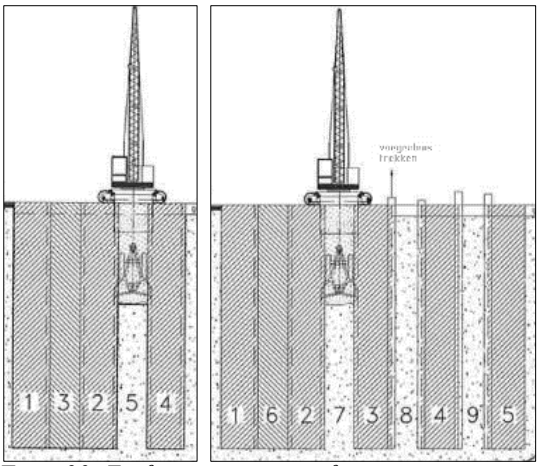
Det er «Institut für unterirdisches Bauen (IuB)» som har utviklet tilhørende datasett som muliggjør analyser av data fra innmålinger. Hensikten med dette er å bygge opp en ekstensiv referanse katalog gjennom en godt dokumentert database. Figur 18 viser en langt grabber som tilbyr mer kontroll på retning og vertikalheten.

Kontinuerlige «engangsfase» eller «trefase» slissevegger oppnår symmetrisk lasting av grabben ved graving mens «dobbelt fase» eller Pilgrim Method trenger ledning ved stop-end, se figur 20. Engangs- og tregangspanel oppnår også mer symmetrisk motstand, se figur 11b.

En grabber er aldri komplett sentrisk som gir mulighet for rotasjon eller spiralmessig grave forløp av grabbegrøft. For å unngå dette er det lurt å snu grabben noe ganger mens det grabbes i dybden. Se figur 19:



Figur 19: Rotasjon av grabber.



Figur 20: En-fase system og to-fase system.

Figur 21 viser en grabber med en såkalte «fuge inspektør», se også /11/. Ved hjelp av utstyret kan vertikalheten, vride eller roterte tilstand, posisjon av stop-end og eksessiv betongmengde kontrolleres:

Figur 21: «Fuge inspektør», uttak av /11/.

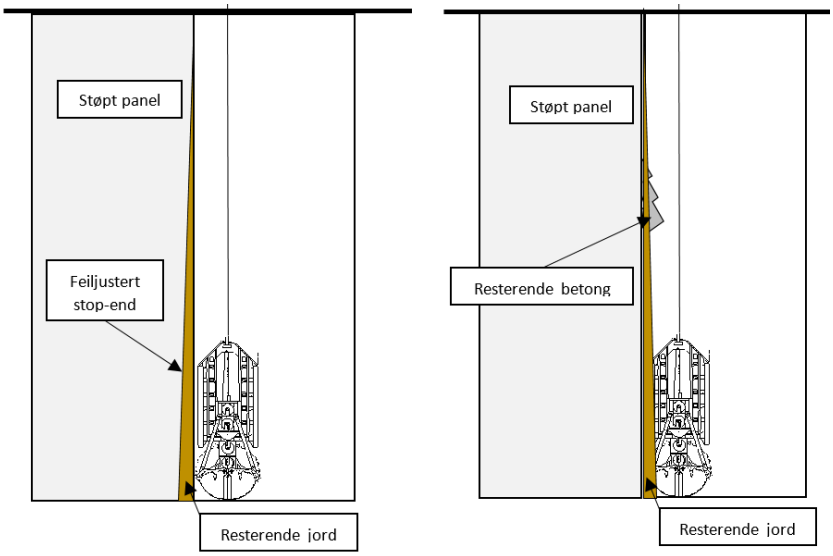
Eurokode NS-EN 1538: 8.2.1 stiller krav om toleranse for graving av paneler. Retthetsoppnåelse av slisseveggen er i tillegg avhengig av valgt utstyr, se tabell 2:

Grave metode	Vertikalheten (1)	Vertikalheten (2)	Maks. dybde (m)
Kabelgrabb (se figur 18)	1:300	1:80	55 /26/
Kelly bar / hydraulisk grabb (se figur 40)	1:500	1:150	25 /26/
Hydrofraise (se figur 36)	1:2000	1:250	> 100 /26/

Tabell 2: Vertikal nøyaktighet for generelle type grabber: (1) Sanno /14/ og (2) Jetgrunn /15/.

Figur 22: Slissevegg ved begrensede arbeidsplass, korte grabber kan være grunn til avvik /7/.

Vertikalheten av slisseveggen / panel oppnås ved grabbens egenvekt, som sørger for nedadrettet vertikal kraft. Vekten varier fra f.eks. 14.000 kg for Liebherrs type HSWG 3.2/600-1000 til 27.000 kg for type HSWG 3.2/800-1500. Figur 22 viser en liten grabber med begrenset egenvekt som dermed kan gi store avvik i vertikalheten. Vertikaliteten til leddkonstruksjonen samme som rengjorte arealet til den 'nye' panel er essensiell for om hvordan de ulike paneler griper inn i hverandre, se også figur 23. Hvis ikke dette ivaretas er sjansen stor for at kvaliteten av avgravde panel avviker i høy grad, hvis graben som følge av dette avledes.

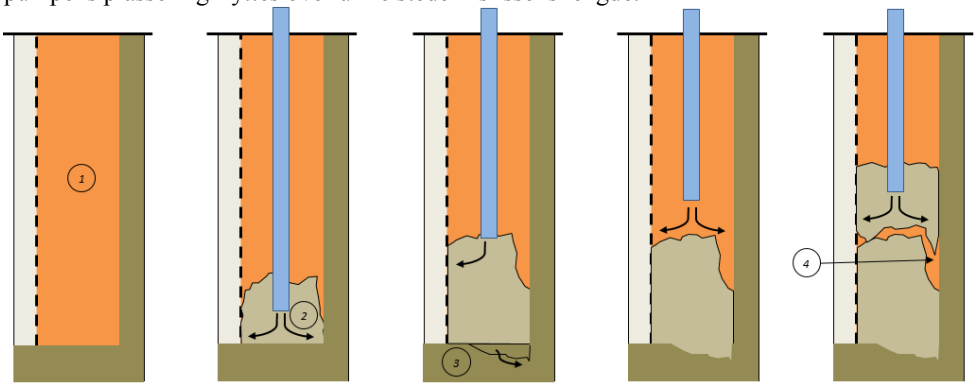


Figur 23: a) Avvik grunnen feil justert stop-end. b) Avvik grunn overflødig betong,

Arealene langs leddkonstruksjonen som blir utsatt for vanntrykk, hvor overflødig betong ikke er fjernet, forbli en ukontrollert risiko mens utgravingen utføres. Et mulig tiltak er å dekke disse arealene med stålplater og hard skum fra topp til bunn av utgravingsnivået. Slissen kan deretter rengjøres ved bruk av pump, eller «airlift». Rengjøring av fugene utføres ved bruk av skraper, børstehjul eller vannstråle. Skraper skal ikke benyttes på fuger med gummi strip. EN 1538 stiller ingen krav om dette.

6) Betongnivået versus «tremie» støperør nivået

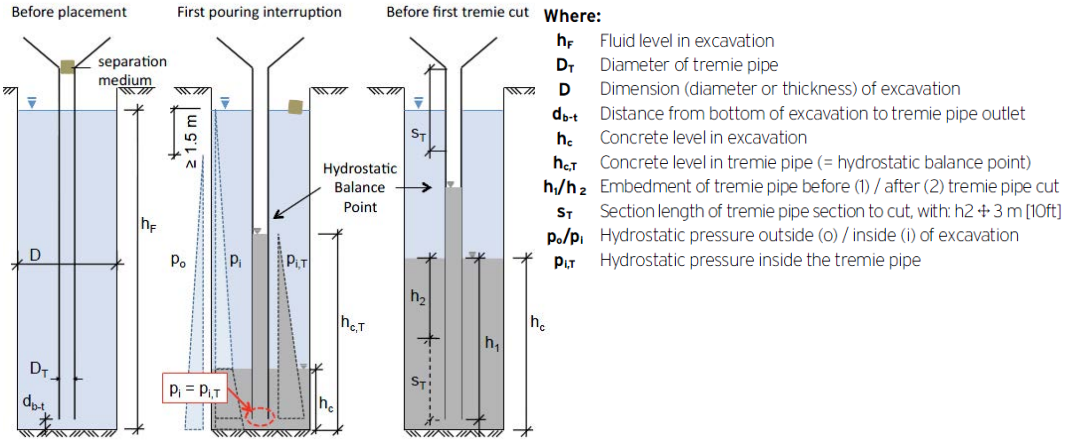
Overvåkning av betong- og støperør nivåene under støpningen er veldig viktig. Når nedkant av støperør er nær støpenivået forandres betongs viskositetsoppførsel i forhold til når støperør er dypere i betongen. En ekstrem situasjon oppstår når nedkant av støperør er høyere enn betongnivået og stigningen i betong dermed er periodisk avbrutt. I så tilfelle dannes horisontale hulrom med bentonitt. En plutselig senkning av betongnivået, på grunn av grunnbrudd muliggjør også forming hulrom med bentonitt (se figur 24). Kravet vedrørende bruk av tremie finnes i EC 7 8.8.3 – 8.8.8.4. Uansett hvilken metode som blir brukt, bør pumpens plassering flyttes over ulike steder i slissens lengde.



Figur 24: støpe rør versus betongnivået:

1) Bentonitt
2) Betong
3) Passivt grunnbrudd
4) Hulrom

Anbefalinger vedrørende støpning er gitt i «*EFFC Best practice guide to tremie concrete for deep foundations*» /16/, se figur 25 med h_1 som lengde før og h_2 som lengde etter 1. sekvens.



Figur 25: Farser i tremie støpningssekvens, uttak av /16/.

7) Herdertid i tidligere lagd panel

Herdetid av betong i ferdiglagd panel bestemmer i hvilken grad bentonitt fester seg til den panelfuge. Bentonitt har en tendens til å feste seg lettere til fresk betong og øker dermed risikoen for at det formes en tykkere bentonittkake på panelets fugeareal. Resultatet er vanskeligere rengjøring og økende sannsynlighet for dannelse av hulrom.

8) Gravehastighet

Hastigheten ved opptaging av grabber bør ikke vare for høyt. Ved opptaging oppstår et undertrykk rett under og et overtrykk over grabber i bentonitten. Resultatet kan bli at veggene blir suget inn i slisse med tilhørende lokalt grunnbrudd /10/. NS-EN 1538 stiller ingen krav til heve- eller senke-hastighet av grabber. Til motsetning stilles det krav til støpehastighet i slisse, se figur 26. Ønskelig krav til hastighet av senkning og heising av er 0,5 – 1 m/sek for senkning og 1 m/sek for heising /10/ og /17/.

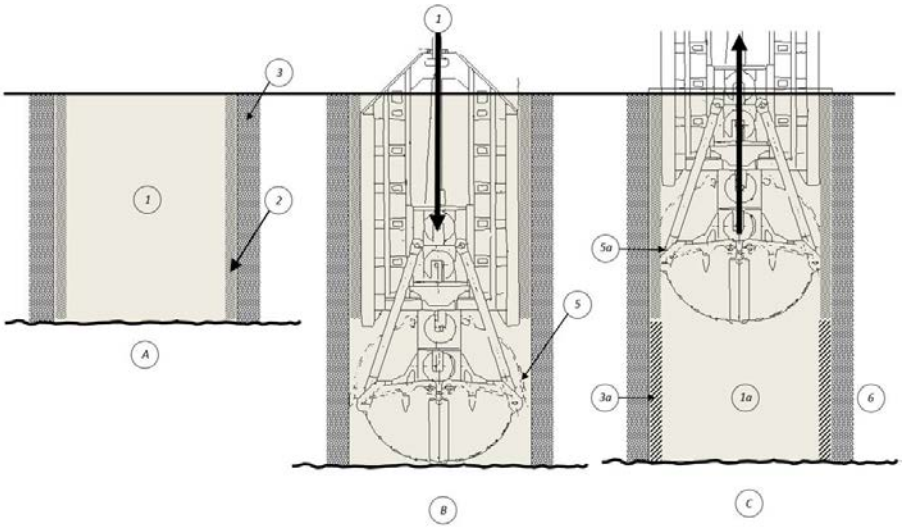
The average rate of concrete rising over the full height of the panel should not be less than 3 m/h.

Figur 26: Anbefalinger vedrørende hastighet for støpning ved slissevegg fra EN 1538 art. 8.8.

Fristående høyde /9/:

Figur 27 illustrerer de tre hovedfasene i utgraving av slisse med støtte av bentonittslam:

- Fase A viser slissen fult med bentonitt. Gravedybde er til svart linje. Bentonitt kaken (2) har blitt formert og støtter sidene (2);
- Fase B viser videre utgravingen. Grabbeutstyret (5) åpner og tar opp massene. Mens denne prosessen foregår må selve slissen stå fri uten støtte av bentonitt, over en kort periode, mellom dybde fra fase A og fase B. Dette skyldes at bentonitten har ikke blitt formet til en kake i denne periode, over denne begrensede tid.
- Fase C viser at kaken har blitt formert (3a).



Figur 27 A), B) og C): Fri stående høyde ved slissing.

Generelt bør hele sekvens: graving, bentonitt, plassering av armering og støpning være så uavbrutt og kort som mulig /1/.

Ligningen for fri stående høyde viser at det er ingen mulig fri stående høyde uten kohesjon c:

$$h_f = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (1)$$

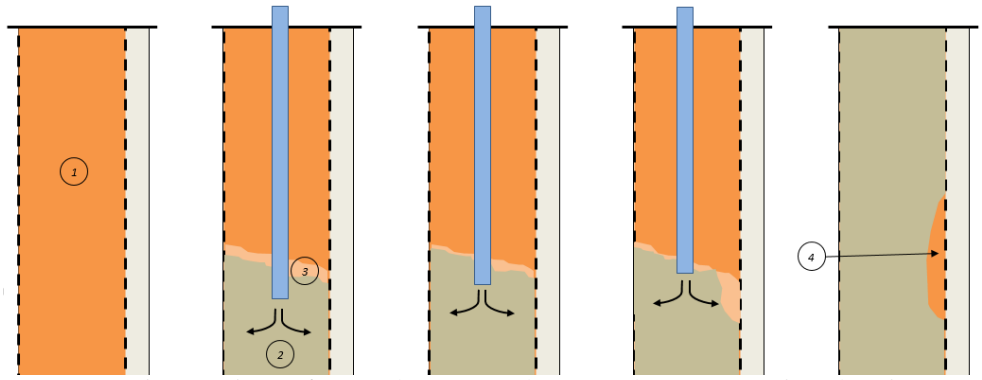
Med:

h_f	= fristående høyde (fig. 26: 3a)	γ	= densitet
c	= kohesjon	K_a	= permeabilitet

Dette har stor påvirkning på valg av størrelse på grabben, spesielt når entreprenøren foreslår å bruke en større grabb på grunn av tid. Henvises til /6/ for å vurdere tidsaspekten fra kake forming.

9) Flytte motstand

Flyttegenskapene til betongen i forhold slissegeometri og bentonitt er utslagsgivende for utviklingen av hulrom. I horisontal retning bør betongen ha en symmetrisk flyte-motstand som er avhengig av form på slisse og layout av armering. Hvis ikke det er tilfellet risikerer en at det kan oppstå hulrom med bentonitt ved panelfuge, se figur 28. I figuren vises eksempel hvor eroderende kapasiteten av betongen ikke er i stand til å fortrenge plastret lag med bentonitt. Det anbefales å bruke to støperør for å redusere risiko for at dette skal forkomme. I tillegg er differanse i viskositeten mellom bentonitt og betong utslagsgivende. Støpning med lave hastigheter medfører at det er vanskelighet for betong å kunne «dytte bort» bentonitt, mens støpningen med høyere hastigheter har bedre resultat og mindre sannsynlighet for forming av hulrom (se figur 28).



Figur 28: Helning av betongfronten 1) Bentonitt 2) Betong 3) Forurenset slam 4) Hulrom.

En for tett armering kan hindre betongen fra å strømme og dermed resultere i at betongen ikke fortrenger bentonitt-slammet slik at inneslutninger av bentonitt forekommer og hulrom dannes. Plassering og avstand mellom armering og fuge er enda mer kritisk sett i forhold til dannelse av inneslutninger og hulrom. Krav er 100mm ifølge NS-EN1538, men 200 mm er ønskelig. Disse verdier bør suppleres med toleranser på skjevhet. Forhold faktor 7 bør brukes ved forhold steinmaterial (f.eks. d = 32mm) og armerings avstand /1/, i stedet for faktor 4 som i EN-1538 art. 7.5.3 og 7.5.4.

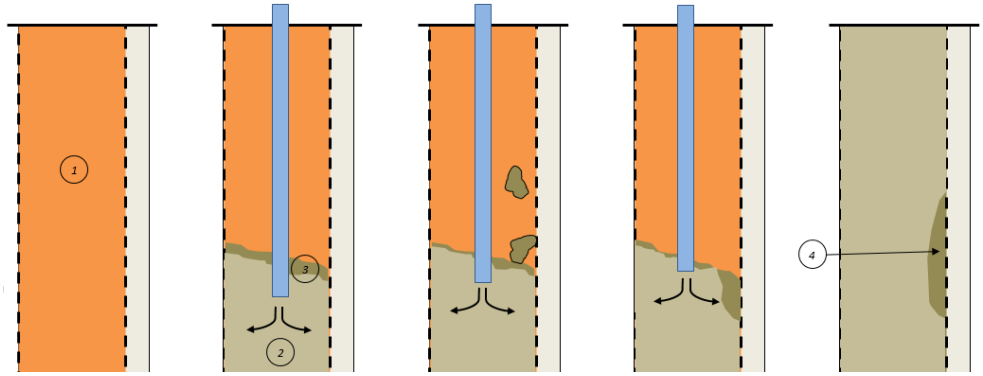
10) Avbrudd i støpning

Ved problemer blir herdeprosessen forstyrret. Nye fersk betong har en annen viskositet enn støpte og delvis herdet betongen. Den freske, og mindre viskøse betongen velger minste motstands vei, og følger -sannsynligvis støperøret og legger seg over «forurenset» betongen. Dette resulterer i dannelse av horisontale hulrom, som øker risikoen for framtidig lekkasje.

Figur 29: Areal-inneslutning og dybde-inneslutning ved panelfuge /10/.

11) Grunnbrudd

Grunnbrudd -eller utfall av materiale fra veggene i utgravd panel under støpning kan forårsake dannelse av hulrom. Når en kille med jord kollapser blir denne hengende i armeringen eller faller ned i betongen. Sannsynligheten for at den ikke fortrenges av betongen er stor. Faren for utfall av jord er stor når mikro instabilitet eller vibrasjoner skapt av lastebiler forekommer i kombinasjon med lavt nivå på støttevæske. Se figur 30: utfall av jord på støpefront med dannelse av hulrom. Tiltak ved grunnbrudd og slamtap er beskrevet i figur 31.



Figur 30: Grunnbrudd 1) Bentonitt 2) Betong 3) Forurenset slam 4) Hulrom.

In the case of highly permeable, coarse soils or where there are voids in the ground, loss of supporting fluid may occur and, as a consequence, special measures should be adopted, for example:

— increasing the shear strength of the fluid by increasing the bentonite content in the suspension;

— adding a filler material to the bentonite suspension, either at the mixing plant or directly in the trench;

— in the case of voids, filling the trench to an appropriate depth with lean mix concrete or other suitable material, and re-excavating;

— grouting the layers concerned before excavating the trench.

Figur 31: Tiltak ved grunnbrudd og tap av bentonittslam, art. 7.2 NS-EN 1538.

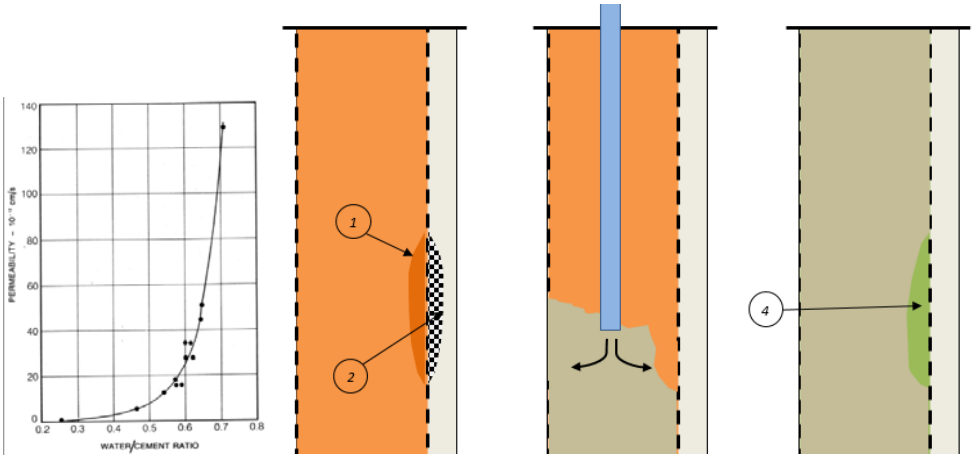
7.2.1.3 To ensure trench stability the level of the support fluid shall be adjusted with respect to the highest piezometric ground water level anticipated during excavation, and the support fluid level shall always remain at least 1 m above the highest piezometric level.

Figur 32: Krav om støttevæske i NS-EN 1538 – 1meter.

Panel (makro)-stabilitet er viktig og beskrevet i art. 7.2 i NS-EN 1538. Her settes generelt minimumskrav. Ønskelige krav for støttevæske er to meter over høyeste grunnvann nivå /1/.

12) Permeabilitet av betong

Betongens permeabilitet øker ved økende vannsementfaktor. Permeabiliteten er lav ved lave vannsementfaktorer. For å kunne hydratere alt sement er minimalt vannsementforhold: 0,3 iht. Nederlandske sentrum for betong og sement (Cement & Beton Centrum, figur 33). Kvaliteten av betongen ved panelets fuge avhengig av selve betongen og armeringen. Ved for få fine partikler i betongen er det stor sannsynlighet for dannelse av på støpereir (permeabel betong) og dermed fare for hulromdannelse, se figur 33.



Figur 33: Permeabel betong: 1) Bentonittkake, 2) Lokal permeabel betong og 4) Hulrom.

NS-EN 1538 henviser i 6.3.4 til EN 206:2013 om krav til vann/sement forhold. I NS-EN206:2013 /18/ er kravet til vann sementfaktor satt til maksimalt 0,60:

D.3.3 Vann/sement-forhold (1) Spesifisert største vann/sement-forhold skal ikke være større enn – det som er gitt i bestemmelsene som gjelder på bruksstedet for å kunne overholde den angitte eksponeringsklassen; og – 0,60;

Figur 34: Krav vann sement faktor NS-EN 206:2013 avhengig om hvilken verdi som er lavest.

Permeabilitet kan beregnes som vist i kapittel 2.2. Ved en slissevegg med tykkelse $d = 0{,}6$ (m), 10 (m) vannhøyde H og permeabilitet $k = 10^{-10}$ (cm/s) (v er viskositet og g er gravitet) er sigevann $q = k\,(.g.v) \cdot A \cdot H / d = 10^{-10}(*10*10) / 100 \cdot 1000 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 10 / 0{,}6 = 0{,}14$ $(liter/dag/1000m^2)$ og når porøsitet er 15% er sigevann 0,30 $(liter/dag/1000m^2)$, se også /20/ «Permeability of concrete diaphragm walls» og /21/. Se også fig. 44 for ulike slissevegg tykkelser i kapittel 2.3 med $k = 10^{-8}$ (cm/s).

13) Blokker og berg

Når vertikalheten er i fare på grunn av lokale harde lag / blokker - eller skrått berg så benyttes meisel. Meisling har en negativ effekt på kvaliteten av slisseveggen ettersom det benyttes vann for spyling. Spylingen rund selve meiselen og resulterer i erosjon av jord. Eurokode NS-EN 1538:2010: 7.3. gir henvisninger til problemstillinger som må i hensyn tas (figur 35). Se figur 36 vedrørende bruk av hydrofraiser:

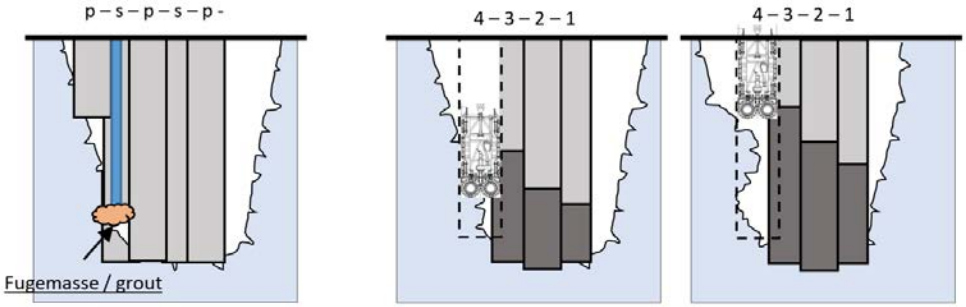
Where diaphragm walls are required to be socketted into bedrock, the following shall be taken into account in the design:

— the function of the wall;

— the properties of the rock such as strength, structure (fissuring, bedding, etc.), degree of weathering, and possibly permeability;

— the slope of the rock surface both in transverse and longitudinal directions of the diaphragm wall;

Figur 35: Krav om innmeisling i berg i Eurokode NS-EN 1538:2000.



Figur 36: Eksempel av løsning med fugemasse og forslag av Bauer /22/ med hydrofrais.

En løsning i tilfeller med bratt berghelning kan være ved å meisle opp mot helningen mens lavere delen er fylles med betong. Toleranser kan i tillegg være større ved blokker, se 8.2.2.3 av NS-EN 1538:2010 /4/ «*Where boulders or other obstructions are present in the ground, increased tolerances can be necessary*.».

Forfatterens erfaring fra 10 år i Norge er at det stort sett går bra med bruk av produkter som er «bestillingsprodukter»: spunt, betongpeler, stålrørspeler. Utfordringene begynner ved bruk av «in situ» produkter: tett spunt /25/ og /26/, borede rørvegg /52/, sekantvegg osv. som bygges i sin helhet på byggeplass, under bakkenivå. Denne type fundamentering trenger en gjennomføring med (pro)aktive roller fra alle involverte. Bekymringsfylt interaksjon mellom de tre partnere: konsulent, byggherre og entreprenør bestemmer vellykketheten og suksess. Hele gjennomgangen av byggingen bør fagfelle-vurderes på forhand da senere endringer ofte ikke er gjennomførbart eller er meget kostbare med «in situ» produkter. Det er likevel utstyrsoperatørens interaksjon med kontrollingeniøren som er viktigst. Alle elementer som blir vist i kapittel 2, 1) til 13) er i «hans hender». Det er han som må reagere på avvik fra originale prosjekteringen eller defekter. Kontrollingeniøren må ha forståelse av problemer som nesten alltid kommer med en «in situ» produkt. Forberedelse på gjennomføringer av (mot)tiltak, ofte under tidspress, bør være innebygd i interaksjonen mellom operatøren og kontrollingeniør. Alle potensielle problemer i de ulike delprosessene bør være gjennomgått. Løsninger hvis det oppstår problemer med bygging av slissevegger er beskrevet i /3/ «*Repairs of diaphragm walls, lessons learned*».

2 PROSJEKTERING AV TETT SLISSEVEGG

2.1 KRAV OM TETTHET

Det finnes ingen verdier om nødvendige grad av tettheten for støttekonstruksjoner i Norge per i dag. EC 7 /24/ krever i 9.4.1.(8) at veggen blir prosjktert i henhold til nødvendig tettheten:

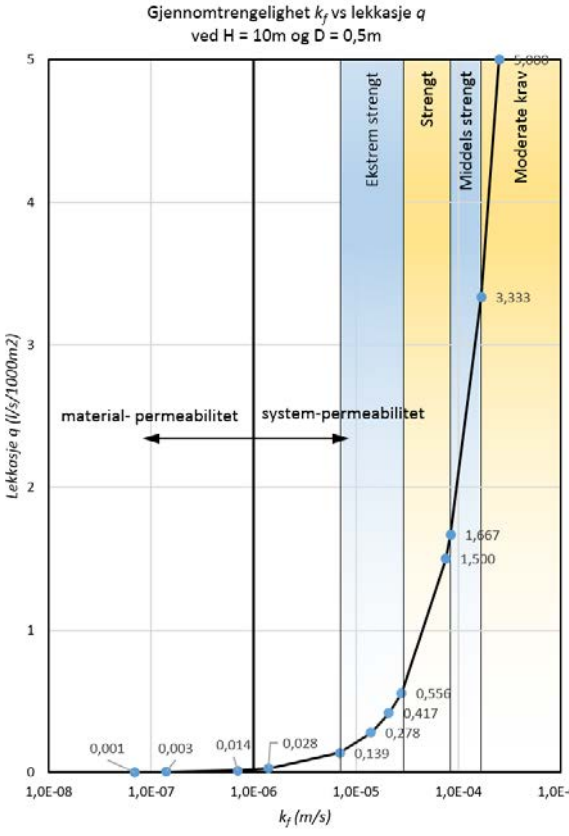
(8)P The design of retaining structures shall take account of the following items, where appropriate:
— the required degree of water tightness of the finished wall;

Figur 37: Krav om tetthet EC-7: 9.4.1 (8).

Tabell 3 inneholder foreslått tetthetsklasser for byggegroper i Norge /25/ og /26/.

Forslag inndelingen av innlekkasjekrav for byggegroper og spunt.		
Klasse	**Tillatt innlekkasje (m^3/time/1000m^2)**	**Funksjonskrav**
Ekstrem strengt	**0,5 – 2**	Sensitive omgivelser
Strengt	**2 – 6**	Moderat sensitiv
Middels strengt	**6 – 12**	Moderat sensitiv / Anleggsavhengig
Moderate krav	**> 12**	Anleggsavhengig

Tabell 3: Forslag for til Norske byggegroper.



Figur 38: Foreslag for tetthets-klasser til Norske byggegroper i graf.

Gjennomtrengeligheten av byggematerialene for byggegroper og vegger ligger i størrelse av $k_f = 1 \cdot 10^{-8}$ - $1 \cdot 10^{-6}$ m/sek.

Systemgjennomtrengeligheten er allikevel en verdi for midlere gjennomtrengelighet av et sammenstilt system: veggpaneler, fuge, kobling gulv mot veggene og selve gulvet.
Denne verdien beskriver i hvilken grad man kan oppnå tettheten.

Se figur 38 for sammenlikningen av disse to verdier og grafisk fordeling av tabell 3 med forslag om fordeling for tettheter til Norske byggegroper.

System	Permeabilitet (m/s)	Ref.
Jetpelvegg «Geobetongpeler»	$1.10^{-5} – 1.10^{-10}$	/27/
Jetpelvegg «In-situ betongstøpt»	$1.10^{-8} – 1.10^{-12}$	/27/
Jetpelvegg (kohesiv og granulær jord)	2 – 5 (liter/s/1000m^2) $1.10^{-6} – 1.10^{-9}$	/28/
Sekantpelvegg: system «primær – sekundær»	$< 1.10^{-10}$	/29/
CFA-peler	$< 1.10^{-9}$	/29/
Slissevegg «en omgang», kontinuerlig	$< 1.10^{-10}$	/29/
Slissevegg «to omganger» / Pilgrim method	$< 1.10^{-10}$	/29/

Tabell 4: permeabilitet av ulike byggegrop systemer

2.2 PERMEABILITET BEREGNING

Ved prosjektering av tetthetsgraden for spunt kan Eurokode NS-EN 12063 Tillegg E legges til grunn, se figur 39. I NS-EN 1538 «Utførelse av spesielle geotekniske arbeider. Slissevegger» finnes det intet tillegg for beregning av lekkasje for slissevegger, sekant-, bentonitt- eller slurryvegger. Formelen under er omformulert fra NS-EN 12063 i henhold til Darcys lov /30/:

$$Qsv = \frac{ksv}{d} \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} + h\right) \cdot L = 1/c \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} + h\right) \cdot L \quad (2)$$

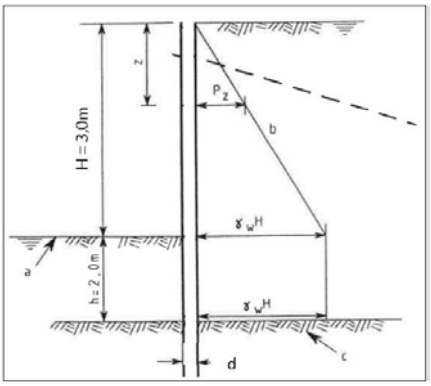
der

Q_{sv} = vanninnsig av slissevegg i kubikkmeter per sekund per meter (m^3/s),
k_{sv} = permeabilitet av slissevegg (m/s),
d = tykkelse av veggen (se figur 39),
H, h = se figur 39 (m)
L = omkrets byggegrop (m)
c = hydraulisk motstand (sek)

Eksempel 1: Permeabilitet av slissevegg

Byggegrop:

- Omkrets L = 188 m
- Trykkfall H = 3 m
- Uk grope til tett lag h = 2 m
- Slisseveggtykkelse d = 0,8 m
- Permeabilitet K_{sv} = 1,00 · 10^{-8} m/s (se også VC-faktor fig. 32 og pkt. 2.1)



Figur 39: Tegnforklaring iht. NS-EN 12063.

Beregne permeabilitet K_{sv} i horisontal retning:

Utsliping (discharge) per enhet slissevegg:

$Q_{sv} = K_{sv}/d \cdot H \cdot (H/2 + h) \cdot L$
= 1,00 · 10^{-8} / 0,8 · 3 · (3/2 + 2) · 188
= 2,47 · 10^{-5} m^3/s
= 2,47 · 10^{-5} · 60 · 60 · 24
= 2,13 m^3/dag
= 2,13 / (188 · (3+2))
= 0,00226 m^3/dag/1000m^2
= 2,26 l/dag/1000m2

Hydraulisk verdi c er: d/ K_{sv} = 926 dager

Figur 40: Utførelse av slisseveggen i bebygd området med bruk av Kelly grabber.

2.3 LEKKASJE BEREGNING: KONTROLL TYKKELSE AV SLISSEVEGG

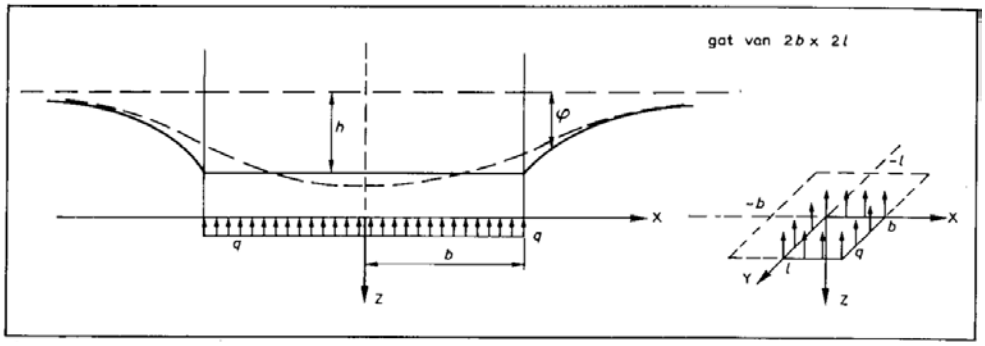
Bruggeman et al. (1985) /31/ har utviklet en analytisk metode for å kalkulere innlekkasje *Q* (*L^3/time*) gjennom fuger og åpninger i slissevegger. Mengden innlekkasje beregnes ut ifra slisseveggdimensjoner og akvifer[1)]:

$$Q = \frac{K.S.H}{d + \frac{F(\alpha).\sqrt{S}}{\pi}}$$

Med:
K = permeabilitets koeffisient: ledningsevne i *(m/dag)*)
S = areal ved fuge eller åpningen *(m^2)*
H = hydraulisk trykkhøyde *(m)*
d = tykkelse av slisseveggen *(m)*
α = forhold mellom fuge / åpnings-lengde og bredde
F(α) = dimensjonsløs funksjon av *α*

1) En akvifer er én eller flere geologiske formasjoner med tilstrekkelig porøsitet og permeabilitet til at en betydelig mengde grunnvann kan strømme gjennom eller utvinnes (for eksempel akvifer i dalbunn og esker, leirfylte dyprenner).

Analysen tar utgangspunkt i hydraulisk trykkhøyde i en firkant åpning i en impermeabel vegg med konstant trykkhøyde på begge sider av veggen. Denne hydrauliske trykkhøyde er antatt å være konstant over åpningens areal, se figur 41. Engelsk forklaringen av denne metoden finnes i /32/.



Figur 41: Uttak fra /31/, Firkant åpningen i en impermeabel vegg i en uendelig felt.

Trykkhøydenes differanse $\varphi_{midlere}$ mellom åpningen og en side av veggen (*h*) og volumets densitet fluks (*q* i [*L/Time*]), er innhentet etter noe Fourier transformasjoner og gitt ved:

$$\varphi\ midl. = \ h = \frac{2q}{\pi K}.\left[\frac{l}{2}.sinh^{-1}h\left(\frac{b}{l}\right) + \frac{b}{2}.sinh^{-1}h\left(\frac{l}{b}\right) + \frac{b^3 + l^3 - (b^2 + l^2)^{3/2}}{6.b.l}\right] \quad (3)$$

Med:
K = permeabilitets koeffisient: ledningsevne i *(m/dag)*
l = lengde av fuge eller åpningen *(m)*
b = bredde av fuge eller åpningen *(m)*
$sinh^{-1}(x) = ln\ (x + \sqrt{x^2+1})$

Overgangen fra firkantet åpningen til et langstrakte fuge/åpning eller «sprekk» er gitt ved forholdet:

$$\alpha = \frac{l}{b} \quad (4)$$

Denne forhold mellom lengde og bredde for en åpning i en slissevegg kan tas veldig stor for å kunne beregne lekkasje fluks (q i [*L/Time*]) gjennom en fuge/åpning.

Volumets fluks eller innlekkasje fluks ($Q = S.q$ i [L^3/*time*]) er da gitt ved:

$$H = \frac{Q}{\pi . K . \sqrt{S}} \; . F(\alpha) \quad (5)$$

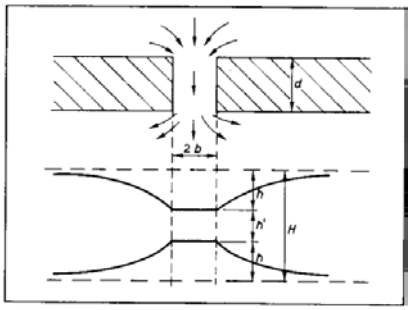
Med:

S = sprekkens areal: $l \cdot b$ (m^2)
Q = innlekkasje: $l \cdot b \cdot q$ (L^3/*time*)

Hvor dimensjonsløse funksjon $F(\alpha)$ er gitt ved:

$$F(\alpha) = \frac{2}{\sqrt{\alpha}} . \left[\alpha . sinh^{-1}\left(\frac{1}{\alpha}\right) + sinh^{-1}(\alpha) - \frac{(1+\alpha^2)^{3/2} - (1+\alpha^3)}{3.\alpha} \right] \quad (6)$$

Det antas en potensialdifferanse mellom veggsidene lik H. Strømming gjennom sprekk med bredde $2b$ og lengde $2l$ ved veggtykkelse d er summen av innstrømmings- og utstrømmings-motstand og strømmingsmotstand gjennom selve sprekken, se figur 42:



Figur 42: Skjematisk forstilling av potensial differanse på begge sider av veggen med et sprek med bredde 2b og dybde lik veggtykkelse (d), uttak fra /31/.

Omskrivingen av ligning (3) med $H = 2 \cdot h$ og $Q = S \cdot q$ gir:

$$Q = \frac{h.S}{F(\alpha).\sqrt{S}((2\pi.K)} \quad (7)$$

I formel er innstrømmingsmotstand (w_e) og utstrømmingsmotstand (w_o) gitt ved:

$$w_e = w_o = \frac{F(\alpha).\sqrt{S}}{2\pi.K} \quad (8)$$

Strømmingsmotstand (w_f) gjennom fuge / åpning i slissevegg med tykkelse d er da gitt ved:

$$w_f = \frac{d}{K} \quad (9)$$

Totale motstand (w_t) for vannet som strømmer igjennom fuge blir dermed:

$$w_t = w_e + w_f + w_o = \frac{1}{K}\left[\frac{F(\alpha).\sqrt{S}}{\pi} + d\right] \quad (10)$$

Med:
w_e = tilsigmotstand
w_f = strømmingsmotstand gjennom fuge / åpningen
w_o = utstrømmingsmotstand

Innlekkasje er dermed gitt ved:

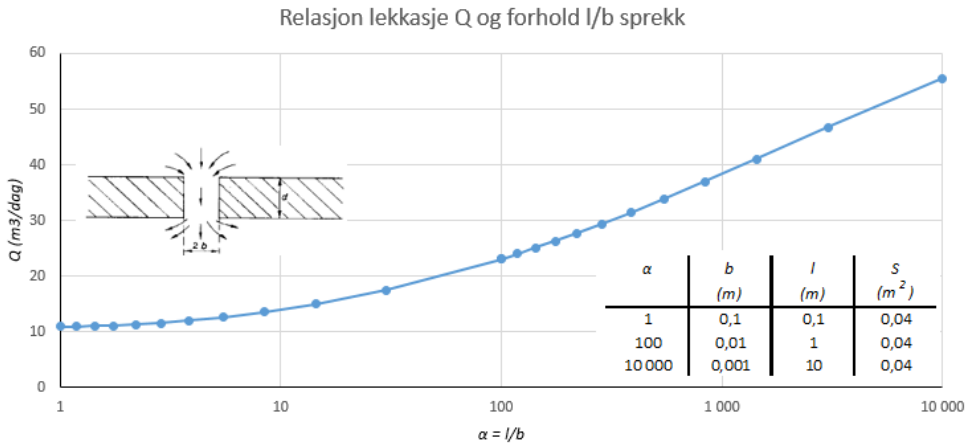
$$Q = \frac{S.H}{w_t} \quad (11)$$

Med:
w_t = totale motstand, som kan også skrives som:

$$Q = \frac{K.S.H}{d + \frac{F(\alpha).\sqrt{S}}{\pi}} \quad (12)$$

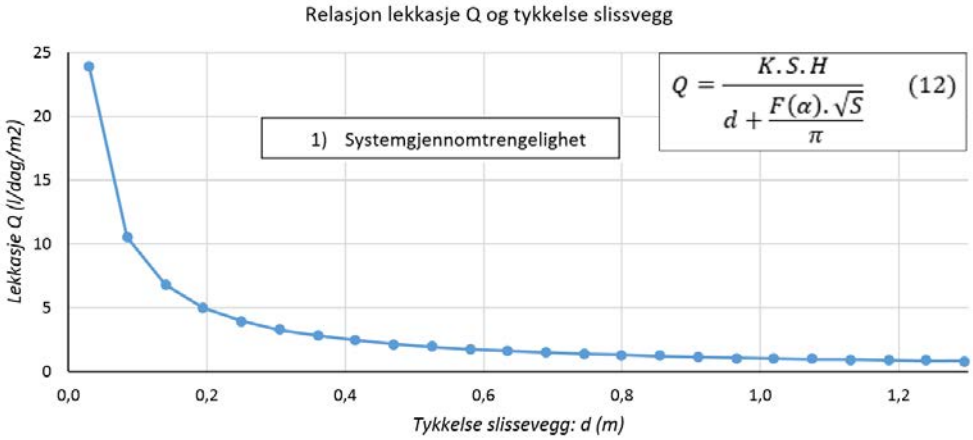
Strømningsmotstanden forblir omtrent uendret ved store verdier av α. Figur 43 viser forholdet mellom innlekkasje Q i (m^3/dag) og α. Forhold $\alpha = l/b$ ved likt sprekareal $S = 4.b.l$ med verdi 0,04 (m^2) samt at potensialdifferansen H = 3 meter mellom begge sider av veggen. Tykkelsen av veggen d er satt lik 0,03 (m) og permeabilitets koeffisient K er satt til 20 (m/dag).

Det er slående at vannstrømming Q øker for økende α (fra firkant til tynn sprek) ved likt areal og lik potensialdifferanse. Dette viser at det er størrelse på influens av sprekken (omkrets) som er utslagsgivende på størrelsen av innlekkasje, ikke arealet. Det bekrefter at kontroll på byggeplass er først prioritert til retthet av slissevegger før inneslutninger (sprekker).



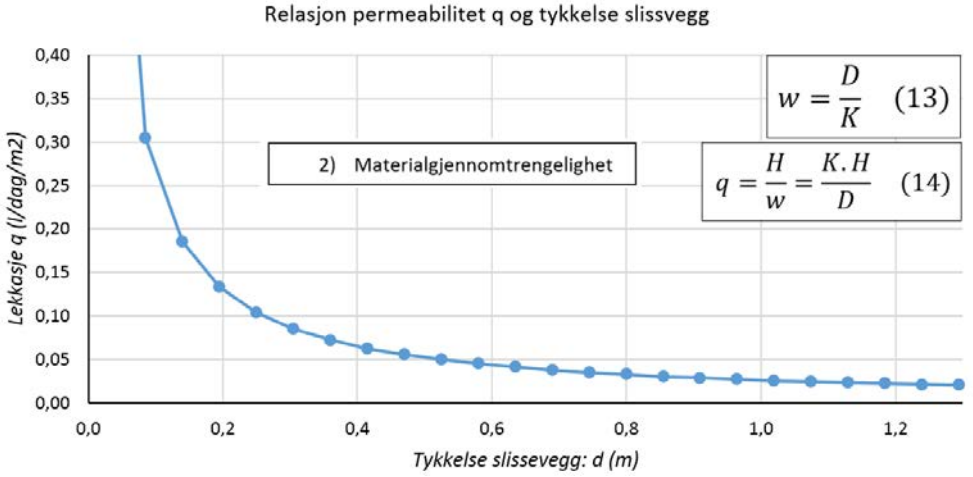
Figur 43: Relasjon mellom lekkasje Q og forhold l/b av en sprek i en slissevegg.

Figur 44 (innlekkasje) er beregnet ved bruk av formel (10). *K*-verdien benyttet er 1.10^{-8} (*m/sek.*) som og benyttet i eksempel 1 ved 2.2, *-H* er lik 3 (*m*), sprekbredde *b* er satt til 0,001 (*m*) og lengde *l* er lik 10 (*m*) (tilsvarer sprek langs 1 fuge). Byggegropen benyttet i beregningen er sirkulær med diameter *D* = 60 (*m*) med en tilhørende omkrets på 188 (*m*). Antall fuger *n*, er ved panelbredde 3 meter, 63 (*stk.*)



Figur 44: Innlekkasjen gjennom slissevegg som funksjon av veggtykkelse.

Figur 45 (gjennomtrengelighet) er også beregnet med *K*-verdien av 1.10^{-8} (*m/sek.*), *H* = 3 (*m*), veggtykkelse *d* eller *D* = varierende, uavhengig av størrelse til byggegropen som i figur 44.



Figur 45: Gjennomtrengelighet gjennom slissevegg som funksjon av veggtykkelse.

Det er slående at innlekkasjen ikke minker kvantitativ ved økningen i tykkelse på slisseveggen. For beregnet eksempel er det intet poeng å øke tykkelse av veggen utover 0,80 meter – for å minke innlekkasjen.

Selv om det kommer forslag for tynnere slisseveger med hjelp av høystyrke betong, forspent armering eller ferdiglagd slissevegg så er det nødvendig med en hvis tykkelse. Metodikk for geohydrologiske konsekvensvurdering på innlekkasje av slissevegger bør egentlig være med i NS-EN 1538 sammen som en vurdering for lekkasje i spunt er med i NS-EN 12063 Tillegg E.

2.4 HYDRAULISK KONTROLL: KONTROLL FOTDYBDE SLISSEVEG

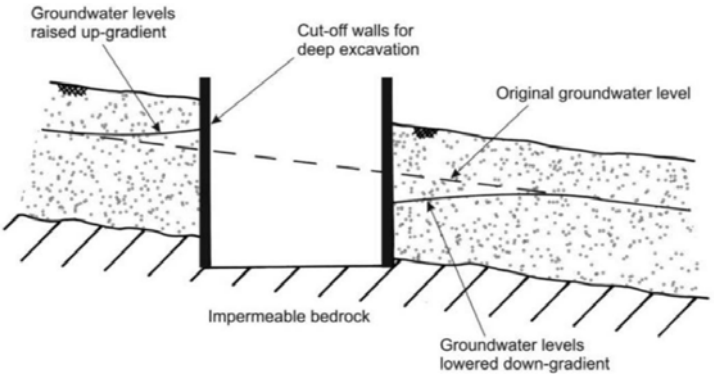
Hydraulisk kontroll iht. Eurokode 7 inneholder:

- Brudd ved løfting: EC 7 -2.4.7.4 / 10.2;
- Hydraulisk grunnbrudd: EC 7 – 2.4.7.5 / 10.3;
- Brudd ved indre erosjon: EC 7 – 10.4(1);
- Brudd ved kanaldannelse: EC 7 – 10.5.

I tillegg finnes det andre fasetter som man bør se på, f. eks. hindring av grunnvannstrømning.

Hindring av grunnvannstrømning

Slissevegger blir ofte brukt for langstrakte konstruksjoner: eksempelvis trikkelinjer eller tunneler. Ved tosidig konstruksjon kan grunnvannsspeilet på ene side kan være høyere enn på den andre. Konsekvensen av et slikt tilfelle er at barrierevirkningen leder til setningsskade. Det er viktig at grunnvann kartlegges og hydrologisk modelleres slik at eventuelle supplerende tiltak for opprettholdelse av grunnvannstrømningen kan utføres i god tid.



Figur 46: Barriere effekt av slissevegg /33/.

Tiltak for å unngå hindringer av grunnvannstrømning er:

1. Plasseringen parallelt med grunnvann strømningen;
2. «Stylteslissevegg» eller;
3. Slissevegg på peler.

Brudd ved løfting: EC 7 -2.4.7.4 / 10.2:

Nødvendig lengde / innklemmingsdybde av slisseveggen bestemmes ut i fra forholdet mellom vanntrykk opp mot underkant byggegrop og «indre jordpropp» mellom slissevegene.

Hydraulisk grunnbrudd: EC 7 – 2.4.7.5 / 10.3;

Ifølge EC 7 skal bruddgrensetilstand forårsaket av hydraulisk brudd for hver relevant jordsøyle påvises:

- *«Dimensjonerende verdien av destabiliserende totalt porevannstrykk ($u_{dst;d}$) ved bunnen av søylen er mindre enn eller lik den stabiliserende totale vertikale spenningen ($\sigma_{stb;d}$) ved bunnen av søylen»;*
- *«Dimensjonerende verdien av strømkraften ($S_{dst;d}$) i søylen er mindre eller lik den neddykkede vekten ($G'_{stb;d}$) av den samme søylen».*

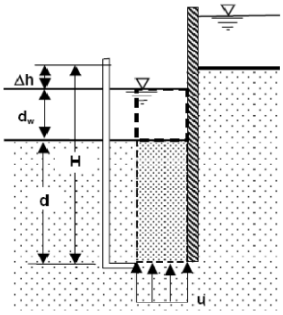


Figure 47: Hydraulsik grunnbrudd (heave).

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \qquad \text{(EC-7: 2.9a)} \quad (15)$$

$$\gamma_{G;dst} \cdot u_{k;dst} \leq \gamma_{G;stb} \cdot \sigma_{sk;stb}$$

$$\gamma_{G;dst} \cdot ((\gamma_w \cdot \Delta h + \gamma_w \cdot (d+d_w)) \leq \gamma_{G;stb} \cdot ((\gamma' \cdot d + \gamma_w \cdot (d+d_w)) \quad \text{(derfor: bruk 2.9b) /35/}$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \qquad \text{(EC-7: 2.9b)} \quad (16)$$

$$S_{dst;k} \cdot \gamma_{G;dst} \leq G'_{stb;k} \cdot \gamma_{G;stb}$$

Ved bruk av Tyske DIN 1054 ligning (62) /36/ utføres det i tillegg til EC7 en ekstra kontroll vedrørende grunnbrudd:

$$S_{dst;k} \cdot \gamma_H \leq G'_{stb;k} \cdot \gamma_{G;stb} \qquad (17)$$

Strømkraften ($S_{dst;d}$) anses som en funksjon av type jord ved bruk av sikkerhetsfaktoren γ_H. Kontrollen inneholder en tilnærming av Terzaghi og Peck (1961) og kan tilpasses til nasjonale verdier, se tabell 5 (tabell A.17 – EC7):

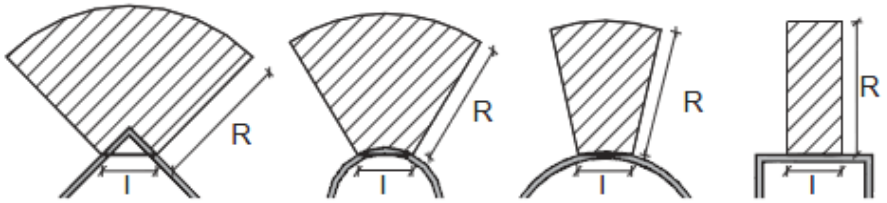
Table 1. Partial factors of safety according to Austrian ÖNORM B 1997-1-1 and German DIN 1054
Tabelle 1. Teilsicherheitsbeiwerte nach ÖNORM B 1997-1-1 und DIN 1054

Standard *Norm*	Design situation *Bemessungssituation*	Partial factor of safety *Teilsicherheitsbeiwerte*		Global safety *Globale Sicherheit*
		$\gamma_{G,dst}$ / γ_H	$\gamma_{G,stb}$	η
ÖNORM B 1997-1-1	all *alle*	1.35 *1,35*	0.90 *0,90*	1.50 *1,50*
DIN 1054	BS-T favourable ground *BS-T günst. Baugrund*	1.30 *1,30*	0.95 *0,95*	1.37 *1,37*
	BS-T unfavourable ground *BS-T ungünst. Baugrund*	1.60 *1,60*	0.95 *0,95*	1.68 *1,68*

Tabell 5: Partialfaktorer for sikkerhet /35/

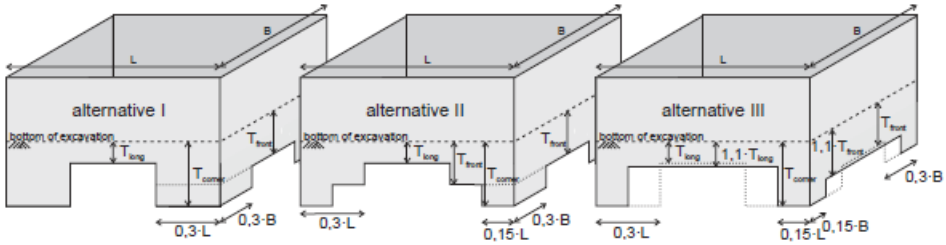
Basert på ligning (17) er det utviklet en metode for kontroll av grunnbrudd i kohesjonsløs, -(både isotropisk og anisotropisk) -homogen og lagdelt jord. Henviser til /35/: Metoden benytter utformingsdiagrammer og formler. Disse benyttes til å bestemme fotdybden for slissevegg med tilhørende gravedybde, geometri og grunnforhold. Det skilles mellom fotdybde på langside-, kortside, hjørne og runde byggegroper.

Se figur 48 for illustrasjon over vanntilførsels influensområde for hjørner i byggegroper.



Figur 48: Nedslagsfelt til vann for rektangulære og sirkulære byggegroper /35/.

Formelen er godt dokumentert /35/ og er tilgjengelig i et regneark (ZAI-HYD). Basert på denne tilnærming, og ved bruk av enten utformingsdiagrammer for hjørner, korte- og lange sider av byggegroper eller direkte bruk av formler beregnes geometrien for fotdybder, se eksempel i figur 49. Geometrien kan benyttes til å finne løsninger for å minimere lengde eller å kunne unngå hindring som av dyprenne.

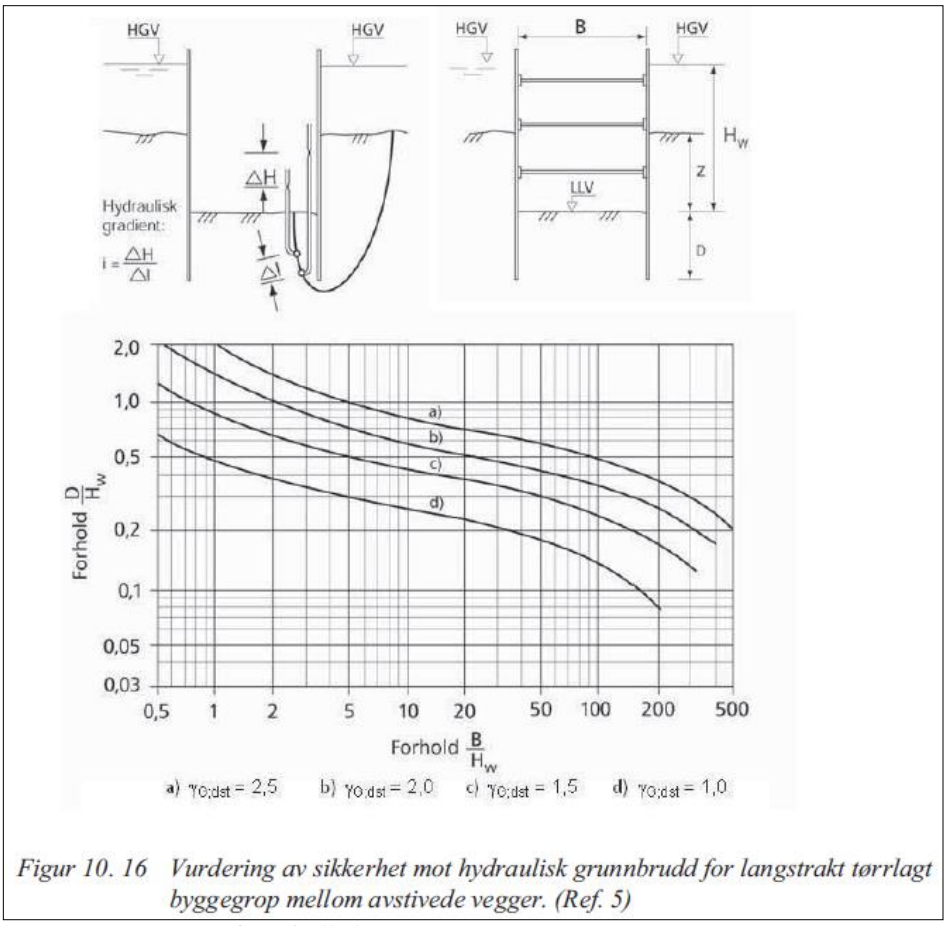


Figur 49: Økonomisk utforming med trinn i sidene /35/.

Det henvises også til /36/ "Failure Mechanisms of Hydraulic Heave at Excavations".
I forhold til HB V220 (fra figur 10.16 fra NGI publ. nr. 16 fra 1956 /37/) har denne metoden:

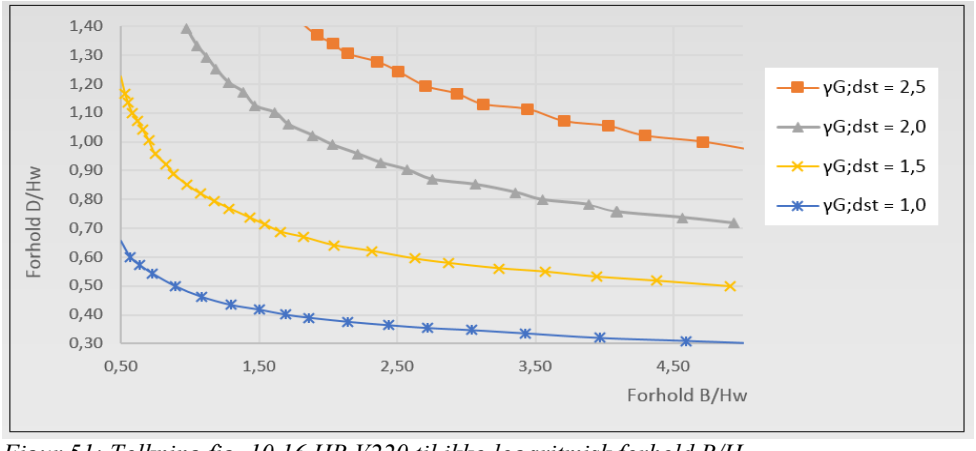
- I tillegg en kontroll av på gropens kortside og hjørner, - (ikke bare langside);
- I tillegg en kontroll av sirkulære byggegroper;
- Basert på regel nr. 2.9b fra EC 7, ikke 2.9a;
- Basert på friksjonsarter, grus, grov sand, fin sand og silt;
- Brukbart for ulike partialfaktorer iht. tabell A.17 EC-7;
- Relatert til størrelse av akvifer, avstand til impermeabele lag, (det motsatte av figur 10.16, fig. 48);
- FEM-kontrollert;
- Tolket i ulike prosjekteringsgrafer med «*favourable soils*», - og varierende L/B forhold;
- Tolket i ulike prosjekteringsgrafer med varierende permeabilitetsforhold k_v / k_h;
- Gjennomførbar med avvik for neddykket tyngdevekt γ', - (det motsatte av figur 10.16).

I figur 50 er -figur 10.16 fra HB V220 presentert. Denne er presentert i et i ikke-logaritmisk B/H_w forhold i figur 51 for å kunne sammenliknes med de Tyske grafer. Sammenlikningen av ulike utformingsdiagrammer er vist i figur 52 og 53. Konklusjonen er at tyske verdier som er relatert til en akvifer og avstand fra gravedybde gir lengere fotdybder (verdier gjelder $\gamma_{G;dst}$ = 1,35) for hjørner mens fotdybder for lang side av byggegrop er tilsvarende.

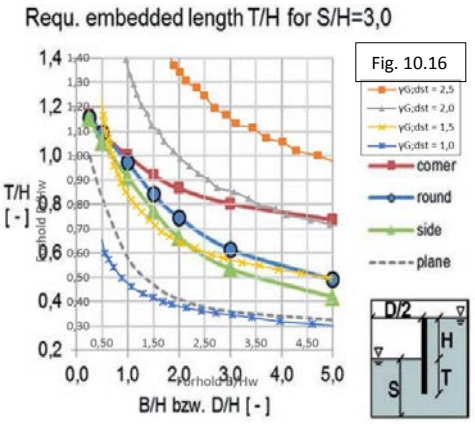


Figur 10. 16 Vurdering av sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd for langstrakt tørrlagt byggegrop mellom avstivede vegger. (Ref. 5)

Figur 50: Figur 10.16 fra Håndbok V220.



Figur 51: Tolkning fig. 10.16 HB V220 til ikke-logaritmisk forhold B/H_w.



Figur 52: Fotdybde for sirkulære og firkant byggegroper iht. DIN 1054 /35/ og fig 10.16.

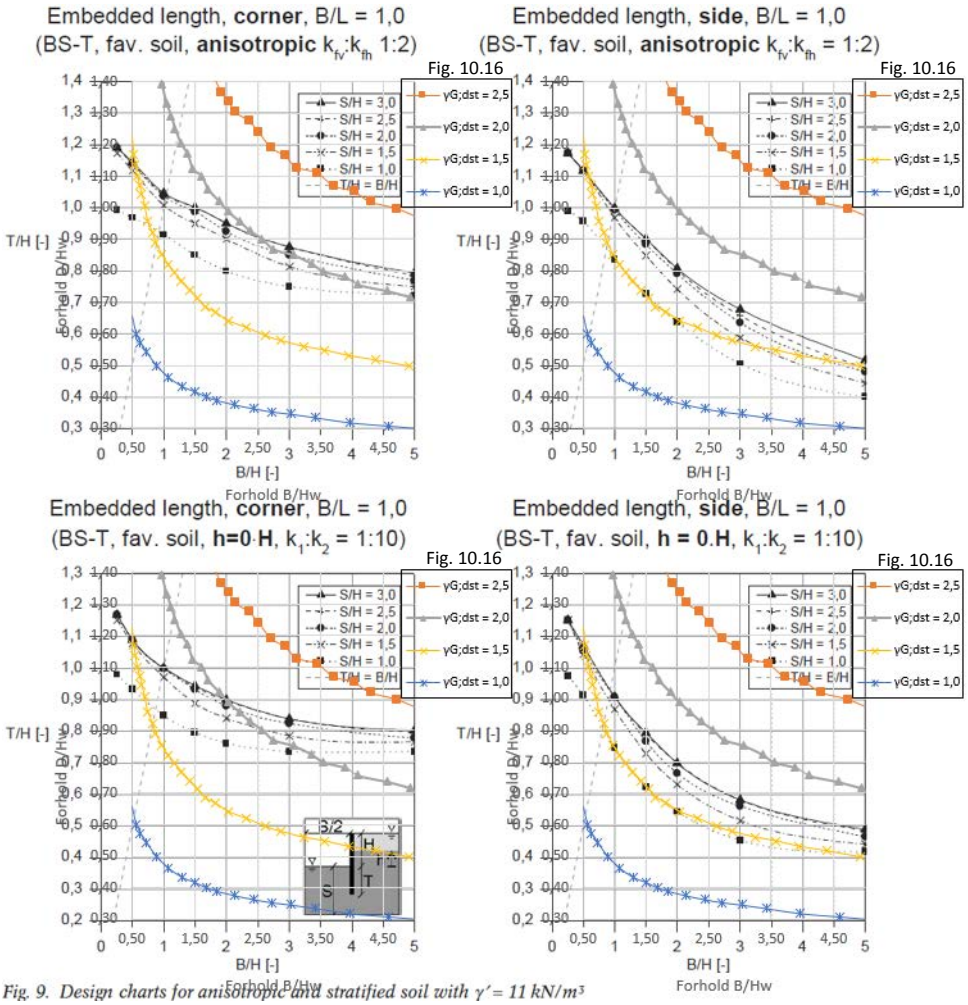


Fig. 9. Design charts for anisotropic and stratified soil with γ′= 11 kN/m³

Figur 53: Utformingsdiagrammer for anisotropisk, lagdelt grunn iht. DIN /35/ og fig 10.16.

Brudd ved indre erosjon: EC 7 – 10.4(1) / Brudd ved kanaldannelse: EC 7 – 10.5:

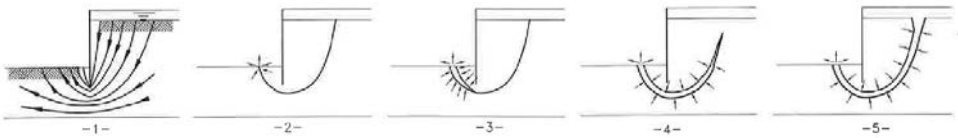


Figure 54: Utvikling av kanaldannelse (piping).

Det henvises til /38/ «*Hydraulic stability evaluation of a diaphragm wall in granular soils recharged by an unconfined aquifer*». Det er store mistanker om at situasjon i Köln oppstod som følge av eksessiv pumping som førte til erosjon og dermed kanaldannelse /39/.

For maksimal gravedybde og minimums innklemmingsdybde av slisseveggen bør det i tillegg utføres kontroll ved bruk av «*piping safety factor*» eller sikkerhet mot kanaldannelse / indre erosjon. Denne faktoren samsvarer med forholdet mellom kritisk hydraulogisk gradient i_{cr} og aktuelle hydraulogisk gradient i på et gitt punkt for eksempel i underkant av slissevegg. Vedlagt foreslåtte metodikk /38/ for kontrollen omfatter neste trinn:

1. Definering om tilfellet er en åpen akvifer (*unconfined*) med lateral og vertikal infiltrasjon som i figur 55a eller kun med lateral infiltrasjon: figur 55b (f.eks. i urban området).

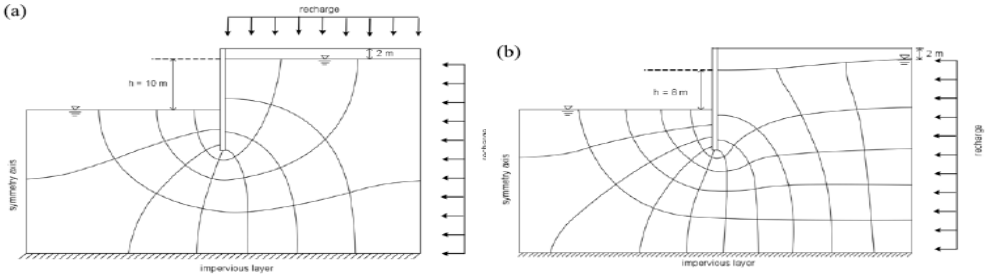


Figure 55: Strømningsfelt når utgravingen er 12m dyp, vises effekt av a) stødig vertikalt og lateralt påfyll og b) kun lateralt påfyll av en åpen akvifer. GV er 2 m under terreng.

2. Skjematisering av byggegrop med geometri og horisontal og vertikale permeabilitet. Figur 56 vises ekvipotensiallinjer og hastighets vektorer.

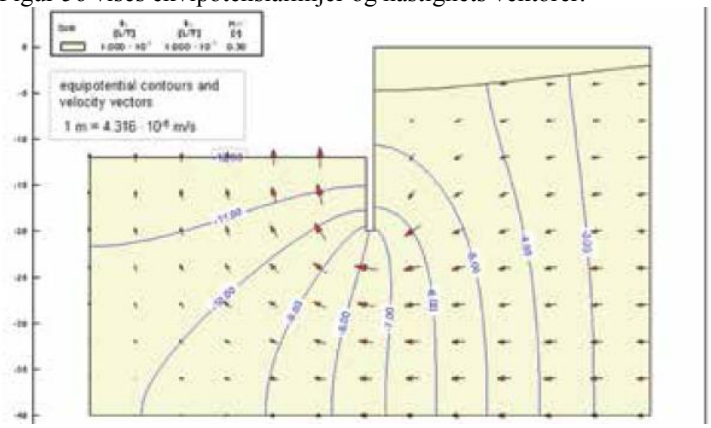
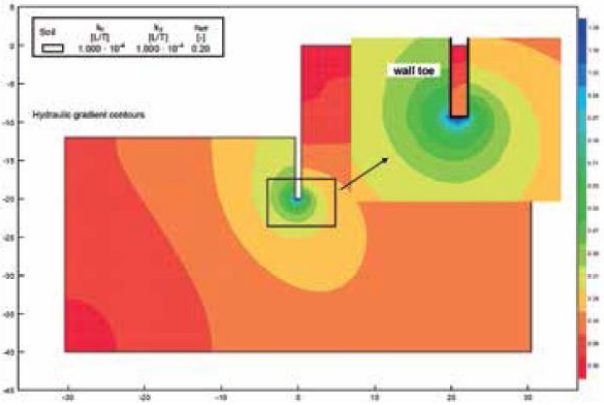


Figure 56: Ekvipotensiallinjer og hastighets vektorer av figur 55 b) for en byggegrop med gravedybde 12m, slisseveggtykkelse 0,8m, dybde slissevegg 20 meter med GGU Flow-2D.

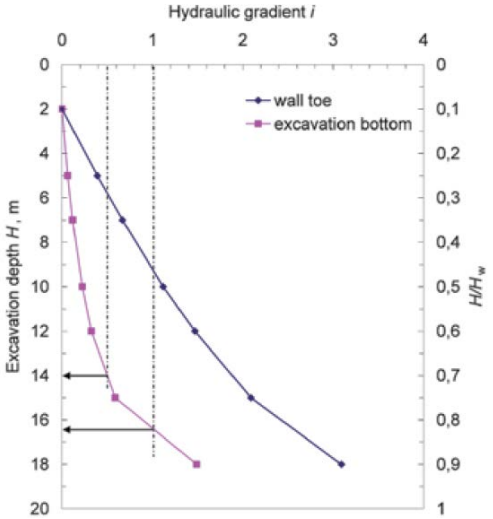
3. Tolkning av hydraulisk gradienter rund slisseveggen er vist i figur 57. Her sees høyeste verdier ved underkant av vegg. Figur 57a zoomer inn på underkant slissevegg hvor hydrauliske gradient *i* er 0,6 gjennomsnittlig men *i* er litt over 1 ved underkanten.



Figur 57 / 57a: Distribusjon av hydrauslisk gradient rund slisseveggen / hydraulisk gradient.

Kritisk hydraulisk gradient i_{cr} er definert som forhold mellom neddykket tyngdetetthet og tyngdetettheten av vann: $i_{cr} = \gamma'/\gamma_w$ (V220-10.4.2). For sand er det i_{cr} = 10,2 / 9,8 = ca. 1. Sikkerhetsfaktoren *FS* (eller $\gamma_{G;dst}$ iht. EK 7 og håndbok V220) bestemmes ved $FS = i_{cr} / i$. Verdier av *FS* bør ligge mellom 4 og 5 ifølge Harr (1990) eller mellom 1,25 og 1,5 ifølge Powrie (2004). Ettersom at den hydrauliske gradienten $-i_{cr}$ = 0,3 forventes det ingen kanaldannelse. Verdier for $\gamma_{G;dst}$ bør være større enn 1,5 for homogen grus/sand og > 2 – 2,5 for fin sand ifølge HB V220 for midlertidige utgravinger men lik 1,35 ifølge Eurokode 7. I dette eksempelet er en sikkerhetsfaktor lik 2 ansett som nedre grense.

4. Ved å variere dybde til slisseveggen er det mulig med å etablere et forhold mellom *i* og dybde *H* som vist i figur 58. Det må defineres en verdi for *i* hvor gropen er sikret mot kanaldannelse. Figur 58 viser at for eksempelet utvikles kanaldannelse ved dybder større enn 16 meter ved resultater av $i \geq 1$.



Figur 58: Hydraulisk koeffisient vs gravedybde H i isotropisk granulær jord (H_w vegghøyde).

5. Gradienten kan visualiseres ved å plotte kanaldannelses faktor eller *FS* mot gravedybde *H,* som vist i figur 59. Her et det i tillegg vist resultater for varierende neddykket tyngdetetthet γ' = 10.2, 9.2 og 8.2. Som sett i furen gir dette en i_{cr} lik 1.04, 0.94 og 0.84.

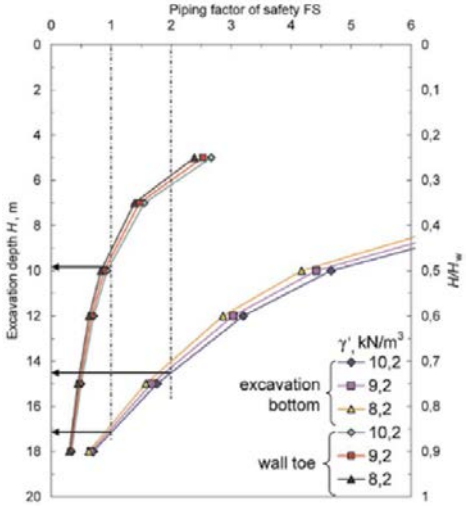
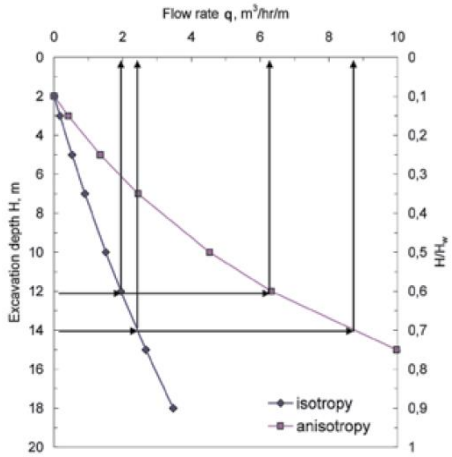


Fig. 59: Piping safety faktor FS mot dybde H og H/h, viser variasjon med spenstig enhetsvekt.

Figuren viser at, ved kanaldannelses sikkerhetsfaktor FS = 2, en gravedybde *H* av 14 meter ved en innklemmingsdybde *d* = 6 meter (H/H_w = 0,7 så H_w = 14/0,7 = 20 – 14 (*H*) = 6 m) er nådd. For en *FS* = 3,5 er resultater *H* = 12 m og *d* = 8 m, på samme møte.

6. Strømningshastigheten *q* inn i gropen kan nå bestemmes. Resultatet er viktig for å bestemme nødvendige pumpekapasitet. 3D analyse er lagt av Aulbach og Ziegler, ref. /35/. Figur 60 viser strømningshastighet for isotropisk jord. For en gravedybde *H* = 12 meter og en strømningshastighet *q* = 2 m^3/time/m blir total innlekkasje *Q* 80 m^3/time for en grope med diameter 40 meter.



Figur 60: Strømningshastighet q som inngår utgravingen i henhold til gravedybde H og H/H_w.

Forslått metodikken er enkelt og praktisk. Hydrogeologiske konsekvensvurderinger av innlekkasje på området av byggegroper er kartlagt i /25/ og /26/.

3. LEKKASJEDETEKSJON

PREVENTIV					
Nr.	Fase	Tid	Målet:	Type tiltak	Type måling
1	Før bygging		Tykkelse av slissevegg	Prosjektering og kontroll av:	Permeabilitet iht. EC-7 (eks. 1) Permeabilitet etter (eks. 3)
2			Tykkelse og fotdybde av slissevegg	Prosjektering og kontroll av:	1. Lekkasje gjennom fugene (eks. 2); 2. Opplivt etter EC-7; /41/ 3. Hydraulisk grunnbrudd iht. EC-7 /42/; 4. Kanaldannelse iht. EC-7 /41/, /43/
3	Mens bygging er i gang	Etter at to paneler er tilkoblet	Vanntetthet av fuger	Deteksjon basert på seismiske egenskaper	**Cross-hole Sonic Logging** (CSL)*: Låsdetektor /44/ og /45/
4		Etter at slisse er gravet, før støpning av betong		Deteksjon basert på akustiske egenskaper	**Koden Monitoring Units**: Låsdetektor /11/
6		Etter at to paneler er tilkoblet		Deteksjon basert på termiske egenskaper	**Distributed Temperature Sensing** (DTS)*: Låsdetektor. /45/
7		Etter at slissevegg er ferdig, før graving av byggegrop	Vanntetthet av selve byggegrop	Deteksjon basert på stigehøyde differanser	**Aktivt pumpeprøve** kombinert med poretrykksmåling etter «Rotterdamse aanpak»** /46/.
8					**Aktivt pumpeprøve** kombinert med poretrykksmåling etter Pujades /47/.
9					**Passivt pumpeprøve med poretrykks-målinge**r (Vleghaar)*** /32/
10		Etter slissevegg er ferdig: mens gravearbeid er i gang	svake steder i slisseveggen	Visuell kontroll	Graveplan Kontrollplan (betong, bentonitt osv.) Kalamitetsplan
KORREKTIV					
11	Etter bygging er ferdig		størrelse og lokasjon av lekkasje	Deteksjon basert på strømnings-differanser	**Electro Chemical Response** (ECR) kombinert med Flexible Groundwater Monitoring (FGM) /48/
12					**Electrical Resitivity Tomography** (ER/ERT) /48/
13					**Electro Flux Tacking** (EFT) / **Flexible Groundwater Monitoring** (FGM) /48/
15			størrelse og lokasjon av lekkasje	deteksjon basert på termiske egenskaper	**Termisk sensor** /51/: Dornstädter, J. (1992): Temperaturmessung im Wasserbau /49/
					Glasfiber /50/
17			Lokasjon av lekkasje og størrelse i henhold til hverandre.	deteksjon basert på kjemiske egenskaper	**Tracer fargestoffer**: kalk / - Kjemikalier
18					**Elektrisk ledende tracer**: Salt (brukt ved geo-elektriske metode)
19					**Tracer gas**: CO2, Helium**** Consult für Geo-und Bauwerktechnik i Tübingen /51/
20				deteksjon basert på elektromagnetiske egenskaper	Jordradar: **Scuba-Radar teknikk** /48/
* = Brukt ved Kruisplein Rotterdam og Spoorzone Delft, ** = Rotterdamske metrolinje Randstadrail, ***= Vijzelgracht stadion – Amsterdam, **** = Etten_Leur (støttevegg) og Barendrecht (cement-bentonitt vegg) i Holland					

Tabell 6: Metoder for lekkasjedeteksjon

4. KONKLUSJON

Så langt er erfaringer med slissevegger i Norge god. Likevel er det fortsatt sjanse at det oppstår problemer som kan medføre store kostnader. Årsaker til de fleste skader er:

- Ineffektiv plastisitet og dårlig blandet betong;
- Avbrutt støpning og skade på fuge etter ekstraksjon av 'stop ends';
- Støpereir på grunn av oppflytting av armering eller for tett armering;
- Skjev graving eller hindringer i bakken (blokker, «stop end» som ikke kan fjernes).

Årsaken til at skader oppstår er blant annet:

- Tidspress, dårlig kommunikasjon mellom entreprenør, byggherren og konsulent;
- Manglende risikoanalyser, gjennomtenkte farescenarioer og fagfellevurderinger.

Tettheten av byggegrop er avhengig av 'systempermeabilitet', en gjennomsnittlig verdi av et sammenstilt system: antall veggpaneler, fuger, koblinger mot veggene osv. NS-EN-1538 art. 7.1.10 sier: *"Design shall consider that diaphragm walls cannot be expected to be completely watertight, since leakage can occur at joints, at recesses or through the wall material."*. Foreslåtte metoder for hydrogeologiske konsekvensvurderinger av innlekkasje, for å kunne ivareta denne krav viser:

- Slissevegg kan også være for tett med konsekvenser for grunnvann i området;
- Større fokus bør rettes mot å unngå lekkasje gjennom sprekker enn gjennom hull;
- Økt tykkelse av slisseveggen gir ikke nødvendigvis mindre lekkasje;
- Nødvendig ekstra fotdybde ved hjørner og runde byggegroper for å unngå lekkasjer;
- Vertikal lekkasje gjennom fuge bør vurderes utefra beregning av kanaldannelse.

Kapittel 2 gir eksempler. Eurokode NS-EN 1538 og Eurokode 7 trenger tilpasning på dette.

Det er flere måter å detektere lekkasje ved siden av Texplor's ECS-system som forfatteren introduserte i sin tit ved Nordenfjeldske Spunt og Peleservice /53/ i 2006 på Havnelageret:

- Cross Hole Sonic Logging (CSL), Distributed Temperature Sensing (DTS);
- Pumpeprøver som kan brukes aktivt (to-trins) i stedet for passivt og andre metoder.

Disse metoder er allerede i bruk på ulike prosjekter med varierende suksess. Det er viktig å vite hvor og når hvilken metode skal brukes. En veiledende tabell finnes i kapittel 3.

NS-EN 1538 stiller generelt minimale krav til slissevegger, mens DIN 1436 er noe mer detaljert. Det er derfor viktig å se på andre prosjekter, spesielt i utlandet.

5. ANERKJENNELSE

Forfatteren er takknemlig for hjelp av følgende personer: Karine Vercher, M. Sc. fra Soletance Bachy - Frankrike for bruk av fig. 12. Prof. Dr.-Ing. Dietmar Mähner og B. Eng. Jacob Lengers fra Fachhochschule Münster, Institut für unterirdisches Bauen (IuB) – Tyskland for bruk av figur 17. Dipl.-Ing. Univ. Nikolaus Schneider fra GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin - Tyskland for bruk av figur 21. Dr. Ing. Karsten Beckhaus fra Bauer Spezialtiefbau for bruk av figur 25 og Michael Knops, M. Sc. fra ZAI Ziegler und Aulbach, Aachen - Tyskland for bruk av figur 48, 49, 52 og 53. Også Dr. Felipe Villalobos fra Laboratory of GeoMaterials, Catholic University of Concepción - Chile og David Mozo, M. Sc. fra Constructora Lancuyen - Chile og Paulo Oróstegui, M. Sc. fra OITEC Engineering Surveying and Geotechnics - Chile, for bruk av figur 55 til 60 og alle for sin tilbud til å utveksle ideer. Som sist Philip Jan Putman, Openbare Bibliotheek Amsterdam for sin hjelp.

6. REFERANSER

1. Tol, A.F., Veenbergen, V., Maertens, J. 2010. Diaphragm walls, a reliable solution for deep excavations in urban areas? DFI and EFFC, London: Deep Foundation Institute, pp. 335-342.
2. Hwang, R.N., Ishihara, K., Lee, W.F. 2007. Forensic Studies for Failure in construction of an underground station of the Kaohsiung MRT System; Forensic Geotechnical Engineering October 2009, ISSMGE, TC 40. p.p. 144-148).
3. Poletto, R.J., Tamaro, G.J. 2011. Repairs of Diaphragm Walls, Lessons Learned, Proceedings of the 36th Annual Conference on Deep Foundations, Boston MA, USA (DFI 2011);
4. Eurokode NS-EN 1538:2010+A1:2015 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Slissevegger;
5. The waterproofness of structural diaphragm walls. M PULLER, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, Volume 107, Issue 1, 1 Jan 1994 (47–57)
6. Bentonite cavities in diaphragm walls. 16 June 2010 MSc thesis A.J. Lubach, DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
7. Website Volker staal en funderingen,
8. DIN 4126 Cast-in situ concrete diaphragm walls; design and construction, Deutsche Norm 1986;
9. The construction of diaphragm walls – some causes for failure and proposals for their avoidance, (http://www.geplus.co.uk/download?ac=1424898) Chr. Veder, oktober 1984;
10. CUR/COB-rapport 231 'Handboek diepwanden - Ontwerp en uitvoering', Stichting CURNET, Gouda, 2010;
11. A New Method of Quality Control for Construction Joints in Diaphragm Walls, Nikolaus Schneider, GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin, Germany, (2014);
12. C.W.S.system provides load-bearing and watertight joints between diaphragm wall panels. Ground Engineering, sept. 1985, 22-26. Paul Depeuble. (http://www.geplus.co.uk/download?ac=1424721)
13. Axis deviations when producing Diaphragm walls, Prof. Dr.-Ing. Dietmar Mähner, B. Eng. Jacob Lengers, University of Applied Sciences, Institute for Underground Construction (IuB), Münster, Germany Tunnel-Issue 07/2014 (http://www.tunnel-online.info/epaper/2014_07/2014-07-tunnel.pdf);
14. Sanno, H., 'Development and Application of Diaphragm Wall', Geotechnical Engineering Bulletin: Vol.1, No.4,December 1992;
15. Produktinfo fra Jetgrunn website (http://jetgrunn.no/index.php?option=com_content&view=article&id=29&Itemid=127)
16. EFFC/DFI Best Practice Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations, by joint EFFC/DFI Concrete Task Group. 1st edition 2016 (http://www.effc.org/content/uploads/2016/02/EFFC_Tremie_Concrete_Guide_Final.pdf)
17. Handboek ondergronds bouwen: Bouwen vanaf het maaiveld, side 65.Maart 2001, Balkema uitgevers, H.J.C. Oud, E. Hervat;
18. NS-EN 206:2013+NA:2014 2 Betong. Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar", Standard Norge;
19. NS-EN 12063:1999 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Spuntvegger. Standard Norge;
20. Sliwinski, Z.J., "Permeability of Concrete Diaphragm Walls," Ground Engineering, July 1974, Vol. 7, No. 4, p. 21-23;
21. Sliwinski, Z.J., and Fleming, W.G.K., "Practical Considerations Affecting the Construction of Diaphragm Walls," Diaphragm
22. Deep Cut-Off Walls constructed under Dams with Trench Cutters, K. Beckhaus, S. Schmitz og W. Schwarz, Bauer Spezialtiefbau GmbH, (http://bauerdamcontractors.com/export/sites/www.bauerdamrehabilitation.com/en/documents/publications/Beckhaus_Schmitz_Schwarz_.pdf)
23. NS-EN 1992-3:2006+NA:2009 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 3: Siloer og beholdere. Standard Norge;
24. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler. Standard Norge.
25. Prosjektering og utførelse av tett spunt, W.R. de Bruin - Geovita AS, Geoteknikkdagen 2015 Oslo;
26. Engineering and excecution of steel sheet walls, W.R. de Bruin - Geovita AS, NGM 2016 Reykjvik Island;
27. Peleveiledning 2012, tabell 9.2.1;

28. M. Puller, Deep Excavations: A Practical Manual, Thomas Telford Ltd., London 2003;
29. Dr. Stupp consulting DSC, http://www.dscweb.de/sanverfahren/vertikaleabs.html
30. Richtlijnen bemalingen, bijlage C, september 2009 Werkgroep Bemalingen, P. van Calster;
31. Bruggeman, G., Braadbaart, F., 1985. Lek door civieltechnische schermen; analyse en berekening. pt/Civiele Techniek 40, 19-25.
32. Msc Thesis J. Vleghaar Universitetet Utrecht, “Leak detection at underground building sites”, Witteveen en Bos, 2013;
33. Groundwater Lowering in Construction: A Practical Guide to Dewatering, Cashman and Preen 2012 / foredrag på internet (http://www.slideshare.net/MartinPreene/environmental-impacts-of-groundwater-control-pgc-compressed?qid=d34fd14b-09a0-4104-a1f8-d597b6915a5a&v=&b=&from_search=4) side 17;
34. Recomandations on Exccavations EAB 2006, English version (The original 4th German edition was published under the title Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ EAB by Ernst & Sohn, Berlin);
35. Aulbach & Ziegler_Simplified design of excavation support and shafts safety against hydraulic heave. 2013 (http://www.zai-ingenieure.de/html/index.php?page_id=100&language_id=3);
36. Failure Mechanisms of Hydraulic Heave at Excavations, Robert-Balthasar Wudtke Bauhaus-University Weimar, Department Geotechnical Engineering 9th European Young Geotechnical Engineers’ Conference 3-5 September 2008, Győr, Hungary;
37. NGI publikasjon nr. 16, N. Janbu, L. Bjerrum og B. Kjærnsli. Oslo 1956;
38. Mozo, D., Orostegui, P. and Villalobos, F.A. (2014). Hydraulic stability evaluation of a diaphragm wall in granular soils recharged by an unconfined aquifer. Obras y Proyectos 15, 42-49;
39. NCE New Civil Engineer (2009). Diaphragm walls probed after Cologne collapse. 12.03.2009;
40. Capturing and Modeling Risk-Related: Knowledge in Diaphragm Walls' Installation. Dimopoulou, M. (author). master thesis 2015 TU Delft;
41. Failure Mechanisms of Hydraulic Heave at Excavations, Robert-Balthasar Wudtke Bauhaus-University Weimar, Department Geotechnical Engineering 9th European Young Geotechnical Engineers’ Conference 3-5 September 2008, Győr, Hungary;
42. Hydraulic failure, Dr. Bernd Schuppener, German Federal Waterways Engineering and Research Institute, Karlsruhe Dublin 2013, 13-14 jun Eurocodes: Background & Aplications;
43. Mozo, D., Orostegui, P. and Villalobos, F.A. (2014). Hydraulic stability evaluation of a diaphragm wall in granular soils recharged by an unconfined aquifer. Obras y Proyectos 15, 42-49;
44. Detecting defects in diaphragm walls prior to excavations, R. Spruit Rotterdam Public Works, Engineering Department, Rotterdam, The Netherlands / TU Delft, Delft, The Netherlands, FMGM 2011: 8th International Symposium on Field Measurements in GeoMechanics, Berlin (Germany), 12-14 Sept., 2011 FMGM Symposia
45. Detection of imperfections in diaphragm walls with geophysical measurements, R. Spruit Rotterdam Public Works, Engineering Department, Rotterdam, The Netherlands / TU Delft, Delft, The Netherlands, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground – Viggiani (ed) © 2012 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-68367-8
46. Radianto Elprama; Geerhard Hannink; Vladimir M. Thumann, Water Tightness of Diaphragm Walls, Proceedings-DFI/EFFC 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, 2006, Amsterdam, The Netherlands
47. Pujades, E., Carrera, J., Vázquez-Suñé, E., Jurado, A., Vilarrasa, V., Mascuñano-Salvador, E., 2012. Hydraulic characterization of diaphragm walls for cut and cover tunnelling. Engineering Geology 125, 1-10
48. http://www.texplor.eu/files/flyer3.pdf
49. Temperaturmessung im Wasserbau, Jürgen Dornstädter, GTC Kappelmeyer GmbH, Karlsruhe, (http://vzb.baw.de/publikationen/kolloquien/0/08_vortrag%20dornstaedter.pdf
50. Leakage detection using fiber optics distributed temperature monitoring, Marc Nikles et al. http://www.roctest.com/content/download/838/6617/file/c106.pdf
51. Lekdetectie in waterremmende constructies, Geodelft, mai 2000 ing. J.W.M. Lambert;
52. Forensic Engineering, the case of a large bored pile wall at Avløs Station. W.R de Bruin – Geovita AS, NGM 2016 Reykjavik – Iceland;
53. Leackage detection and sealing of building pits. W.R. de Bruin – Geovita AS, NGM 2008 Sandefjord.

LEIRSKREDENE I TOSBOTN

De to leirskredene i Bjørnstokkvika og Bekkevold 1 og 2.april 2016

Henrik Lissman, geotekniker, Statens vegvesen Region nord

SAMMENDRAG

I begynnelsen av april 2016 gikk to leirskred i løpet av to dager i Tosbotn, Nordland. Skredene er frittstående fra hverandre, men så nært i lokasjon at utløsende årsak bør kunne være den samme. Fastlandsforbindelsen til Brønnøysund ble kuttet og fokus sattes direkte på å få åpnet vegen igjen. Innen løpet av 3 måneder var ny veg anlagt på fast grunn, men vi vet fortsatt ikke hva som forårsaket skredene. Det finnes en rekke mer eller mindre sannsynlige årsaker som kan kobles til tidspunktet og artikkelen går gjennom noe av de mest interessante. I tillegg presenteres utførte etterberegninger av stabilitetsforholdet i området og konklusjoner fra dette.
I etterkant kan det også stilles spørsmål om de riktige geotekniske vurderingene ble gjort under tidspunktet for skredene. Vi mener at slik var tilfelle ved disse meget spesielle omstendigheter.

SUMMARY

In the beginning of April 2016 two landslides occurred in the range of two days in Tosbotn, Nordland. The landslides has no connection in the terrain, but are located so close to each other that the triggering cause should be the same. The mainland connection to the town Brønnøysund was cut off and focus was directly set on getting the road open again. In 3 months, the new road was built on solid ground, yet we do not know what caused the slides. There are a numerous of more or less probable causes connected to the timeline and this article will focus on some of the most interesting. In addition, back calculations of the stability and conclusions based on these calculations are presented in the paper. Afterwards it may also be questioned if the correct geotechnical assessments were made during the time of the slides. We believe that this was the case under these very special circumstances.

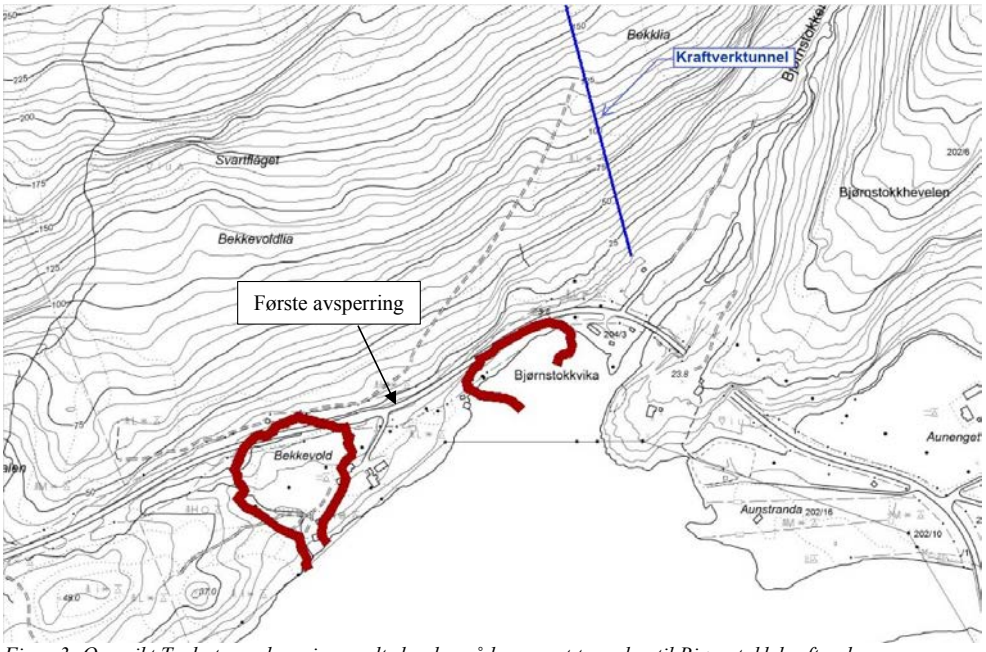
INNLEDNING

På fredagsmorgenen den 1.april 2016 gikk et skred i Bjørnstokkvika i Tosbotn, figur 1. Skredet gikk i fjæresonen nedenfor FV76 og tok med seg deler av vegfyllingen. Vegen ble stengt og geotekniker, Roger Kristoffersen fra Multiconsult ble kontaktet av Vegvesenet for å bistå med vurderinger på stedet.

Figur 1: Kart fra norgeskart.no

Etter at området var gjennomgått ble det registret fylling for en ny høyspentlinje som hadde blitt etablert i forveien. Fyllinga var synlig i hver ende av skredgropa. Kabelkanalen for høyspentlinja ble antatt å sannsynligvis ha et lavbrekk omtrent midt i raset, figur 2. Vekta av fyllinga, og/eller grunnvannsstrøm ut i sjøen fra kabelgrøfta ble vurdert som sannsynlige skredårsaker på tidspunktet. Siden det ikke var annen aktivitet i området enn støping av en tunnelportal i kraftverket, ble ingen andre skredårsaker vurdert som aktuelle, og det ble vurdert at det var liten risiko for videre skredutvikling. Det ble derfor besluttet å vurdere muligheter for åpning av vegen. Arbeidet startet og pågikk frem til mørkrets frembrudd på fredagskvelden. På lørdags morgen var arbeidet gjenopptatt og pågikk frem til lunsjpause. Etter denne kom beskjed om et nytt større skred ved Bekkevold, ca. 200 meter nord for det første skredet, figur 3. Hendelsesforløp, observasjoner og de vurderinger som ble tatt under de 2 første dagene av april er godt beskrevet i Multiconsults sin rapport, ref 4.
Etter det andre skredet ble arbeidet med å åpne vegen avsluttet og Statens vegvesen begynte til å kartlegge grunnforholdene og prosjektere løsning for en ny vegforbindelse.
Oppbyggingen av vegen ble gjort med en robust løsning hvor området forbi første skredgropen ble mudra og fylt opp fra fast grunn og området forbi det andre skredet ble sprengt in på berg.
Vegen åpnet igjen den 12 juli, vad som årsaket de to skredene er ikke utredet og det kan bare spekuleres i hva som egentlig har hendt.

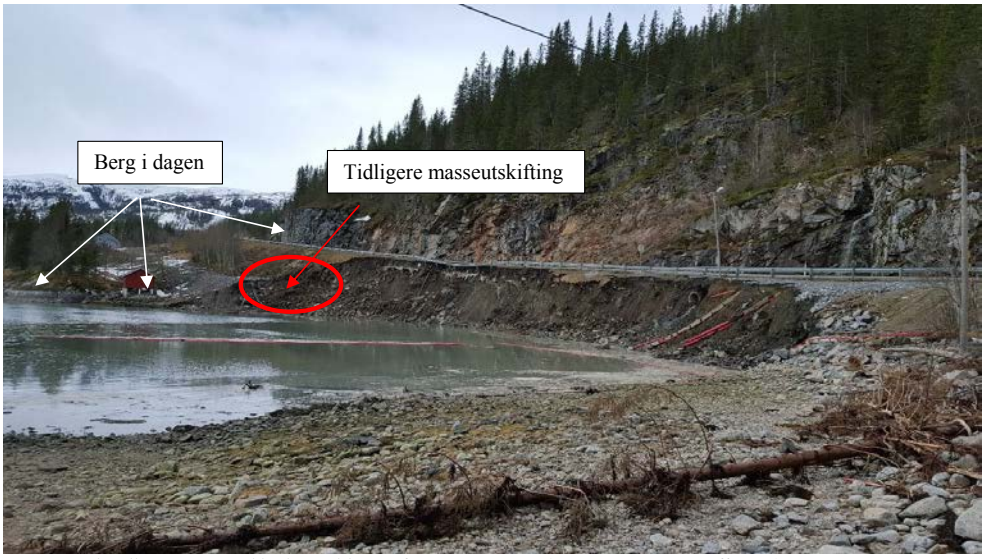
Figur 2: Bjørnstokkvika før skred ved anlegning av kabelkanal (Foto: Helgelandskraft)



Figur 3: Oversikt Tosbotn med omriss rundt skredområdene samt tunnelen til Bjørnstokk kraftverk.

BJØRNSTOKKVIKA

Skredet ved Bjørnstokkvika var det første skredet. Størrelsen anslås til å være 5000 m^3 og skredkanten strekker seg ca. 125m etter fylkesvegen, ref 4 og 7. Skredet gikk ned i sjøen og tok med seg vegfyllingen helt inntil asfaltkanten. Mot øst tar skredgropa en sving mot sjøen i sør og stopper mot en elveavsetning. Her ble det registret at fjæra inn mot elva var urørt, ref 4. Mot vest kan det ses berg i dagen i sjøen fra Naustet og langt videre mot sørvest. I området hvor det ikke ses berg er det utført masseutskifting for å fjerne bløte masser. Dette ble gjort i forbindelse med en mindre utgliding i 1994, ref 6. Årsaken til utglidingen i -94 ble ansett til å være store vannmengder gjennom den åpne vegfyllingen som forårsaket oppbløting av leirskiktet over fjellet, ref 6. Skredet i 2016 gikk sannsynligvis helt fram til og stoppet ved denne utskiftingen.



Figur 4: Skredkant Bjørnstokkvika. Bilde tatt fra øst mot vest. (Foto: Roger Kristoffersen)

Figur 5: Skredkant Bjørnstokkvika. Bilde fra masseutskiftet område i vest og mot øst. (Foto: Ida Bohlin)

Figur 6: Oversikt Bjørnstokkvika (Foto: Jøran Horn)

BEKKEVOLD

Skredet ved Bekkevold var det andre skredet og kom som en overraskelse for alle involverte. Det var på forhånd vurdert at det første skredet ved Bjørnstokkvika ikke kunne forplante seg og situasjonen etter dette skredet ble beskrevet som «kaotisk», ref 4.

Figur 7: Skredet ved Bekkevold, bilde tatt mot vest (Foto: Henrik Lissman)

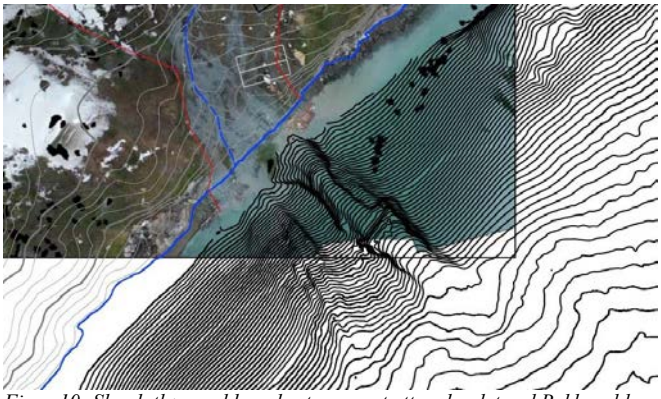
Størrelsen på skredet var omtrent 130 000 m^3 og i øvre del av skredet ble fylkesvegen flyttet ca. 10 meter nedover i 100 meters lengde. I tillegg ble 2 hus på gården rammet. Ettersom husene delvis var fundamentert på berg stoppet skredmassene rett under husene og de ble kun flyttet, selv om skadene gjør at husene må rives, figur 8.

Figur 8: Bolig ved Bekkevold. Tydelig hvor skredmasser stoppet opp mot berg under huset (Foto: Ida Bohlin)

Skredet ved Bekkevold hadde 2 tydelige bruddkanter, figur 9, med det er ikke helt entydig hvor skredet startet. Men etterberegninger tyder på at initialbruddet gikk ved den øvre bruddkanten direkte under vegen.
Utløpet er konsentrert til et mindre område og massene strømmet over en lavere del av bergterskelen som ellers kan ses etter hele sjøkanten, figur 18 og 19. Utført bunnkartlegging viser tydelig at mengden masser som gått ut i sjøen er begrenset, figur 10. Større delen av sjøbunn ved utløpet er tilsynet helt uberørt.

Figur 9: Bilde over Bekkevold fra helikopter (Foto: Jøran Horn)

For hele området hvor skredet gikk var vegen prosjektert med motfyllinger av varierende dimensjonen da sikkerheten for utglidinger var bedømt som for dårlig, ref 5. Vi har ikke noen helt entydig informasjon om hvorvidt disse motfyllinger ble bygd eller ikke, men utfra terrenginformasjon (før skredet) og de tidligere utførte grunnundersøkelsene ser det relativt klart ut til å være tilfelle.



Figur 10: Skredutløp med bunnkart, scannet etter skredet ved Bekkevold

Figur 11: Oversikt over begge skredene (Foto: Jøran Horn)

MULIGE SKREDORSAKER

Etter de to skredene begynte man direkte til å se etter forskjellige faktorer som skulle kunne påvirket områdene og bidratt til å være utløsende faktorer.

I helt uavhengig rekkefølge foreslås:

1. Nedgravd høyspentlinje i jorden
2. Dårlig stabilitet i utgangspunktet
3. Anleggsaktivitet i området
4. Vanntap i Bjørnstokk kraftverk (Hydraulisk jekking/splitting og vannlekkasje)
5. Rystelser i området
6. Tung last på vegen
7. Grått vann i Bjørnstokkelva
8. Vær og klima
9. Vannlekkasje fra vannledning
10. Dårlig drenering/tette stikkrenner

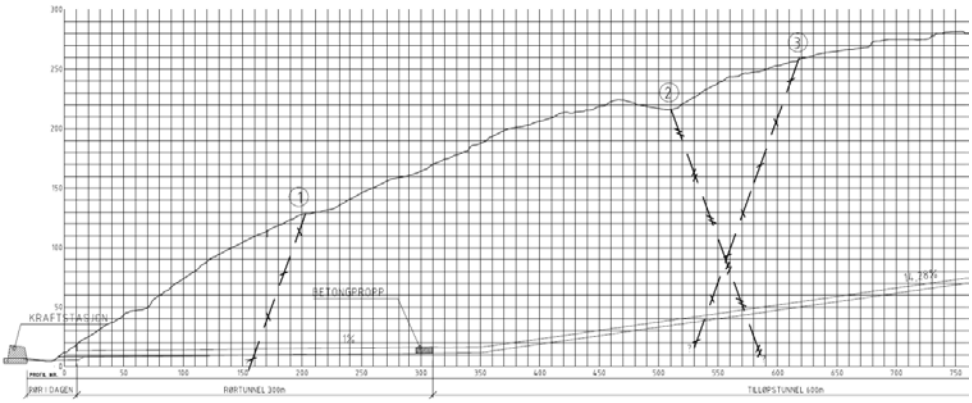
Unntatt punkt 10 er disse faktorene listet opp Multiconsults sin rapport med tilhørende kommentarer. Denne artikkel kommer kun å gå gjennom de 3 punkter som anses ekstra interessant.

- Hydraulisk jekking/splitting og vannlekkasje
- Rystelser i området
- Dårlig stabilitet i utgangspunktet

HYDRAULISK JEKKING/SPLITTING OG VANNLEKKASJE VED INNTILLIGGENDE KRAFTVERKET

Direkte etter de to skredene ble det vurdert som svært sannsynlig at det var en felles årsak til de to skredene. Bjørstokk kraftverk ble da vurdert som en mulig faktor. Det ble derfor innhentet mer informasjon fra kraftlaget. Det ble opplyst at man hadde hatt litt problemer med lekkasjer i tilløpstunnelen til Bjørnstokk kraftverk. Geotekniker informerte om at de kunne være en sammenheng mellom lekkasjene i berget og de to skredene, og de ble i samråd besluttet at inntakslukene til kraftverket skulle stenges, ref 4. Kraftlaget har i etterkant gjennomført inspeksjon av tunnelsystemet og fastslått at hydraulisk splitting har skjedd og det er også bestilt en gransking av anlegget, ref 2.

Bjørnstokk kraftverk er et kraftverk som er under etablering og ble prøvekjørt da skredene gikk. Inntaket er i Bjørnstokkelva og det er anlagt en uforet tunnel (trykksjakt) ned til en betongpropp og videre rørtunnel. Fallhøyden er ca. 265 meter, ref 9. Det er registrert 6 st forskjellige svakhetssoner som krysser tunellen, hvor en ligger nedfor betongproppen og med orientering mot skredområdene, figur 12 og 13.



Figur 12: Lengdeprofil nedre del av krafverkstunell, ref 9

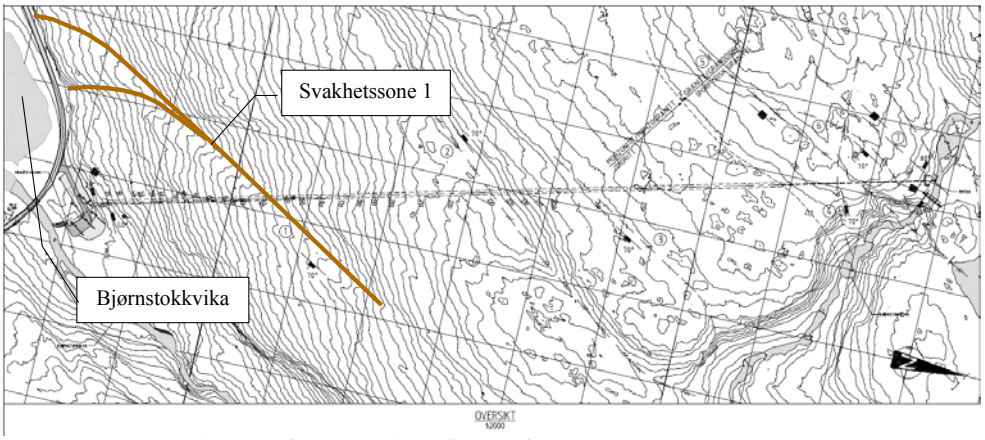
Hydraulisk splitting forstås som en overbelastning av strekkfastheten i intakt bergart slik at det skapes en ny, kunstig sprekk. Hydraulisk jekking forstås som trykket som skal til for å åpne en eksisterende sprekk ved at sprekkeflatene presses fra hverandre ved belasting større enn normalspenning over sprekken, ref 2. Disse begrepene er brukt om hverandre i grunnlaget og videre i denne artikkel brukes kun splitting.

K. Garshol (2016) forteller om de observasjoner og indikasjoner som viser på at hydraulisk splitting skjedd. Det har oppstått lange sprekker som tidligere ikke vært observert på noe tidspunkt, og man ser visuell karakter av friskt brudd, ref 2. Vannveien er nedtappet 4 dager før utført befaring og likevel fant man stabil vannlekkasje som ikke fantes før siste oppfyllingen. Dette forklarer K. Garshol (2016) med *" ...irreversible deformasjoner som medført forbindelse til eksisterende vannførende kanaler i berget, som altså i ettertid gir innlekkasje til tunnelen".* Videre observeres også flere riss i sprøytebetongen med omtrentlig orientering som hovedsprekken.

Selve splittingen har sannsynligvis ikke noe direkte med skredene å gjøre, men å finne ut hvorvidt tunnelen, svakhetssonene og de splittede sprekkene sammen kunne lede vann og øke poretrykket i skredområdene vill være svært interessant.

K. Garshol (2016) nevner i mulige årsaker til hydraulisk splitting *"Det er tenkelig at praktisk talt fullt vanntrykk fra trykktunnelen har blitt matet ut mot fjordsiden langs kanaler i det observerte sprekkesettet (og altså til områder med lavere overdekning og vertikalspenning) og hvis en jekking egentlig har startet nedstrøms for prøppen, kan et initiert brudd ha propagert nordover pga kilvirkning»*

Det kan altså ikke utelukkes at selve tunellen (før hydraulisk splitting) forandret vannløpet i Bjørnstokkelva gjennom å lede det ned mot skredområdene og mate ut *"fullt vanntrykk"* i svakhetssonen mot sjøen. Det er observert noe uvanlig blakking av elva hvilket kan tyde på at spredning av trykkvann til omkringliggende berg, ref 2, man vet ikke når dette oppstod men har antatt at det var allerede ved første oppfylling.



Figur 13: Ingeniørgeologis kart for Bjørnstokk kraftverk, ref 9

K. Garshol (2016) har listet opp viktige hovedpunkt for tidslinjen fra start av første oppfylling av kraftverket og til nedtapping etter andre gangs fylling. Et utdrag presenteres her:

23-25. februar:	Første gangs fylling
25. februar - 7. mars:	Vanntrykk på 211 - 257 mvs
18 - 30. mars:	Andre gangs fylling opp til 253 mvs 30 mars 19.30 registrert rystelse (jordskjelv) NORSAR
31. mars:	Notert økt lekkasje ved betongproppen Drønn/rystelser observeres av arbeidere i kraftstasjonen
1. april:	Skred Bjørnstokkelva Drønn/rystelser observeres etter skredet
2. april:	Skred Bekkevold Inntaksluke stengs, lekkasje vil nedside propp har økt
3. april:	Trykket ved proppen er redusert

K. Garshols (2016) syn på tidslinjen og vurdering mot eventuell spredning av trykkfronten er at man *"... kan se muligheten av først 2 rystelser (drønn) 30. mars og 31. mars, før en evt vannkanal når Bjørnstokkvika, gir poretrykkstigning og mulig utløsning av skred. Deretter kan en forestille seg at neste rystelse (drønn) 1.april åpnet for ny vanntilførsel til Bekkevold og på samme vis medvirket til skredet den 2. april"*

Det skal påpekes at dette ikke er noe som er undersøkt men at det er kun spekulasjoner av mulig hendelsesforløp. En annen minst like sannsynlig forklaring er at den første splittingen åpner opp kanaler til begge skredområdene, men at terrengforholdene og forskjell i grunnforhold gjorde at området ved Bekkevold kunne motstå større oppbygging av poretrykk før skredet utløstes.
Videre bør det undersøkes og vurderes hvorvidt lekkende vann fra kraftverket i det hele tatt kunne bygge opp et poretrykk i områdene. Det må då også vurderes hvis dette kunne skje i løpet av 1,5-3 døgn (tid fra første splitting til skred) eller 14,5-16 døgn (tid fra oppfylling til skred). Dette må vektes mot beregninger som viser hvor stor øking som trengs for å oppnå brudd.

Til slutt må en også bemerke at tidspunktet for hendelsene sammenfaller med en årstid når en normalt forventer større vannmengder grunnet høyere temperaturer og snøsmelting. På skredstedet var det registrert at øvre jordlaget på flere steder var vannmettet og det rant noe vann nedover bergskjæringene, ref 4.

RYSTELSER I OMRÅDET

Under torsdagen og fredagen var det opplevd rystelser som ikke kan skyldes sprenging i området. Oppgitte tidsangivelser er torsdag kl. 08.56 og fredag 14.30, ref 4. I tillegg ble det registrert ett skred med magnitude 1,2 på Tosbotnøya på onsdag. Ved nærmere kontroll, ref 1, så er det registrert flere skjelv også på torsdagen. Disse ble av noen grunn ikke automatisk registret og lagt opp på weben.

Tid	Magnitude
Ons 30/3 kl. 21.21	1,3
Tors 31/3 kl. 08.55	1,4
Tors 31/3 kl. 08.58	0,3

Tabell: Tidspunkt og styrke for registrerte skjelv i området, ref 1

De to første registreringene er registrert av 12 stasjoner 99,8-308 km fra lokasjonen og det kan forventes en usikkerhet på ca. 5 km for plasseringen. Den svakere er registret litt til vest, men nøyaktighet er dårligere og den kan va på samme plassen. Ved oppgitt tidspunkt for drønn på fredagen har man ikke funnet noen registreringer.

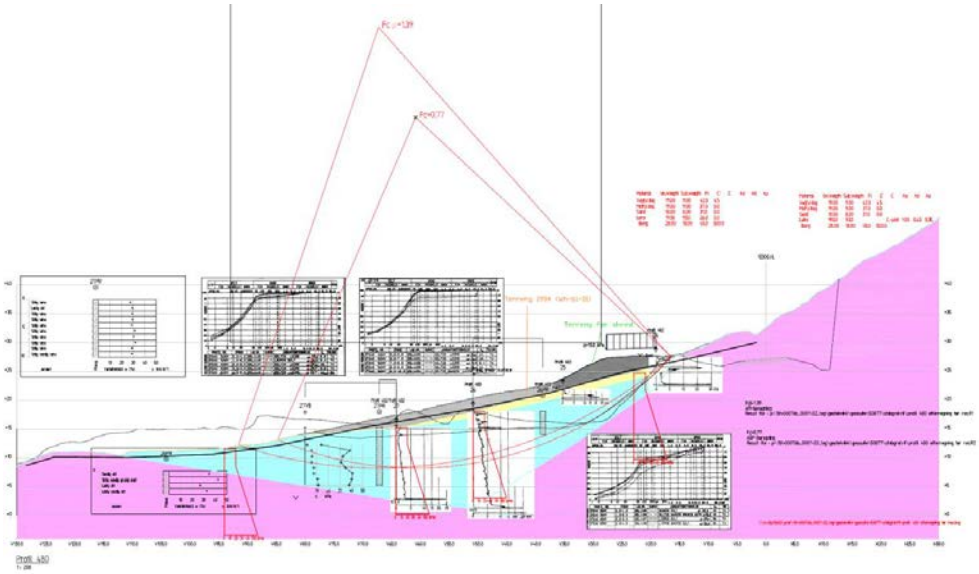
Gitt informasjonen at det har skjedd hydraulisk splitting må dette kunne ses som en sannsynlig forklaring til de oppmålte rystelsene. Likevel er tidspunktet for de siste målte skjelvet omtrent 1 døgn før det første skredet og det anses derfor ikke være av betydelse for de utløsende faktorene. I tillegg er oppmålt styrke forholdsvis lav og tidligere sprengningsarbeider i området kan ha gitt større rystelser.

DÅRLIG STABILITET

At det er forholdsvis dårlige grunnforhold i området er kjent helt siden vegen ble bygd på 90-talet. Flere geotekniske tiltak som flytt av planlagt veglinje, masseutskifting og motfyllinger ble tatt i bruk for å sikre stabiliteten for vegen. Man hadde også en mindre utgliding som tidligere nevnt. Dessverre inneholder grunnlaget fra 1994, ref 5, kun de stabiliserende tiltak som anbefaltes og det er ikke presentert noe resultater fra de utførte stabilitetsberegningene.

Ettersom det første skredet til stor del gikk ute i sjøen mangler vi informasjon om hvordan terreng/sjøbunn så ut før skredet og kan derfor ikke tilbakeregne stabiliteten. For det andre skredet foreligger gode innmålinger av terrengen og vi har laget modeller utfra resultatet fra undersøkelsen i -94 og gjort noen etterregninger av stabilitetsforholdet i området. Disse beregninger er kun foreløpige og ennå ikke presentert i noen rapport.

Beregningene er utført med skjærstyrke basert på tidligere utført vingebor samt nye CPTUer tatt i området. Vi har foretatt poretrykksmålinger i 2 nivå i området ved siden av skredgropen. Målingene viser svært lave poretrykk på henholdsvis 6,1 til 16,1 kPa og 22,7 til 29,5 kPa i 4 og 9 meters dybde i perioden mellom 30. mai og 30. juni 2016. Disse anses usikre og det er valgt å bruke en konservativere grunnvannstand.



Figur 14: Etterregning av stabiliteten ved skred 2, profil 480

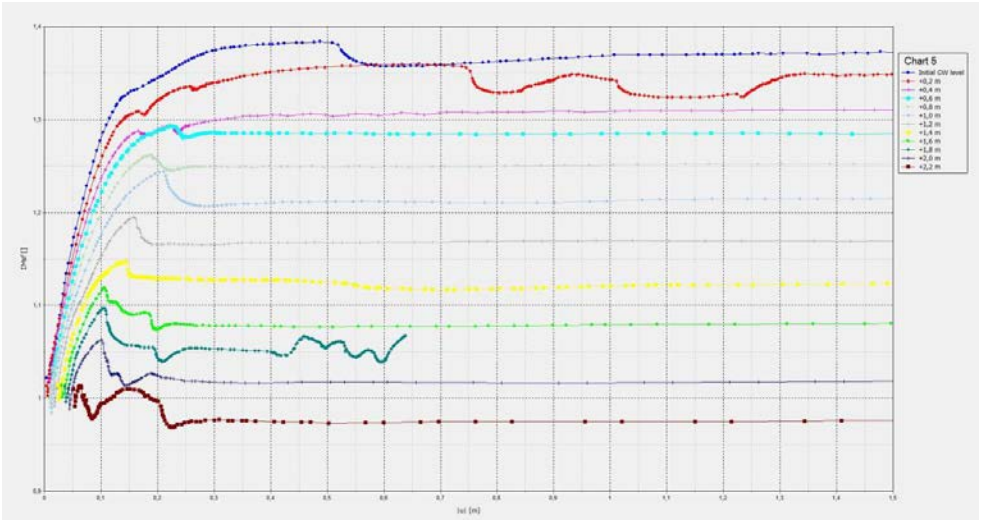
Profil 430				Profil 480		
Beregningsprogram	**Beregningmetode**	**Materialfaktor γm**		**Beregningsprogram**	**Beregningmetode**	**Materialfaktor γm**
Geosuite Stability	aϕ	1,79		Geosuite Stability	aϕ	1,39
	ADP[1]	1,03			ADP[1]	0,98
	ADP[2]	1,21			ADP[2]	1,16
				Plaxis	aϕ	1,35

1. Det er ikke tatt hensyn til forventet konsolidering (og økningen av skjærstyrken) under veg- og motfylling siden de ble lagt for ca. 20 år siden. Den reelle materialfaktoren forventes derfor å være noe høyere.
2. Økt C-profilene med ca. 10 kPa under den antatte minst ca. 2 meter tykke motfyllingen.

Figur 15: Resultat fra etterregning av stabilitetsforholdet

Man bør anta at det er de utførte aϕ-beregningene som best beskriver stabilitetsforholdene under vegfyllingen før skredet. Disse viser på en sikkerhetsfaktor, γ_m, forholdsvis godt over 1, på 1,35 til 1,79 direkte i skredet. Riktig nok viser de udrenerte beregningene på lav sikkerhet γ_m=1±0,03 ved bruk av målt skjærstyrke før skredet. Hvis man tar i betraktning at leiren sannsynligvis er konsolidert under fyllingene øker beregnet sikkerhet noe. Likevel er det vanskelig til å tru at området ville hatt en udrenert oppførsel mer enn 20 år etter at fyllingene ble lagt ut. Videre analyse tar derfor kun utgangspunkt i aϕ-beregningene.

For å undersøke hvis skredene kunne vært utløst av forhøyd porerykk i området ble den samme modellen videre brukt med en trinnvis heving av grunnvannet med 0,2 meters trinn. Vannivået ble ikke hevet i nedre del av skråningen da det antas at det er der vannet drenerer ut. Når grunnvannet tangerte terrengoverflaten ble det også låst. For å komplettere Geosuite-beregningene er denne analysen også utført i Plaxis, ref 3.



Figur 16: Plott over sikkerhetsfaktor for forskjellig GV-nivå fra Plaxis, ref 3

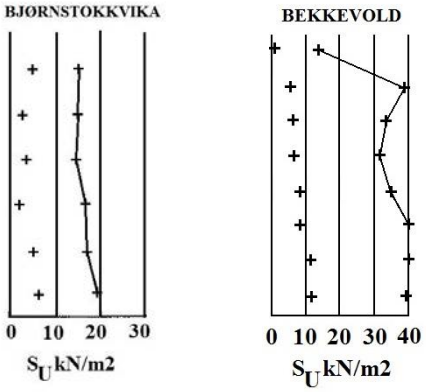
Disse beregninger viser at det trengs en økning av poretrykket med ca. 20 kPa, motsvarende en heving av grunnvannsyten med ca. 2 meter, for å initiere et skred. Merk at dette er med utgangspunkt i en grunnvannsnivå som er antatt.
Hvis en slik øking av poretrykket har oppstått eller kunne oppstår i området vet vi ikke, men det bør undersøkes videre. En kombinasjon av lekkasje fra tunellen, en årstid med mye vannføring samt dårligt drenering må helt klart kunne resultere i stor vannmengde i området.

Det skal heller ikke utelukkes at forhøyet poretrykk kun er en del av årsaken og skal ses i samband med andre omstendigheter.

KVIKKLEIRE?

Det er fristende til å kalle skredene i Tosbotn for kvikkleireskred. Citat fra Multiconsult (2016) "*Observasjoner av skredmassene fra Bekkevold viser klart en flytende karakter som er typisk for sprøbruddmateriale/kvikkleire.*" Likevel er det ikke helt sikkert at massene i området er innenfor definisjonen for kvikkleire (omrørt skjærstyrke mindre enn 0,5 kPa) eller sprøbruddmateriale (omrørt skjærstyrke mindre enn 2 kPa og sensitivitet mer enn 15).

Da det kun er tatt opp omrørte prøveserier fra tidligere er 2 vingeboringer fra vegbyggingen på 90-talet det eneste som kan si noe om skjærstyrkene direkte i skredene. Det ble på den tiden tatt en vinge i hvert av områdene. Begge disse indikerer omrørte skjærstyrker over angitt grense for sprøbruddmateriale, figur 17. Det er imidlertid kjent at denne typ av resultat kan være noe usikker av flere grunner, bland annet friksjon i utstyret. I noen av dreietrykksonderingene avtar fastheten også med djupet hvilket kan indikere at det var kvikkleire.



Figur 17: Illustrasjon av vingeboringer utført i 1993-1994. For riktig skala og dybde henvises til ref 5.

De grunnundersøkelser som ble utført i etterkant av skredene, ref 7 viser at deler av massene hvor sjøbunn lå igjen i Bjørnstokkvika er kvikkleire, med omrørt skjærstyrke helt ned i 0,1 kPa. Dette tyder på at også de masser som raset ut var sensitive.
Oppe ved Bekkevold er det ikke helt entydig om massene bestod av kvikkleire. En uforstyrret 54 mm prøveserie som ble tatt ca. 40 meter fra skredgropen viser at omrørt skjærstyrke ligger på mellom 2,5 og 2,9 kPa i hele dybden unntatt en registrering på 1,9 kPa. Dette kan ikke i seg selv bekrefte at det andre skredet var et kvikkleireskred, og det bør ikke utelukkes muligheten at det som ble observert ute i felt var meget vannmettet leire som ble vasket ut ur området grunnet stor vannmengde/vanngjennomstrømning, figur 18 og 19.
Dette ville i slik tilfelle forsterke påstanden om at vanntilførselen i området var for stor.

Figur 18: Leire som strømmer over bergterskelen ved det andre skredet (Foto: Novatek)

Figur 19: Leire som strømmer over bergterskelen ved det andre skredet (Foto: Roger Kristoffersen)

BLE DE RIKTIGE VURDERINGE GJORT?

Som tidligere nevnt ble det vurdert at det første skredet ved Bjørnstokkvika ikke kunne forplante seg. Avsperringen vest for de første skredet ble plassert ca. 100 meter fra skredkanten, som vist i figur 3. Citat fra Multiconsult (2016) *"De mange observasjonene av berg i dagen mellom skredet og Bekkevold, samt berg i dagen mellom Bekkevold og sjøen gjorde at Bekkevol ikke ble vurdert som skredutsatt"*. Her skal merkes at geotekniker fra Statens vegvesen sammen med Multiconsult diskuterte spesielt risikoen for videre skredutvidelse til gården ved Bekkevold og ble enig i at dette ikke var en risiko.
Likevel kunne man dager etterpå lese følgende på NRK.no:

Mente evakuering var unødvendig – ett døgn etter skjer dette

Etter at det første leirskredet gikk fredag, mente ekspertene at det ikke var nødvendig å evakuere naboene. Ett døgn senere gikk kjempeskredet som tok med seg flere hus flere hundre meter av veien.

RAS PÅ FLERE HUNDRE METER: Geoteknikere kom i dag til rasområdet på Sør-Helgeland, der to gigantiske leirskred tok med seg fylkesvei 76 og tre hus i helga. Fylkesveien er den eneste fergefrie tilknytningen folk i Brønnøy og Sømna har til E6, og flere tusen mennesker er uten veiforbindelse.
FOTO: OLE-CHRISTIAN OLSEN / NRK

Journalist
Susanne Lysvold
@susannely

MER OM RASET I TOSBOTN

Publisert 04.04.2016, kl. 16:05

Figur 20: Artikkel publisert på NRK.no den 04.04.2016

Et betimelig spørsmål blir då fort: Kunne det andre skredet vært forutsett?
Svaret er sannsynligvis at vi ikke kunne forutse et ytterligere skred i området utfra akuttbefaringen og den informasjon som var tilgjengelig på tidspunktet. Selv om vurderingen settes i sammenheng med det vi vet i dag må vurderingen ang. risikoen for Bekkevold anses riktig på det tidspunktet.

Alle de klassiske tingene, som vær, kvartærgeologiske kart, tidligere grunnundersøkelser med mere ble sjekket opp og medtatt i vurderingen. Kraftlaget ble også kontaktet for å utelukke at det ikke pågikk sprengningsarbeider.
Man skaffet seg en god oversikt over området, bland annet med å tidlig påbegynne sjøbunnkartlegging og dronefilming. På tidspunktet var det den østlige skredkanten som var en usikkerhet og det ble bestilt ned en grunnboringsrigg for å klargjøre området, før planen om å åpne vegen ble gjennomført. Hvilket som kjent ikke ble det endelige resultatet.

En ytterligere omstendelighet er at man i vanlig ordning fokuserte på risikoen for videre skredutvikling. Ser man helt bokstavelig på vurderingen at det ikke var risiko for videre skredutvikling er den riktig. I dette tilfellet gikk det et helt nytt, uavhengig skred og det har i etterkant ikke vært noen observasjoner om videre utvikling i det første skredområdet.

GJENNOPPBYGGING AV VEGEN

Ettersom det ikke finns noen omkjøringsvei kuttet skredene fastlandsforbindelsen for Brønnøysund og flere tusen innbyggere. De ble derfor stort fokus på å få åpne vegen så raskt som mulig.
Utfra de utførte grunnundersøkelsene ble det laget en beskrivelse på en robust vegløsning gjennom hele området. Ved Bekkevold sprengtes ny trasse in på berg rundt skredkanten, figur 21. Totalt ble de tatt ut 65.000 m^3 fast berg og 3500 m^3 urmasser ble rensket ned fra skjæringstoppen. Deler av disse massene ble sidden brukt til å oppfylling av skredgropen ved det første skredet.

Figur 21: Skjæring rund skredgrop 2, Bekkevold. Tydelig berg i dagen ved skredutløpet (Foto: Henrik Lissman)

Ved Bjørnstokkvika var berget av dårlig kvalitet og bratt i stor høyde. Det ble derfor beslutta å flytte ny veglinje lenger ut i sjøen en den tidligere lå. De utførte grunnundersøkelsene viste på løs leire blandet med rester av den tidligere vegfyllingen i fyllingsfoten. De ble derfor lagt opp til masseutskifting ned til fastere grunn og berg. De oppgravde massene ble deretter dumpet i sjøen direkte utenfor skredgropen/ den nye fyllingen, figur 22. De ble planlagt dumping av 11.000 m^3 masser og kontrollert stabilitet for dette, ref 8. Det endelige behovet for dumping endte tilslutt på 10.000 m^3.

Figur 22: Masseutskifting i skredgrop 1, Bjørnstokkvika. Masser dumpes i sjøen rett utenfor (Foto: Henrik Lissman)

Oppbyggingen av vegen ble utført av Hære og tok 2 måneder. I tillegg ble det brukt 1 måned og noen dager til å utføre grunnundersøkelser og ferdigstille beskrivelse for disse arbeidene. Åpning ble gjennomført den 12 juli og kostnaden for gjenoppbyggingen var da kommet over 40 millioner. Då gjenstår fortsatt en del etterarbeid med å sikre bergskjæringer og ordne opp i området rundt vegen.

Figur 23: Oversikt ny veg (Foto: Henrik Lissman)

KONKLUSJONER

To skred som skjer i samme område i løpet av et døgn er uvanlig og det tyder på at skredene har en eller flere felles utløsende faktorer. For det geotekniske miljøet ville det være viktig å fastslå hvorfor det raset, for å kunne stille sterkere ved fremtidige skredhendelser. Det må vurderes hvis det finns ytterlige moment som bør tas med i dagens retningslinjer og praksis for oppfølging av leirskred. Grunnet flere økonomiske interessenter bør det være en uavhengig gransking for å få endelig svar på dette.

Jeg mener at:

- Vi ikke vet hvor mye et eventuelt lekkasje fra tunellen kan ha påvirket poretrykket i områdene.
- Etterregning viser at det ville vært nødvendig med en øking av poretrykket med omtrent 20 kPa for å utløse et skred ved Bekkevold.
- Drenerte beregninger viser at det var forholdsvis god sikkerhet mot utgliding ved Bekkevold.
- Odrenerte beregninger viser at det var forholdsvis dårlig sikkerhet mot utgliding ved Bekkevold, selv om dette ikke vurderes ha betydning 20 år etter bygd veg.
- Rystelser i området kan skyldes hydraulisk splitting. Dette har sannsynligvis ikke påvirket skredene direkte, men kan ha åpnet nye vannveger.
- Det kan være en kombinasjon av flere faktorer som utløst skredene, men tilførsel av vann må være en av dem.
- Det andre skredet kunne ikke vært forutsett og avsperringen etter det første skredet ble derfor feilplassert.
- Etter første skredet fokusert man på å undersøke hvis det pågikk sprengningsarbeider ved kraftverket, men tenkte ikke på å undersøke andre menneskelige faktorer.

Tilslutt bør det også klargjøres hvem som har et ansvar for området utenom vegen i etterkant. På dette tidspunktet er det kun Statens Vegvesen som hatt noe som helst interesse for å hjelpe grunneier med sikring av området, selv om ny veg er bygd på sikker grunn.

REFERANSER

1. **Jordskjelvsstasjonen i Bergen**: Institutt for Geovitenskap, Universitetet i Bergen
2. **K. Garshol** (2016): Bjørnstokk kraftverk, Helgelands Kraft AS, Gransking av hydraulisk splitting. K. Garshol Rock Engineering Ltd, dokument Bjørnstokk KFG01av 30.mai 2016.

3. **LTU** (2016): Seminar papers in soil modelling with the finite element program PLAXIS, academic year 2016/17. Group no 1. The cause of the sensitive clay landslide in Tosbotn, Norway, Viktor Renström.

4. **Multiconsult** (2016): Skred Tosbotn. Observasjoner og vurderinger etter skred i Tosbotn 1. og 2. april 2016. Geoteknisk rapport 417966-RIG-RAPP-001, revisjon 01 av 8. april 2016.

5. **Statens vegvesen** (1994): Rv.76-04: Lande-Tosbotn, parsell: Fornes-Tosbotn. Geoteknisk rapport Wh61-01, nr. 1 av 12.januar 1994 fra Laboratorieseksjonen, Statens vegvesen Nordland.

6. **Statens vegvesen** (1994): Rv.75-02: Tosbotn-Lande, parsell: Utglidning ved Bekkevold, ca. pr. 26990-Pr. 27010. Geoteknisk rapport Wh-61-03, nr. 6 av 10.oktober 1994 fra Laboratorieseksjonen, Statens vegvesen Nordland.

7. **Statens vegvesen** (2016): Fv76 HP02: Tosbotn-Lande vegkryss, skred Bjørnstokkvika og Bekkevold. Geoteknisk datarapport 50877-GEOT-001 av 1.juni 2016.

8. **Statens vegvesen** (2016): Stabilitetsvurdering av mudringsmasser i sjø ved masseutskifting, notat 50877-GEOT-002 av 5.juni 2016.

9. **Sweco** (2013): Ingeniørsgeologisk rapport til konkurransegrunnlag, Bjørnstokk kraftverk, Rapport 571173-R01-B01 av 15.november 2013. Sweco Norge As, Trondheim.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Marco Wendt
ØRP AS

FUNDAMENTERING NY VÅLERENGA STADION

Innlegget utgår

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

UTBYGGING AV NY BYDEL PÅ NYHAVNA I TRONDHEIM

Development of Nyhavna as a new part of Trondheim city

Trond Gilde, Senior rådgiver geoteknikk, Rambøll Norge AS

SAMMENDRAG

Kommunedelplanen for Nyhavna i Trondheim legger opp til endret utnyttelse av området, fra havne- og industriaktivitet til sentrumsformål (bolig, næring service, kultur og rekreasjon), samtidig som langsiktige behov for havnevirksomhet blir ivaretatt.

Området var opprinnelig et fjæreområde, og lå for en stor del tørt på lavvann. Nyhavna er oppfylt, hovedsakelig ved mudring, men i strandsonen også ved utfylling fra land. En viktig del av utbyggingen skjedde i perioden 1941 – 45, da den tyske krigsmarine etablerte ubåtbunkeren Dora I, og nesten rakk å fullføre Dora II. Grunnen består av sand og grus i toppen, og ellers hovedsakelig silt og leire videre i dybden. Kvikkleire forekommer både på Nyhavna og i omkringliggende områder. Dybde til berg er fra 25 m til mer enn 100 m.

Grunnen er stedvis forurenset av generell industriaktivitet, avfallshåndtering, bensinstasjon, verksteddrift og tilførte fyllmasser. Sjøbunnen er dekket av forurensede sedimenter. I forbindelse med prosjektet "Renere havn" er forurensede sedimenter fjernet ved mudring i ytre del av havnebassenget, og det er etablert deponier i indre del. Hele havnebassenget er deretter tildekket med rene masser.

Setningsmålinger viser at konstruksjoner og terreng i området setter seg inntil. 0,5-3 mm/år. Setningene foregår i all hovedsak i den dypereliggende leira.

Det har gått flere skred i og omkring Nyhavna, men områdestabilteten vurderes som tilfredsstillende i dag. Lokalstabiliteten skal ivaretas i alle utbyggingsprosjekter.

Kommunedelplanen legger opp til en utbygging inntil 5 – 7 etasjer. Området vurderes egnet for en slik utnyttelse ved kompensert fundamentering eller fundamentering på friksjonspeler. På enkelte delområder i randsonen åpner planen for mer enn 7 etasjer.

Kommunedelplanen angir at det skal utføres grunnundersøkelser og geoteknisk detaljprosjektering mhp. stabilitet, setninger og fundamentering av alle utbyggingsprosjekter på Nyhavna.

Det må regnes med at området vil bli berørt av framtidig stormflo kombinert med bølgepågang som følge av forventet havstigning fram mot år 2100.

SUMMARY

The municipal plan for Nyhavna in Trondheim prepare for changing from harbor- and industrial activities to more urban utilization (residential, commercial, cultural).

The former shore area is now a landfill, established by dredging and filling from land. It is dominated by the two submarine bunkers Dora I and II made by the German marine during World War II. The original soil consists of a top layer of gravel and sand, with silt and clay at greater depth down to bedrock at 25 m – 100 m depth. Quick clay is found inside Nyhavna as well as in surrounding areas.

The landfill is partly polluted from various industrial activities. The seabed was covered with polluted sediments, but is now cleaned up and covered with a clean soil layer. Disposal sites for polluted sediments are established in the inner harbor area.

Measuring shows settlements of ground and constructions up to 0,5 – 3 mm/year in the Nyhavna area. The settlements take place in the deeper clay layers.

There have been several landslides in Nyhavna and the surrounding areas. The area stability is now considered to be satisfactory, and local stability is to be handled for each construction project. There is a risk that flood will affect the area due to future sea level rise combined with high waves.

The municipal plan prepares for buildings up to 5 - 7 floors. The area is considered suited for this with buildings founded on piles or a continuous concrete slab. In border areas even more than 7 floors could be accepted. The municipal plan states that soil investigations and detailed geotechnical design should be carried out for every new project.

INNLEDNING

Nyhavna i Trondheim er i dag et havneområde med hovedsakelig arealkrevende industriaktiviteter. Området ligger med kort avstand til dagens sentrumsområder.

Trondheim kommune har i 2016 vedtatt en ny Kommunedelplan for Nyhavna, hvor området planlegges utnyttet til sentrumsformål (bolig, næring service, kultur og rekreasjon), samtidig som langsiktige behov for havnevirksomhet blir ivaretatt.

Rambøll har i 2010 gjort en geoteknisk vurdering av utbyggingsforholdene på Nyhavna for Trondheim kommune (Rambøll rapport 6080822/432 nr 1). I foredraget gis en orientering om geotekniske forhold knyttet til den planlagte utbyggingen, bl a setninger, fundamenteringsforhold, forurenset grunn og flom- og skredfare.

NYHAVNA

Området grenser mot den tidligere strandlinja (Strandveien) i øst, Nordlandsbanen (Meråkerbanen) i sør, Ladehammeren i nord og Nidelva i vest (nytt elveløp i 1952), se figur 3.

Området vest for Strandvegen var opprinnelig et fjæreområde (Lademoøren) og lå for en stor del tørt på lavvann. På grunnlag av havneplaner fra 1912 og 1937 ble området gradvis bygget ut, hovedsakelig ved mudring, men i strandsonen også delvis ved utfylling fra land. En viktig

del av utbyggingen skjedde i perioden 1941 – 45, da den tyske krigsmarine etablerte ubåtbunkeren Dora I, og nesten rakk å fullføre Dora II.

Figur 1. Nyhavna sett fra nord *(Trondheim kommune. Kommunedelplan Nyhavna)*

GRUNNFORHOLD

Området er oppfylt, og terrenget ligger i dag på ca kt +3,0 – +3,5 (NN 2000).

Fyllmassene består hovedsakelig av sand og silt fra omkringliggende sjøbunnsområder. Tilkjørte fyllmasser er gravemasser fra omkringliggende områder og Trondheim sentrum som inneholder en god del tegl og trerester.

Original grunn på Nyhavna består for det meste av marine sedimenter, silt og leire. Over disse ligger et lag av sand og grus med økende mektighet vestover mot Nidelvas løp. På selve Nyhavna er det kvikkleire lokalt ved et hjørne av Dora I. I omkringliggende områder er det forekomster av kvikk og sensitiv leire inn mot Ladehammeren og under boligområdene opp mot Lademoen, se figur 3.

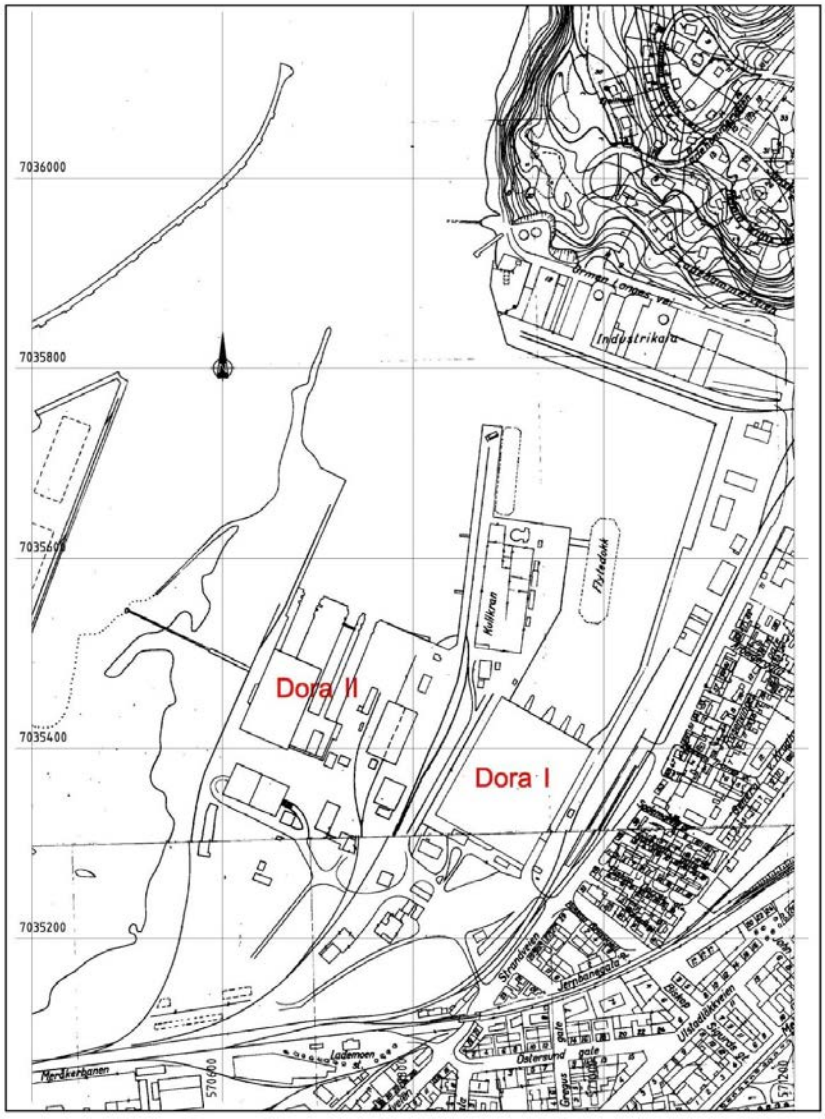
Dybden til berg varierer fra ca 25 m lokalt ved kvikkleireforekomsten ved Dora I, til mer enn 100 m ved Nidelva i vest.

FORURENSET GRUNN

Nyhavna-området er påvirket av forurensende aktiviteter som generell industriaktivitet, avfallshåndtering, bensinstasjon og verksteddrift. Det er også registrert forurensede fyllmasser

med bl.a. PAH og cyanid, som trolig stammer fra det tidligere gassverket like øst for området (1916 – 1957).

Sjøbunnen i havneområdene er, som normalt i havneområder, dekket av forurensede sedimenter. Det er påvist høye konsentrasjoner av TBT, Pb, Cu, PAH og PCB. I forbindelse med prosjektet "Renere havn" er det gjennomført mudring i havnebassenget. Sammen med betydelige mengder forurensede sjøbunnsedimenter fra andre steder i Trondheims havneområde, er mudringsmassene deponert i indre del av havnebassenget på Nyhavna, og hele havnebassenget er deretter tildekket med rene masser (kalkstein).



Figur 2. Nyhavna ca 1951. Elveløpet vest for Dora II er ennå ikke etablert *(Trondheim kommune)*

SETNINGER

Det foregår setningsmålinger på Nyhavna-området. Det registreres setninger selv om det er mer enn 50 år siden det meste av området ble oppfylt. Setningshastigheten ligger i størrelsesorden 0,5-3 mm/år. De minste setningene skyldes den generelle oppfyllingen av området, mens de største setningene skyldes nyttelaster. Setningene foregår i all hovedsak i leire, som ligger fra 15 – 20 m under terreng og ned mot fjell.

STABILITET

Det har tidligere gått flere ras innenfor og omkring Nyhavna, se figur 3.

I forbindelse med byggingen av Dora I i 1941-43 kollapset minst en av spuntveggene.

I 1944 gikk det et ras i skråningen opp mot Ladehammeren.

I 1961 gikk det et ras ved Ladehammerkaia i forbindelse med en utvidelse av denne.

I 1990 gikk det et større undersjøisk skred ved utløpet av Nidelva utenfor Ladehammeren, som så vidt også berørte områdene på land (Trondheim kommune rapport R.795-2).

I 2005 gikk det en mindre utglidning i kvikkleire i en byggegrop opp mot Innherredsvegen.

Områdestabilitet
Det har gått flere flyteskred i Trondheims havneområder. Komiteen 1953/1957 for grunnundersøkelser i Trondheim havneområde konkluderte med at risikoen for skred fortsatt er til stede, og at det ikke kunne utelukkes at slike skred kunne berøre Lade molo ved utløpet av Nidelva nord for Nyhavna. Rambøll og NGI har i ettertid gjort vurderinger som viser at slike skred ikke vil berøre Nyhavna (Rambøll rapport 1350011331 nr 01).

Risiko for kvikkleireskred skal vurderes iht NVEs gjeldende retningslinjer (NVE 7/2014).

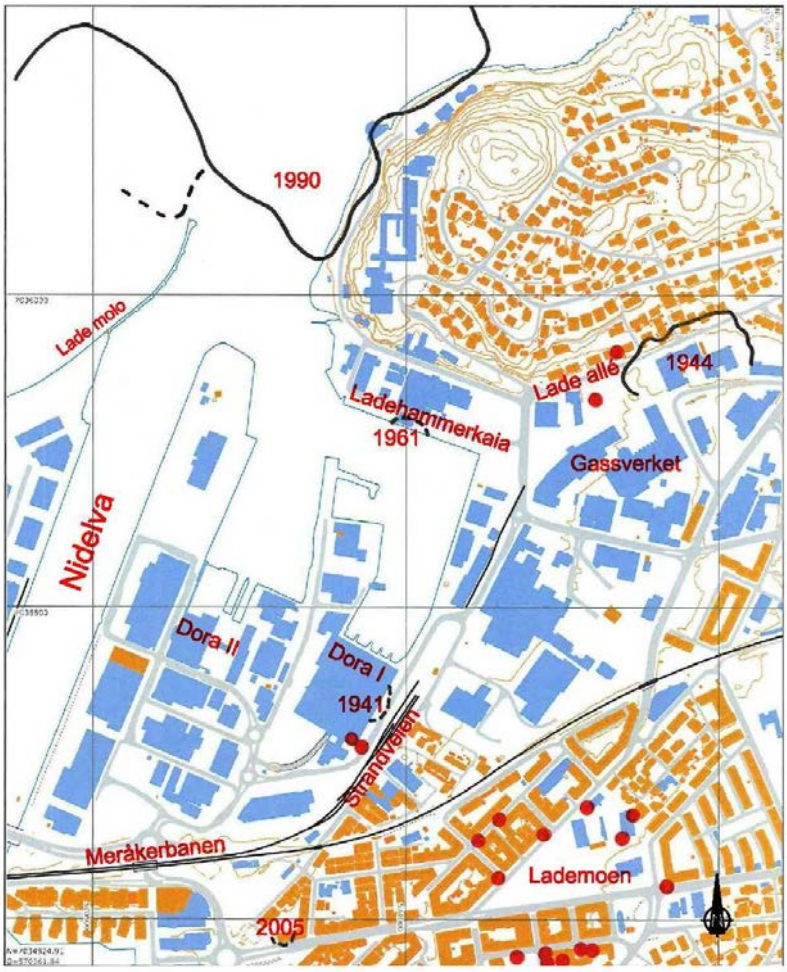
Kvikkleireforekomsten ved Dora I er lokal, og denne er innestengt av Dora I og vil derfor ikke bety noe for områdestabiliteten.

Risikoen for kvikkleireskred opp mot Ladehammeren er under utredning i forbindelse med planlagte utbyggingsprosjekter i området, men det er ikke forventet at utløpsområdet for mulige skred i dette området vil berøre Nyhavna.

Kvikkleira i området opp mot Lademoen ligger for det meste dypere enn terrenget ved Nyhavna. Videre er det små høydeforskjeller over store avstander slik at det vurderes som lite sannsynlig at det skal gå kvikkleireskred her som kan berøre Nyhavna.

Lokalstabilitet
Lokalstabiliteten ut mot havnebassenget og Nidelva er tilfredsstillende i dag, men må kontrolleres i forbindelse med de enkelte byggeprosjekter.

Stabiliteten og kapasiteten av alle eksisterende havnekonstruksjoner (spuntvegger, pelekaier mm) må vurderes i forbindelse med detaljprosjektering av utbyggingen.



Figur 3. Nyhavna. Skred og borpunkter med påvist kvikkleire *(Kart Trondheim kommune)*.

FUNDAMENTERING

De to mest aktuelle fundamenteringsmetodene for større bygg er fundamentering på peler, eller hel eller delvis kompensert fundamentering på hel plate. For lette og mindre setningsømfintlige bygg kan også fundamentering i rene, mineralske fyllmasser være mulig.

Peler vil i all hovedsak være friksjonspeler, med mulighet for peling til fjell nærmest Ladehammeren og i den sørøstre del av utbyggingsområdet. Fundamentering på hel plate må skje i ren mineralsk grunn.

Ved fundamentering ut mot eksisterende spuntvegger må det bl.a. tas hensyn til stag i grunnen.

FRAMTIDIG HAVSTIGNING OG STORMFLO

Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap angir middelverdi for stormflo for Trondheim havn til kt. +2,32 (DSB 2016). Videre angis forventet havstigning for perioden 2081-2100 til 53 cm. Dette gir forventet stormflo på kt. + 2,85 (+2,90). Det er dermed mulighet for at de lavestliggende områder ut mot havnebassenget og Nidelva kan bli berørt.

Nyhavna grenser mot Nidelva. NVE har utarbeidet flomsonekart for Nidelva (NVE 6/2001). Dette viser at en flom i Nidelva bare i liten grad vil berøre dagens landarealer på Nyhavna, selv når stormflo og framtidig havstigning er hensyntatt.

Påvirkning fra bølger er ikke inkludert i noen av beregningene. Det må derfor regnes med at større deler av Nyhavna enn det som er angitt vil bli berørt.

Framtidige setninger som følge av tilleggslaster i forbindelse med utbyggingen kan også øke risikoen for at stormflo skal påvirke området.

UTBYGGINGSMULIGHETER

Kommunedelplanen angir at det skal utføres geoteknisk detaljprosjektering mhp. stabilitet, setninger og fundamentering av alle utbyggingsprosjekter på Nyhavna. Prosjekteringen skal være basert på grunnundersøkelser for de aktuelle prosjekter.

Kommunedelplanen legger opp til en utbygging inntil 5 – 7 etasjer. Området vurderes egnet for en slik utnyttelse ved kompensert fundamentering eller fundamentering på friksjonspeler. På enkelte delområder i randsonen åpner planen for mer enn 7 etasjer.

Av hensyn til stabilitet og spuntvegger kan det være aktuelt å trekke bebyggelsen noe bort fra skråninger og spuntvegger. Det er også anbefalt å bygge ut større deler av området samtidig, bl.a. for å få bedre kontroll med deformasjoner ifm. peling.

Det må regnes med en betydelig rehabilitering av kaier og spuntvegger ved utbyggingen.

Det kan være aktuelt å heve terrenget i deler av området for å redusere konsekvensene av stormflo. Fylling og byggeprosjekter vil normalt medføre økte setninger av området og også risiko for horisontaldeformasjoner, og det vil derfor være aktuelt å utføre deformasjonsmålinger både i byggeperioden og i ettertid.

REFERANSER

Trondheim kommune 2016 – "Nyhavna. Kommunedelplan".

Rambøll – "Geoteknisk vurdering av utbyggingsforholdene på Nyhavna". Rapport 6080822/432 nr 1.

Trondheim kommune/Trondheim Havn – "Prosjekt Renere havn".

Trondheim kommune 1990 - Rapport R.795-2 "Ladehammeren - Trondheim havn. Undersjøisk ras 25.4.90".

Komiteen 1953/1957 for grunnundersøkelser i Trondheim havneområde – "Innstilling". 11.01.1957.

NVE - Retningslinjer 2/2011 "Flaum og skredfare i arealplanar".

NVE - Veileder 7/2014 "Sikkerhet mot kvikkleireskred".

Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap 2016 – "Havnivåstigning og stormflo".

NVE Flomsonekart 6/2001 - "Flomsonekart Delprosjekt Trondheim".

FUNDAMENTERING AV BRUER PÅ DJUPT VATN – FERJEFRI E-39

Bridge foundations at large water depths – Ferry free E-39

Joar Tistel Stipendiat ved NTNU - Multiconsult, Gudmund Reidar Eiksund Professor ved NTNU, Gustav Grimstad Professor ved NTNU, Samson Degago Vegdirektoratet

SAMANDRAG
I handsaminga av Nasjonal transportplan (NTP) for 2014–2023 stadfesta Stortinget ambisjonen om at ein ferjefri E-39 skal realiserast innan 20 år. Strekninga går frå Kristiansand i sør til Trondheim i nord, og er om lag 1100 km lang. Det er berekna at naudsynte investeringar og utbetringar mellom Kristiansand og Trondheim vil kosta 340 milliardar kroner (Statens Vegvesen (2016)). Fjordkrysningane byr på fleire utfordringar, fjordane er djupe, opp til 1300m, og i tillegg er breidda opp mot 6km (når ein ser vekk frå Boknafjorden). Om lag 50 stipendiatar ved Chalmers, DTU, NTNU, SDU, og UiS jobbar med ulike problemstillingar knytt til E-39 prosjektet. 17 stipendiatar jobbar med fjordkrysning, dei fleste av desse er relatert til dynamiske last-respons analysar av ulike typar av brustrukturar. Hengebru, flytebru, røyrbru og kombinasjonar av desse brutypane er utreda i konseptstudiar for nokon av krysningane. For store spenn vil det verte store krefter som må takast opp i grunnen, enten i form av strekk eller trykk. Grunnforholda i fjordane er varierande , og ofte er det bratte fjellskrentar på sidene og mektige sedimentpakkar i dei djupe bassenga. Desse grunnforholda gjer at brukonsepta krev ulike fundamenteringsløysingar. Ved NTNU har vi utvikla ein berekningsmodell for «ikkje-lineær fundament oppførsel» som kan integrerast i ein strukturanalyse. Forskinga ved NTNU omhandlar også den progressive bruddutviklinga i eit fjellstag. Denne artikkelen beskriv problemstillingar relatert til fjordkrysning ved E-39 prosjektet, i tillegg gir den ein beskrivelse av arbeidet som vert utført ved NTNU-geoteknikk i denne samanheng.

SUMMARY
The parliament verified the ambition that the ferry free highway E-39 shall be realized within 20 years through the treatment of the national transportation plan (NTP) for the period 2014-2023. The distance between Kristiansand in the south to Trondheim in the north is about 1100km. The cost estimate for the ferry free E-39 project amounts to about 340 billion Norwegian kroner (Statens Vegvesen (2016)). The fjord crossings offer several challenges. The fjords are deep, up to 1300m, and the widths ranges up to 6km (except Boknafjorden which is even wider). About 50 PhD candidates at Chalmers, DTU, NTNU, SDU, and UiS are engaged within the E-39 project. 17 candidates are working with topics related to the fjord crossings. The majority of these are working on subjects related to dynamic load-response analyses for different kind of bridge concepts. Suspension bridge, floating bridge, submerged floating tube bridge and combinations of these are evaluated within the conceptual studies for some of the fjord crossings. Large forces must be anchored to the ground for large-span bridges. The soil conditions varies within the fjord, it is commonly steep, inclining rock faces at the side of the fjords, whereas thick layers of sediments are found in the deep basins. These overall varying conditions requires different foundation solutions for the bridge concepts. A calculation model representing the non-linear foundation behavior is developed at NTNU. The model may be integrated within a structural model. The research at NTNU is currently also investigating the progressive failure mechanism within the tendon-grout interface along a grouted rock anchor subjected to cyclic loading. This paper describes different challenges related to the fjord crossings along the E-39 highway route. It also provide some insight to the work related to the E-39 project which is carried out at the geotechnical department at NTNU.

INNLEDNING

E-39 går gjennom seks fylker frå Kristiansand til Trondheim, og er innom byane Stavanger, Bergen, Ålesund og Molde. Reisetid i dag er om lag 21 timar, og ein må nytte sju ferjesamband. Målet er å skape ein utbetra og ferjefri E-39, noko som vil redusere reisetida til om lag 11 timar. Strekninga blir nær 50 kilometer kortare. Totalt er det 8 fjordar der ferjetransport skal erstattast med fast forbindelse (sjå figur 1). Breidda på desse fjordane varierar mellom 1.3 – 6 km. Rammetilhøva gitt av dei lokale forholda tilseier at det er nødvendig med ei utviding av dagens teknologi for å krysse nokre av fjordane.

Verdas lengste hengjebru, Akashi Kaikyo har eit hovudspenn på 1991m, (Furuya et al. (1994)). Dersom ein på E-39 prosjektet går for eit-spenns hengjebru alternativ vil ein fort overgå denne lengda. Hovudkabelen til den nemnde Akashi Kaikyo brua har ei strekkraft på 1.2GN (120 000 t) (Yasuda et al. (1993)). Fundamenteringa av ankerblokkene til store hengjebruer er utfordrande då desse må kunne ta opp store strekkrefter. Byggjekostnad og tidsbruk kan også verte betydeleg for ein slik struktur. Ei hybridløysing bestående av hengjebru – fastbru, der ankerblokka er plassert ute i fjorden har blitt skissert som eit alternativ for E-39 prosjektet. Det kan då verta spesielt utfordrande å ta opp dei store strekkreftene frå hovudkablane til ei tradisjonell hengjebru. Det er difor viktig å undersøkja andre alternative løysningar tilpassa dei lokale grunnforholda ved desse strekningane.

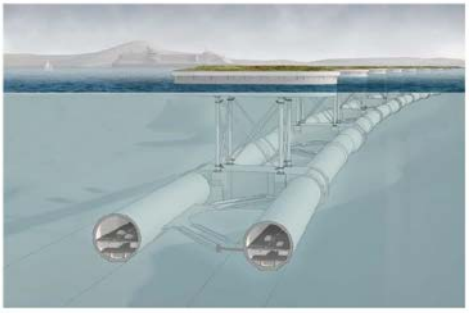
Figur 1. Fjordkrysningar langs E-39. Denne oversikten viser både tunnel- og brukryssingar. (Boknafjorden er planlagt som undersjøisk tunnel i fjell) (SVV).

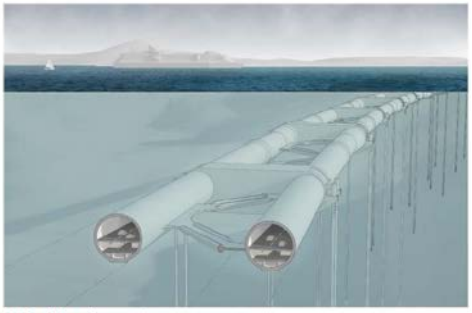
BRUKONSEPT

Diverse brukonsept er utreda for dei ulike lokasjonane. Dei naturlege føresetnadane ved kvar enkelt lokasjon er bestemmande for kva konsept som er det beste. Sognefjorden vart nytta som eit innleiande studie for å utfordre bransjen på kva som var mogleg å få til. Dette vart gjort då Sognefjorden vart sett på som den mest krevjande strekninga. Etter dette har ein gått vidare med Bjørnafjorden, Sulafjorden , Halsafjorden og Moldefjorden (Figur 1). Nordfjorden vert sett på som kjent teknologi då strekninga over fjorden er mindre enn 2000 m.
Val av brukonsept er også påverka av miljølastane ved den aktuelle strekninga. Store bølgjelaster i kombinasjon med straum og vind kan til dømes gjera det utfordrande å realisera ei flytebru. Ei hengjebru vil i liten grad vere påverka av straum og bølgjer, medan røyrbru alternativet vil verte påverka av dette. Røyrbru alternativet vil likevel i mange sine auge ha ein stor fordel av å utgjere eit lite visuelt inngrep i lokalmiljøet då strukturen er senka under vatn.

Røyrbru

Av dei ulike brukonsepta som har vorte vurdert er kanskje røyrbrua den mest innovative og teknologisk nyskapande. Ein slik struktur blir, dersom den vert bygd, den første i sitt slag og konseptet vekkjer stor internasjonal oppsikt. Med omsyn til fundamentering, så er dette ein kurva, endeforankra struktur der trykk- og strekklaster vert ført inn til overgangen ved fjell/tunnel. Dersom alternativ med strekkstag blir vald, så må staga forankrast sjøbotn. Lastene for dette konseptet vil då bestå av permanent strekk med variasjonar avhengig av miljølaster og trafikklaster. Bjørnafjord konseptet som vart presentert ved Teknologidagane 2016 (Minoretti, 2016) inkluderer pontong eller strekk-forankring for kvar ca. 196m (Lengre spenn ved skipsløpa), det vil sei 24 x 4 = 96 strekk-forankringar med tilhøyrande anker ved sjøbotn (Figur 2). Figur 2 viser røyrbru med pontong-alternativ til venstre og med strekkstag-alternativ til høgre.





Figur 2. Røyrbru med pontongar (venstre), og med strekkforankring (høgre) (SFTB = Submerged Floating Tube Bridge). *Minoretti (2016)*

Flytebru

Flytebruer kan vere kostnadseffektive løysningar dersom ein skal byggja bru over ein lang strekning med store djup. Der tradisjonelle botnfaste strukturar blir vanskeleg/umogleg, kan flytebrukonseptet nyttast for å unngå urimeleg store spenn på til dømes ei hengjebru. Det finst fleire døme på flytebruer, der endeforankra, kurva flytebruer er det mest kjente i Noreg. Bergsøysund brua (Solland et al. (1993)) og Nordhordlandsbrua (Solland et al. (1993), Meaas et al. (1993)) er eksempel på dette. Desse to bruene har ikkje forankringar til sjøbotn.
Eksempel på rette flytebruer med sideforankringar til sjøbotn kan ein finne i Seattle, der det er bygd fleire sideforankra flytebruer på over 2300m lengde. Utfordringar relatert til flytebruer er typisk straum, vind og bølgjer. Forankringslastene for ei sideforankra flytebru vil bestå av

Figur 3. Illustrasjon av sideforankra flytebru over Bjørnafjorden. (Illustrasjon: Statens vegvesen)

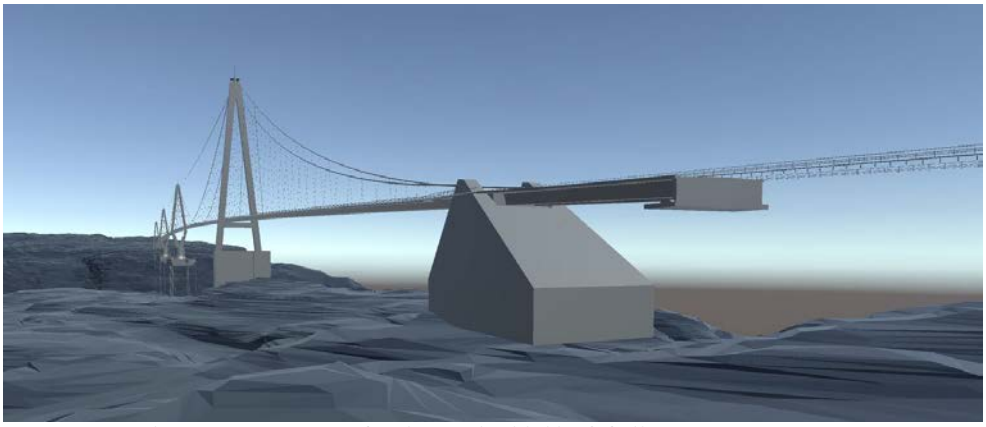
permanente strekklaster med sykliske komponentar forårsaka av trafikk og miljølaster. Sideforankringane kan bestå av gravitasjonsanker, flukeanker, sugeanker, pelar, penetrasjonsanker for å nemne noko. New Evergreen Point Floating Bridge vart sideforankra ved bruk av 3m diameter bora pelar, ballasterte gravitasjons kassar og flukeanker Howard et al. (2013). Figur 3 illustrerer sideforankra flytebru-konseptet som vert vurdert for Bjørnafjorden.

Hengjebru
Ei hengjebru består av ein stiv lastbærande dekkstruktur som vert støtta av kablar. Hovudkablane er forankra i grunnen på begge sider av brua. Hengjebruer kan prosjekterast med fleire spenn over lengre distansar. Lasta som må takast opp frå hovudkabelen er avhengig av lengda på hovudspennet, trafikklast, eigenvekt av bru-komponentane i hovudspennet og miljølaster. For ei bru med hovudspenn på 2000m, kan strekklasta frå hovudkabelen komme opp i over 1 GN, avhengig av materialval, brubjelke og trafikklast Gimsing & Georgakis (2012).

Ankerblokkene er i mange tilfelle store strukturar som utgjer eit betydeleg bidrag til totalkostnaden av ei hengjebru. Som ein del av doktorgradsarbeidet ved NTNU er det gjennomført eit studie av ankerblokkonsept for dei største bruene i verda. Den vanlegaste ankerblokkstrukturen består av ein massiv struktur av komprimert betong som er tilbakefylt i ei byggegrop med diameter og djupner opp mot høvesvis 85m og 75m. Akashi Kaikyo, Yi Sun-sin (ei side), Humber, Tsing Ma har alle ankerblokker av denne typen. Dersom berg er tilgjengeleg innanfor rimelege djupner, så kan ankerblokkene fundamenterast med bruk av endeforankra fjellanker. Yi Sun-sin (ei side) og Hardangerbrua nyttar seg av denne løysinga. Det er store kostnader knytt til endeforankra fjellstag då det er krav om tilgang for inspeksjon.

Storebælt brua er eit eksempel på «offshore» hengjebruer (sjå figur 4). Ankerblokkene er i dette tilfellet bygd som tradisjonelle GBS strukturar som er taua ut frå tørrdokk og ballastert.

Figur 4. Storebælt brua. Ankerblokk prosjektert som ballastert GBS (Gravity Base Structures).

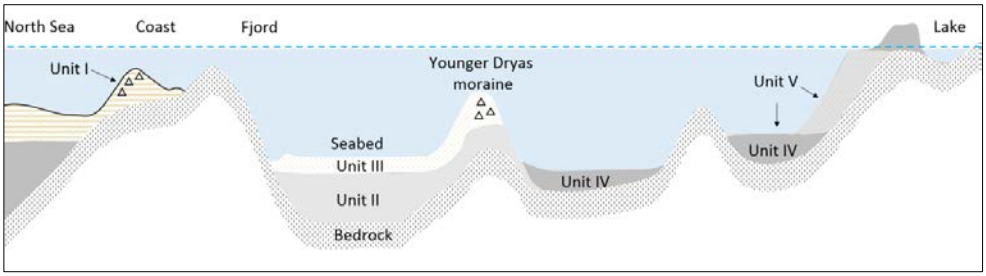


Figur 5. TLP-konsept over Bjørnafjorden. Ankerblokk på fjell.

Lasta frå hovudkabelen er om lag 600 MN og vekt av ankerblokka er om lag 2000 MN (200 000 t) Hededal & Sørensen (1999). TLP konseptet over Bjørnafjorden inkluderar ei ankerblokk på den nordlege sida av fjorden. Ankerblokka er tenkt bygd som ein GBS, ein illustrasjon er vist i figur 5.

GEOLOGI OG GRUNNFORHOLD

Topografien langs vestkysten er prega av bratte fjell og djupe fjordar. Det er lite eller fråverande grad av lausmassar langs dei bratte sidene, medan tjukke lag med sediment ofte ligg i bassenga. I Nordfjord er det t.d. kartlagt over 350 m sedimenttjukkleik i bassenget Hjelstuen et al. (2009). Størsteparten av desse avsetningane vart avsett under den siste deglasiasjonen medan ein mindre del har vorte avsett i dagens miljø. Skilnadane i sedimentasjonsmiljø vert illustrert av berekningar av sedimentasjonsratane i Nordfjord, der det under deglasiasjonen var ein estimert sedimentasjonsrate på 20 cm/år, medan det etter deglasiasjonen var ein estimert sedimentasjonsrate på 3 mm/år Hjelstuen et al. (2009). Denne



Figur 6. Langsgåande profil av sedimentfordeling ved ein typisk Vest-Norsk fjord (modifisert Aarseth (1997).

trenden i avsetningshistorikk er vanleg i mange norske fjordar, men det er noko varierande verdiar (e.g. Aarseth (1997); Rise et al. (2006); Bellwald et al. (2016)).

Då det meste av avsetningane i dei norske fjordane vart avsett under deglasiasjonen kan ein anta at dei fleste fjordsedimenta vil vere normalkonsoliderte massar (t.d. Aarseth (1997); Rise et al. (2006)). I enkelte fjordar kan det vere bevart nokre sediment frå tida før deglasiasjonen, dette er botnmorene og kan vere noko meir konsolidert (Aarseth (1997)). Figur 6 viser eit lengdeprofil som illustrerer sedimentfordelinga langs ein typisk norsk fjord. Meir informasjon om dette temaet kan finnast i referansane.

FUNDAMENTERING

Dei forskjellige brukonsepta stiller ulike krav til fundamentering. Generelt kan ein skilje mellom botnfaste fundament og forankringar. Botnfaste fundment betyr i denne samanheng betongkonstruksjonar bygd i tørrdokk, potensielt delvis i ein flytefase, for deretter å bli taua til aktuell lokasjon og ballastert på plass. Avhengig av grunnforhold kan desse strukturane prosjekterast med skjørt (blaute grunnforhold), eller med flat underside installert direkte på sjøbotn, med eller utan pute. Dette er kjente løysingar som typisk har vorte brukt innan energi-sektoren (olje & gass, vindkraft). Desse strukturane er store og kostbare. Det vanlege er å nytte vekt/gravitasjon for å oppnå tilstrekkeleg kapasitet, men det har også vorte nytta permanente fjellstag både for å redusere størrelse og vekt av strukturen. Eit eksempel på dette er Nordhordlandsbrua, der fundamentet ved Klauvaskallen både nyttar gravitasjon og fjellstag for å oppnå nødvendig kapasitet (Meaas et al. (1993)) (sjå figur 7).

Forankringar vil typisk bestå av tradisjonelle løysningar nytta innan «offshore fundamentering». Karakteristikken av lastene vil avgjere dimensjonane på forankringa. For nokre konsept blir det store strekkrefter kombinert med sykliske laster av varierande storleik. Dersom tjukkelse av lausmassar er tilstrekkeleg kan ein nytte tradisjonelle løysingar, til dømes sugeanker og gravitasjonsanker. Kombinasjonar av desse metodane kan også nyttast på tilsvarande måte som forankringane for Snorre TLP (Andersen (1993) Støve (1992)). Eit anna alternativ kan vere flukeanker, denne typen anker vart nytta kombinert med ei støttefylling på passiv side for den nyåpna flytebrua Evergreen point Floating Bridge ved Seattle Howard et al. (2013). Ved denne brua nytta ein også 3m diameter bora pelar og ballasterte gravitasjonsanker for å forankre brua. Ein anna type anker som kan nyttast er penetrasjonsanker (DPA, Deep Penetration Anchor).

Figur 7. Til venstre: Nordhordlandsbrua, til høgre: Fundament ved Klauvaskallen med fjellstag Fossbakken (2013), Meaas et al. (1993).

For lokasjonar der det er liten eller ingen tjukkelse av lausmassar, kan det vere mogleg å nytte gravitasjonsankerer eller fjellforankringar. Det vil krevje ein viss grad av utvikling før ein kan installere permanente fjellforankringar til dette formålet, dette blir utgreia i det følgjande.

FJELLANKER - OFFSHORE

Bakgrunn

Ved NTNU byrja ein å jobbe med ideen om bruk av offshore fjellanker vinteren 2015. Samtidig har fleire av prosjektgruppene også jobba med liknande konsept. Fjellstaga skal ta permanente strekklaster med sykliske lastkomponentar. Dersom ein til dømes ser på røyrbru eller eit strekkforankra flytande brutårn (TLP), så vil oppdrifta av strukturen utgjere ei permanent strekkraft i ankeret, utover dette vil det komme sykliske strekkomponentar forårsaka av trafikklaster, bølgjer, vind, straum og tidevatn.

Fjellforankringar må kontrollerast for fleire bruddmodar. Brown (2015) viser til fire bruddmodar som må vurderast:

- Mode A – brudd i staget
- Mode B – brudd i grensesnittet mellom mørtel og stag
- Mode C – brudd i grensesnitt mellom fjell og mørtel
- Mode D – skjærbrudd eller oppløft av omkringliggjande fjell

Ved NTNU har fokuset vore retta mot progressiv bruddutvikling forårsaka av sykliske laster. Problemstillinga som blir forska på er avgrensa til å gjelde for grensesnittet mellom stag og mørtel (mode B).

Teori

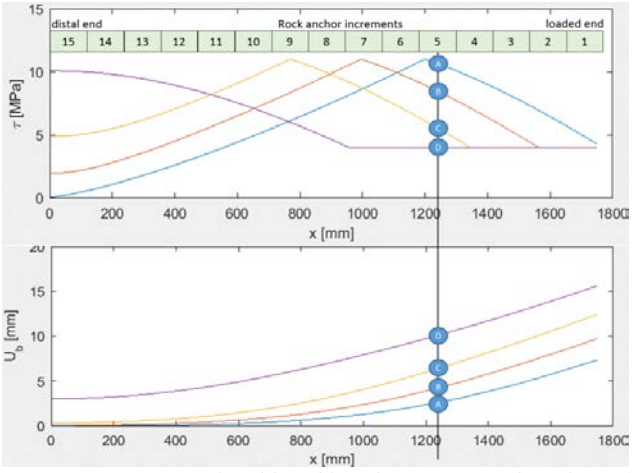
Tradisjonelt vert fjellstag dimensjonert med ein jamt fordelt skjærkapasitet langs med lengda av staget når ein skal berekne kapasitet for bruddmode B:

$$Q_{tgu} = 2\pi r_t \int_0^{lb} \tau_{tgu}(z)\,dz \qquad (1)$$

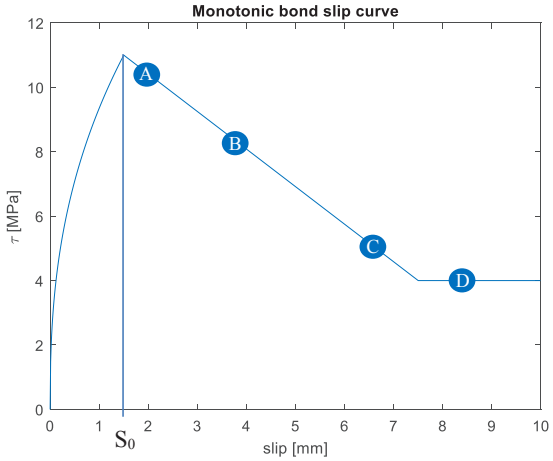
Der r_t er stagradius
l_b er gyst lengde av stag
τ_{tgu} er skjærmotstand generert ved ein lengde z langs mørtel-stag grensesnitt

Fleire studiar – og teori, tilseier at dette ikkje er korrekt Brown (2015). For eit gyst stag vil skjærspenningane først bli mobilisert ytst mot ankerhovudet, for deretter å forplante seg innover langs stagets lengde inntil den relative deformasjonen mellom stag og mørtel er lik null. Ved ein auka last vil mobilsert skjærspenning langs staget endre seg og den relative deformasjonen mellom stag og mørtel, «slip», vil endre seg tilsvarande. Dette er illustrert med figur 8 og 9. Figur 8 viser utvikling av mobilisert skjær langs stagets lengde τ samtidig med relativ deformasjon U_b (eller «slip») mellom stag og mørtel. Punkt A-D angir fire fasar som illustrerer den reduserte skjærkapasiteten for inkrement no.5 med aukande påført last og deformasjon. Kapasitetsutviklinga for inkrement no.5 er illustrert med tilsvarande punkt A-D i figur 9.

Figur 9 illustrerer eit idealisert statisk forsøk på eit kort staginkrement (5 x $Ø_{stag}$) av fjellanker gyst fast i forbora hol i betong. Dette gir oss ei såkalla bond-slip kurve som beskriv skjærkapasiteten av eit inkrement langs eit stag. For eit stag som er utsett for sykliske laster vil ein kunne oppleve tilsvarande utvikling. Lastnivå for kvar sykel og talet på syklar definerer graden av «slip» for kvart inkrement av staget.



Figur 8. Progressiv bruddutvikling langs stagets lengde, x. (τ = mobilisert skjærkraft i grensesnitt stag mørtel, Ub er deformasjon ved den ytre enden av fjellankeret.



Figur 9. Bond – slip kurve frå statisk forsøk (illustrasjon). (τ = mobilisert skjærkraft i grensesnitt stag-mørtel, slip er relativ deformasjon mellom stag og mørtel.

Forsking ved NTNU

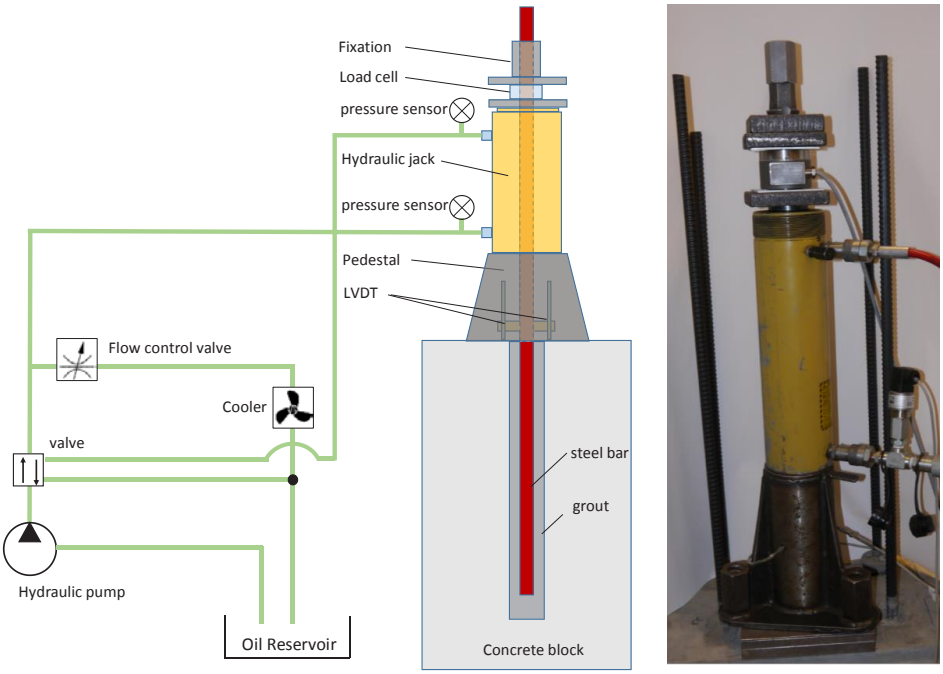
Ved NTNU vert det arbeida med å etablere ein numerisk modell som beskriv den sykliske degraderinga av kapasiteten til eit stag. Det er lite tilgjengeleg litteratur innanfor dette området. Benmokrane et al. (1995a) presenterte testar for syklisk belasta fjellanker, men det vart ikkje utarbeida ein berekningsmodell. Det finst elles mykje publisert materiale for syklisk belasta armeringsjern. I praksis så er det dei same mekanismane som gjeld (når ein ser på grensesnittet mellom stål og mørtel).

Arbeidet ved NTNU vert utført ved å etablere slip-kurver som funksjon av N syklar ved gitte lastnivå. For å kunne gjere dette må vi utføre laboratorieforsøk der ein påfører syklisk last på eit gyst stag. Test-oppsettet er vist i figur 10 og meir utførleg beskrive i Behrens (2016). Etter å ha etablert slike kurver for tilstrekkeleg mange lastnivå så kan ein konstruere ein numerisk modell som beskriv last-deformasjon-kapasitet forløpet til eit fjellstag utsett for ei syklisk lasthistorie.

Andre tema som må særskilt vurderast før ein kan nytte permanente fjellanker er:

- Korrosjon
- Inspeksjon/tilstandsvurdering
- Storskalatest i representative omgjevnader*
- Kvalitet av gysemasse
- Stag/borhol diameter forhold
- Stagoverflate/ruheit

*)Representativ med tanke på miljø, bergkvalitet, installasjonseffektar, tidseffektar, etc.

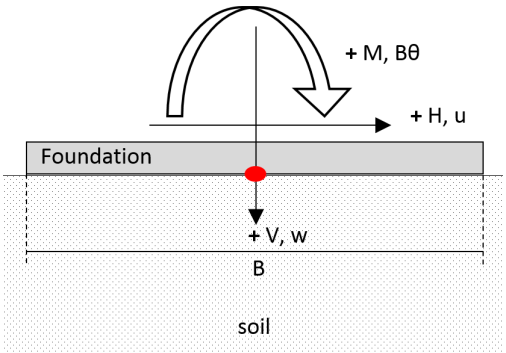


Figur 10. Testrigg ved NTNU. Syklisk testing av fjellanker.

JORDSTRUKTUR INTERAKSJON, MAKROMODELLERING

Som ein del av forskinga ved NTNU har vi også utvikla ein makromodell for ikkje-lineær oppførsel av eit grunt fundament på friksjonsmassar. Modellen er utvikla med inspirasjon frå tidlegare modellar Cassidy et al. (2004), Cremer et al. (2001) med fleire. I følgjande kapittel er det gitt ein kort introduksjon til makromodellen og kva den gjer. Ei grundigare utgreiing av modellen er gitt i Tistel & Grimstad (2016).

Ein makromodell beskriv jord-struktur samvirke med hjelp av eit enkelt element som kan koplast til ein strukturmodell, illustrert i figur 11. Dette elementet inneheld då ei subrutine i form av eit script som kommuniserer med strukturanalysen. Dette kan vere ein vesentleg forbetring av jord-struktur interaksjonen i ein strukturanalyse der ein elles måtte ha modellert jorda med eit betydeleg tal jordelement. Alternativt vil ein i strukturmodellen nytte seg av lineære fjører som kun vil vere korrekt innan låge utnyttelsesgrader. Ein annan fordel med makromodellen er beskrivelsen av bæreevne for kombinasjonar av laster i V-H-M rommet. Når parametrane i modellen er kalibrert, så kan ein køyre eit uttal lasttilfeller utan å justere inklinasjonsfaktorar, eksentrisitetar, etc.



Figur 11. Det raude punktet illustrerer makroelementet.

Makromodellen nyttar klassisk plastisitetsteori for å modellere fundamentet sin oppførsel; flyteflate, potensialflate, elastisk domene, flyteregel, fastningslov er ingrediensane i ein slik modell. Modellen er ikkje-assosiert, då den er utvikla for eit fundament på friksjonsmateriale. Flyteflata og potensialflata er vist i figur 12. Flyteflata er gitt av likning (2).

$$F = \mathrm{H}_F^2 + \mathrm{M}_F^2 - \mathrm{N}_F^2 - \mathrm{V}_F^2 = 0 \tag{2}$$

der:

$$\mathrm{H}_F^2 = \left(\frac{H}{h_0 \cdot V_0}\right)^2 \cdot \left(\frac{\mu_m}{\mu_h}\right)^2 \cdot \left(\frac{V}{V_0}\right)^{2(\beta_{1m}-\beta_{1h})} \cdot \left(1-\frac{V}{V_0}\right)^{2(\beta_{2m}-\beta_{2h})} \tag{3}$$

$$\mathrm{M}_F^2 = \left(\frac{M/B}{m_0 \cdot V_0}\right)^2 \tag{4}$$

$$\mathrm{N}_F^2 = \frac{2 \cdot a \cdot H \cdot M/B}{h_0 \cdot m_0 \cdot V_0^2} \cdot \frac{\mu_m}{\mu_h} \cdot \left(\frac{V}{V_0}\right)^{(\beta_{1m}-\beta_{1h})} \cdot \left(1-\frac{V}{V_0}\right)^{(\beta_{2m}-\beta_{2h})} \tag{5}$$

$$\mathrm{V}_F^2 = \mu_m^2 \cdot \left(\frac{V}{V_0}\right)^{2\beta_{1m}} \cdot \left(1-\frac{V}{V_0}\right)^{2\beta_{2m}} \tag{6}$$

$$V_0 = \kappa \cdot V_{\max} \tag{7}$$

κ er ein "state" parameter som definerar mobiliseringsgraden, V_{max} definerer maksimal vertikal bæreevne, B er bredda av strukturen, μ_h og μ_m er definert ved:

$$\mu_h = \frac{(\beta_{1h}+\beta_{2h})^{(\beta_{1h}+\beta_{2h})}}{\beta_{1h}^{\beta_{1h}} \cdot \beta_{2h}^{\beta_{2h}}}, \quad \mu_m = \frac{(\beta_{1m}+\beta_{2m})^{(\beta_{1m}+\beta_{2m})}}{\beta_{1m}^{\beta_{1m}} \cdot \beta_{2m}^{\beta_{2m}}} \tag{8}$$

$\beta_{1h}, \beta_{2h}, \beta_{1m}, \beta_{2m}$ korrigerer toppunktet på flyteflata langs V aksen, h_0 og m_0 definerer maksimum verdi for henholdsvis horisontal last, H, og moment last.

Modellen er elastisk innanfor flyteflata, elastisk stivheit er definert med dimensjonslause stivheitar gitt i matrisa presentert i (9):

$$\begin{pmatrix} dV \\ dM_2 \\ dH_3 \end{pmatrix} = GB \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & k_4 \\ 0 & k_4 & k_3 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} dw^e \\ Bd\theta_2^e \\ du_3^e \end{pmatrix} \tag{9}$$

Der G = elastisk skjærmodul i jorda, k_1, k_2, k_3, er dimensjonslause stivheitsfaktorar i vertikal, rotasjon og horisontal retning medan k_4 er koplingsledd mellom rotasjon og horisontal deformasjon. Vidare er w^e er vertikal elastisk deformasjon, θ^e er elastisk rotasjon, u^e er elastisk horisontal deformasjon.

Dersom eit nytt lastinkrement berører eller ynskjer å ekspandere flyteflata vil det oppstå plastisk deformasjon. Flyteregelen (10) definerar flyteretningen, medan fastningslova (11) definerar størrelsen på den plastiske deformasjonen:

$$\left[dw^p, du^p, B \cdot d\theta^p\right] = d\lambda \cdot \left[\frac{\partial Q}{\partial V}, \frac{\partial Q}{\partial H}, B \cdot \frac{\partial Q}{\partial M}\right] \tag{10}$$

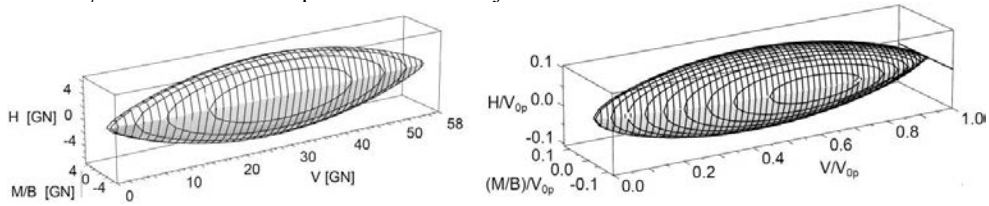
Der: dw^p, du^p, $B \cdot d\theta^p$ er plastisk deformasjon, $d\lambda$ er ein scalar som definerar størrelse på det plastiske deformasjonsinkrementet og Q er den plastiske potensial funksjonen.

Dei plastiske deformasjonane er funne ut frå Plaxis analysen, og fastningsfunksjonen er deretter bestemt ved kurvetilpasning til $\kappa - U_p$ kurva:

$$\kappa(U_p) = \kappa_0 + a_h \cdot \frac{U_p}{B} \tag{11}$$

Der:

- $\kappa(U_p)$ er mobilisering (state parameter) ved det gjeldande lasttrinnet
- κ_0 er initial verdi av state parameteren, mobiliseringa ved initiering av plastiske deformasjonar
- a_h er ein kurvetilpasningsparameter
- U_p er den kombinerte plastiske deformasjonen



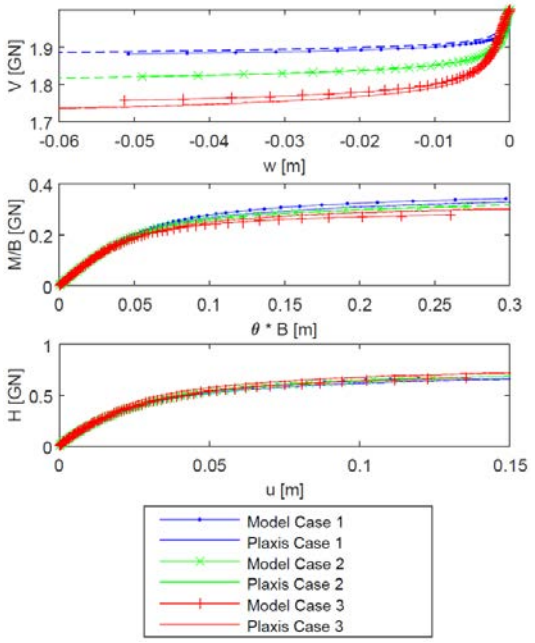
a) Flyteflate *B) Potensialflate*

Figur 12. a) Flyteflate i V-H-M rommet b) Potensialflate i V-H-M rommet.

Makromodellen presentert i Tistel & Grimstad (2016) er kalibrert med Plaxis 2D og 3D. Modellen er verifisert med eit berekningseksempel der ein testar tre lasttilfelle på ei ankerblokk for hengjebrukablar. Lasttilfelle 1, 2, og 3 illustrerer 10°, 15° og 20° grader vinkel på hovudkabelen. Dimensjonar, laster og jordparameterar er etablert for ein tenkt struktur, og er derfor ikkje relatert til eit spesifikt prosjekt. Jorda er modellert med bruk av lineær elastisk perfekt plastisk Mohr Columb modell, $\phi = 32$ °, G = 80 MPa. Ankerblokka i eksempelet har dimensjon L x B = 100m x 50m og eigenvekt er 2GN. Kabelkrafta er 500MN. Høgd frå underkant fundament til festet for hovudkabelen er 60m.

Figur 13 viser resultatet frå makromodellen samanlikna med resultatet frå FEM (Plaxis 2D). Figuren viser vertikal kraft V mot vertikal deformasjon w, moment M/B mot rotasjon θ, horisontal kraft H mot horisontal deformasjon u. Resultatet viser eit godt samsvar mellom modell og FEM for dei gitte lasttilfella.

I det vidare arbeidet skal modellen verifiserast med eit prototype fundament som skal testast i ei 4m x 4m x 3m sandkasse ved NTNU.



Figur 13. Resultat frå makromodell, eksempel med ankerblokk.

KONKLUSJON

E-39 prosjektet strekkjer seg frå Kristiansand i sør til Trondheim i nord og inneheld mange interessante geotekniske problemstillingar. Utfordringane er spesielt knytt til fjordkrysning og fundamentering av bruer. Fleire brukonsept er skissert for dei forskjellige fjordstrekningane, artikkelen har gitt ein kort introduksjon til nokre av konsepta. Artikkelen har også kort beskrive utfordringar relatert til fundamentering av ankerblokker. Store krefter frå hovudkablane til hengjebruer med lange spenn krev store fundament. Desse kan vere fundamentert basert på gravitasjon (GBS) eller med bruk av fjellforankringar (med eller utan endeforankring).

Dersom fjellanker utan endeforankring skal nyttast som permanente forankringar for ei bru er det nødvendig med ytterlegare forsking. Ved NTNU vert det forska på utvikling av brudd i grensesnittet mellom stag og mørtel for eit stag som er utsatt for sykliske laster. Det har vorte utført sykliske testar på stag som er gyste fast i ei betongblokk. Testane dannar grunnlag for utviklinga av ein numerisk modell som skal modellere ei progressiv bruddutvikling i grensesnittet mellom stag og mørtel langs stagets lengd.

Artikkelen gir også ein kort introduksjon til ein makromodell for berekning av ikkje-lineær oppførsel av eit grunt fundament på friksjonsmasse Tistel & Grimstad (2016). Makromodellen kan inngå i ein strukturanalyse der jord-struktur interaksjonen vert modellert med eit relativt enkelt script. Tidskrevande strukturanalysar der jorda må modellerast med ein stor mengde element kan dermed erstattast med ein analyse der jord-struktur samvirke er representert med makromodellen.

Forskinga ved NTNU er finansiert av Statens Vegvesen. Me vil rette ei stor takk til SVV for både midlar og konstruktiv oppfølging av arbeidet.

REFERANSELISTE

Aarseth, I. 1997. Western Norwegian Fjord Sediments; age, volume, stratigraphy, and role as temporary depository during glacial cycles. *Marine Geology,* 143**,** 39-53.

Andersen, H. K., Dyvik, R., Schrøder, K. 1993. Pull-Out Capacity Analyses of Suction Anchors for Tension Leg Platforms. *NGI Publication no.189*.

Behrens, E. A. 2016. *Forankring av brofundament ved bruk av gyste fjellstag for opptak av statiske og sykliske laster.* Master Thesis, Norwegian University of Science and Technology (NTNU).

Bellwald, B., Hjelstuen, B. O., Sejrup, H. P. & Haflidason, H. 2016. Postglacial Mass Failures in the Inner Hardangerfjorden System, Western Norway. *In:* LAMARCHE, G., MOUNTJOY, J., BULL, S., HUBBLE, T., KRASTEL, S., LANE, E., MICALLEF, A., MOSCARDELLI, L., MUELLER, C., PECHER, I. & WOELZ, S. (eds.) *Submarine Mass Movements and their Consequences: 7th International Symposium.* Cham: Springer International Publishing.

Benmokrane, B., Chekired, M., Xu, H. & Ballivy, G. 1995a. Behavior of Grouted Anchors Subjected to Repeated Loadings in Field. *Journal of Geotechnical Engineering,* 121**,** 413-420.

Brown, E. T. 2015. Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams – A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering,* 7**,** 1-13.

Cassidy, M. J., Martin, C. M. & Houlsby, G. T. 2004. Development and application of force resultant models describing jack-up foundation behaviour. *Marine Structures,* 17**,** 165-193.

Cremer, C., Pecker, A. & Davenne, L. 2001. Cyclic macro-element for soil–structure interaction: material and geometrical non-linearities. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* 25**,** 1257-1284.

Fossbakken, S. 2013. Concept Study for Floating Bridge. *Master Thesis.* Norwegian University of Science and Technology, Department of Structural Engineering.

Furuya, N., Yamaoka, R. & Paulson Jr., B. C. 1994. Construction of Akashi Kaikyo Bridge West Anchorage. *Journal of Construction Engineering and Management,* 120**,** 337-356.

Gimsing, N. J. & Georgakis, C. T. 2012. *Cable Supported Bridges*, John Wiley & Sons Ltd.

Hededal, O. & Sørensen, C. S. 1999. Geotechnical Design Considerations for Storebælt East Bridge and Øresund High Bridge. *In:* GROUP, G. E. (ed.) *AAU Geotechnical Engineering Papers: Foundation Engineering.* New Dehli: Aalborg University.

Hjelstuen, B. O., Haflidason, H., Sejrup, H. P. & Lysså, A. 2009. Sedimentary processes and depositional environments in glaciated fjord systems — Evidence from Nordfjord, Norway. *Marine Geology,* 258**,** 88-99.

Howard, T., Riley, B., Upsall, B. & Horvitz, G. 2013. Structural Design of Deep Water Pontoon Mooring Anchors. *Ports 2013.*

Meaas, P., Jordet, E., Gustavsen, J. H. & Landet, E. 1993. The Salhus Floating Bridge. *Fédération internationale du béton FIB Symposium-93.* Kyoto, Japan.

Minoretti, A. 2016. The Submerged Floating Tube Bridge (SFTB). *In:* STATENS VEGVESEN, N. (ed.). Teknologidagane 2016.

Rise, L., Boe, R., Sveian, H., Lysa, A. & Olsen, H. A. 2006. The deglaciation history of Trondheimsfjorden and Trondheimsleia, central Norway. *Norsk Geologisk Tidsskrift,* 86**,** 415.

Solland, G., Haugland, S. & Gustavsen, J. 1993. The Bergsøysund Floating Bridge, Norway. *Structural Engineering International.*

Statens Vegvesen, N. P. R. A. 2016. *Ferjefri E39* [Online]. Available: http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/ferjefriE39/.

Støve, O. J., Bysveen, S., Christophersen, H.P. 1992. OTC 6882 New Foundation Systems for the Snorre Development. *Offshore Technology Conference.* Houston.

Tistel, J. & Grimstad, G. 2016. A macromodel description of the non-linear anchor block foundation behavior. *In:* ZINGONI, A., ed. Structural Engineering, Mechanics and Computation Conference, 2016 Cape Town, South Africa. CRC Press Taylor & Francis group.

Yasuda, M., Furuya, N. & Hata, K. 1993. Anchorages and Towers of the Akashi-Kaikyo Bridge, Japan. *Structural Engineering International,* 3**,** 220-222.

PÅVISE HVORDAN HORISONTALKREFTER FRA EN KONSTRUKSJON KAN TAS OPP I GRUNNEN NÅR KONSTRUKSJONEN ER PELEFUNDAMENTERT

How lateral forces from a building are transferred to the ground by use of piles and foundation structures

Banafshe Heidar, sivilingeniør geoteknikk, Norconsult AS
Thanh Ngan Nguyen, sivilingeniør konstruksjon, Norconsult AS

SAMMENDRAG

For en pelefundamentert konstruksjon er det som regel ønskelig at pelene alene har tilstrekkelig lateral kapasitet for opptak av horisontalkrefter i grunnen. Dette gjelder både for statiske laster og for ulykkelaster. Horisontale laster fra jordskjelv kan være dominerende for mange konstruksjoner. Dersom det ikke er nok mothold i pelene for seismisk tilstand, og det ikke er mulig å oppjustere pelene, kan passivt jordtrykk på vertikale fundamentelementer og friksjon på vertikale og horisontale flater utnyttes i tillegg.

Alle fundamentelementer som er i kontakt med jord; for eksempel peler, ringmur, pelehoder og bunnplateforkant, kan bidra til opptak av laterale krefter.

Eurokode 8 tillater å benytte maksimalt 30 % av det passive jordtrykket i kombinasjon med friksjon. En kan da enten utnytte passivt jordtrykk på vertikale fundamentelementer sammen med lateral pelekapasitet, eller utnytte maksimalt 30 % av passivt jordtrykk og 30 % av lateral pelekapasitet i kombinasjon med all tilgjengelig friksjon på flater. Sistnevnte metode er mest aktuell dersom konstruksjonen er utformet slik at friksjon gir høy lateral kapasitet. Påvisningen av lateral kapasitet skal utføres i begge ortogonale retninger.

Artikkelen presenterer et prosjekteksempel, hvor Norconsult AS er engasjert av HENT AS for å bistå med geoteknisk prosjektering av Granly skole i Horten kommune.

I eksempelet utgjør friksjon kun en liten andel for opptak av horisontalkrefter, slik at løsningen blir å kun utnytte passivt jordtrykk sammen med en liten andel av lateral pelekapasitet.

SUMMARY

Generally, for buildings with pile foundation, it is desirable that the piles alone have sufficient lateral capacity to transfer the lateral forces. This includes for both static and dynamic loads. However, lateral forces from earthquakes can be dominant for many structures. By insufficient capacity of piles in seismic condition, and where it is not possible or desired to scale up the piles, the passive earth pressure on vertical foundation elements and shear resistance on vertical and horizontal surfaces can be helpful.

All kinds of vertical foundation that are in contact with soil; such as piles, concrete ring wall, pile heads and base plate, can contribute to transfer of lateral forces.

Eurocode 8 allows utilization of maximum 30 % of the passive earth pressure in combination with shear resistance. Therefore, passive earth pressure on vertical foundation elements may be utilized with lateral capacity of piles, or maximum 30 % of the passive earth pressure and 30 % of the lateral capacity of piles may be utilized in combination with shear resistance. The latter method is appropriate if the construction is designed such that the shear resistance provides a high lateral capacity. Lateral capacity should be checked in both orthogonal directions.

The article presents a project example where Norconsult AS is engaged by HENT AS to assist with geotechnical design of Granly school in Horten municipality.

In the example, shear resistance represents only a small percentage of transferal of lateral forces. The solution is to utilize the passive earth pressure in combination with some part of the lateral capacity of piles.

1 INNLEDNING

Horisontale laster fra seismisk tilstand kan for mange konstruksjoner være dominerende. For en pelefundamentert konstruksjon er det som regel ønskelig at pelene har tilstrekkelig lateral kapasitet alene for opptak av horisontalkrefter i grunnen.

Hvis ikke dette er tilfellet, kan passivt jordtrykk på vertikale fundamentelementer og friksjon på vertikale og horisontale flater utnyttes i tillegg.

Artikkelen presenterer generelle prinsipper med tilhørende regelverk og et regneeksempel hvor metoden er benyttet.

2 GENERELLE PRINSIPPER

2.1 Krav fra NS-EN 1998-5:2004+NA:2014

NS-EN 1998-5:2004+NA:2014, punkt 5.1 krever at seismiske krefter fra konstruksjonen må overføres til jorden uten permanent deformasjon.

Både horisontallast, vertikallast og moment må overføres til jorden. Overføring av vertikallast og moment er ikke omtalt i denne presentasjonen.

Horisontallast overføres som følgende:

- Lateral kapasitet av peler, $P_{lat,pel}$
- Jordtrykk mellom sidene av fundamentet, P_p
- Friksjon mellom horisontal underside av fundament og jord, $F_{Rd,h}$
- Friksjon mellom vertikal side av fundament og jord, $F_{Rd,v}$

NS-EN 1998-5:2004+NA:2014, punkt 5.3.2(3)P tillater maksimalt 30 % utnyttelse av motstanden fra passivt jordtrykk i kombinasjon med friksjon. Siden lateral kapasitet av peler

innebærer passiv motstand i jord, tolkes dette punktet dithen at følgende metoder kan benyttes til å påvise tilstrekkelig lateral kapasitet:

1. $P_{lat,pel}$
2. $P_{lat,pel} + P_p$
3. $(P_{lat,pel} + P_p) \cdot 0,3 + (F_{Rd,h} + F_{Rd,v})$

Påvisningen utføres i begge ortogonale retninger.

2.2 Horisontale laster

Horisontale laster kan komme fra:

- Vind (for bygg ofte dominerende i bruddgrensetilstand)
- Jordskjelv (ulykkegrensetilstand)
- Jordtrykk (ensidig, skjevt)
- Skjevstilling (i f.eks. bygg)
- Tøyningslaster:
  - Svinn
  - Temperatur
- Typiske horisontallaster på bruer:
  - Bremsekraft
  - Tverrkraft
  - Lagerkrefter

Horisontale laster bør regnes ut som dimensjonerende laster i bruks-, brudd- og ulykkegrensetilstand og kommuniseres på en entydig måte (f.eks. med tilhørende vertikallast og moment), slik at prosjektet har en fullstendig oversikt over de lastene som skal overføres til grunnen i hver tilstand.

Dynamisk tilleggslast på stive støttekonstruksjoner (kjeller-/kulvertvegg) kommer i tillegg til statiske horisontale laster som er listet opp ovenfor. Denne lasten kan forenklet beregnes som:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Hvor

$$\alpha = \frac{0,8 \cdot a_{g40Hz} \cdot \gamma_I}{g}$$

a_{g40Hz}	spissverdi for berggrunnens akselerasjon ved 40 Hz
	$a_{gR} = 0,8 \cdot a_{g40Hz}$ referanseverdi for berggrunnens akselerasjon
γ_I	seismisk faktor
S	forsterkningsfaktor
γ	tyngdetetthet
H	vegghøyde

2.3 Material- og lastfaktorer i seismisk tilstand

Materialfaktorer for jord i seismisk tilstand etter NS-EN 1998-5:2004+NA:2014, punkt NA.3.1:

Tabell 1: Materialfaktorer for jord i seismisk tilstand

Leire	**Kvikkleire**	**Fyllmasser**	**Friksjonsmasser**
1,1	1,2	1,2	1,1

For kontroll av tverrsnitt bemerkes det at materialfaktorer i ulykkessituasjon avviker fra vanlig bruddgrensetilstand.

Materialfaktorer for betong i ulykkessituasjon etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Tabell NA.2.1N:

Tabell 2: Materialfaktorer for betong i ulykkessituasjon

Betong	**Armerings- og spennstål**
$\gamma_c = 1,2$	$\gamma_s = 1,0$

Partialfaktorer for stål i ulykkessituasjon etter NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015:

Tabell 3: Partialfaktorer for stål i ulykkessituasjon

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}
1,0	1,0	1,0

Dimensjonerende laster i seismisk situasjon inkluderer også enkelte variable laster.

Lastkombinasjon i seismisk situasjon etter NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, punkt 6.4.3.4:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Permanente laster $G_{k,j}$, eventuell forspenningslast P og seismisk last A_{Ed} inkluderes med lastfaktor 1,0, mens variable laster inkluderes med ψ_2-faktor. Denne faktoren varierer mellom ψ_2 = 0-0,8.

Tabell 4 viser ψ-faktorer for bygninger. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Tabell NA.A2.1 gir ψ-faktorer for vegbruer, og Tabell NA.A2.3 for jernbanebruer.

Tabell 4: NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Tabell NA.A1.1 – Verdier av ψ-faktorer for bygninger

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1):			
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt ≤ 30kN og høyst 8 seter utenom førersete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, 30kN < kjøretøyvekt ≤ 160kN på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)	0,7[1)]	0,5[1)]	0,2[1)]
Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)	0,6[1)]	0,2[1)]	0[1)]
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6[1)]	0,5[1)]	0[1)]
[1)] Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter			

2.4 Lateral kapasitet av pelene

Lateral kapasitet av peler er avhengig av:

- Pelelengde
  - Korte peler
  - Lange peler
- Peletype
- Grunnforhold

En forutsetning for at pelene skal defineres som lange er at de har en lengde som gjør at de oppnår innspenning i grunnen, og at pelens momentkapasitet utnyttes fullt ut. Er ikke dette tilfellet, defineres pelene som korte.

Lateral kapasitet av lange peler er derfor i stor grad avhengig av en kombinasjon av jordreaksjon/bruddkapasitet mot pelens ytre mål og stivhet/momentkapasitet av pelens tverrsnitt. I tillegg har innspenningsforholdene på peletopp stor betydning (leddet eller fast innspent). Generelt har en pel med leddet innfesting lavere lateral kapasitet enn en fast innspent peletopp.

Lateral kapasitet av lange peler for seismisk påvirkning tar hensyn til reduksjon av momentkapasiteten som følge av aksialkraft.

Lateral kapasitet av korte peler er primært avhengig av lateral jordreaksjon mot pelens ytre areal. For kontroll av lateral kapasitet for korte peler kan man benytte programvare (eksempelvis GeoSuite Peler).

2.5 Passiv motstand fra fundamentelementer

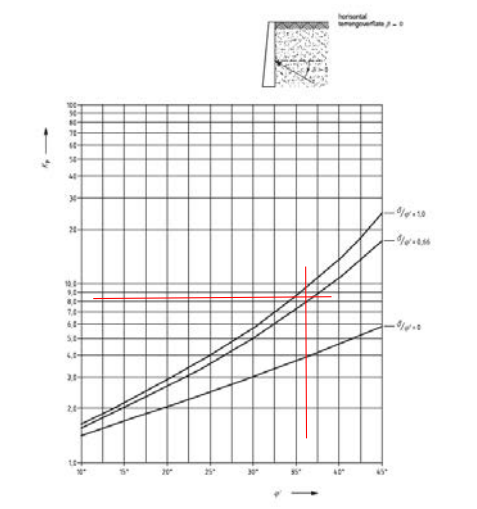
Eksempler på vertikale fundamentelementer som kan benyttes til opptak av horisontalkrefter ved passiv motstand:

- Ringmur
- Pelehoder
- Plateforkant på fundament
- Heisgrube
- Dragere/skjørt
- Landkar

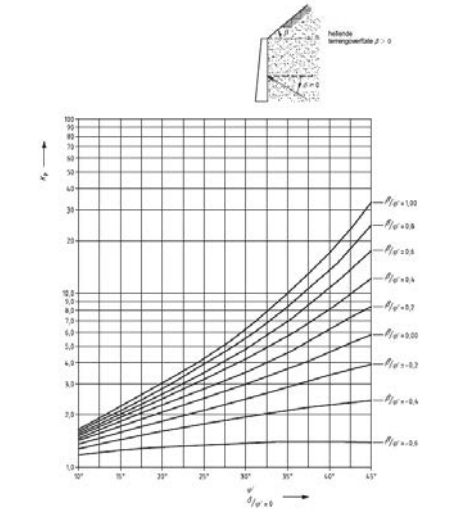
For beregning av jordtrykk for opptak av horisontallaster benyttes differansen mellom K_a og K_p.

K_a og K_p kan bestemmes ved å benytte grafene i NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016.

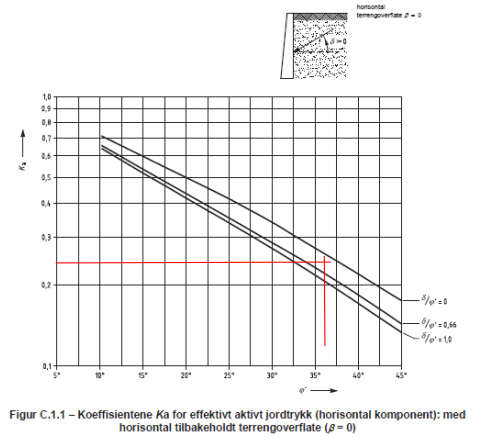
Dimensjonerende friksjonsvinkel i Figur 1 velges basert på riktig materialfaktor i seismisk tilstand fra Tabell 1.



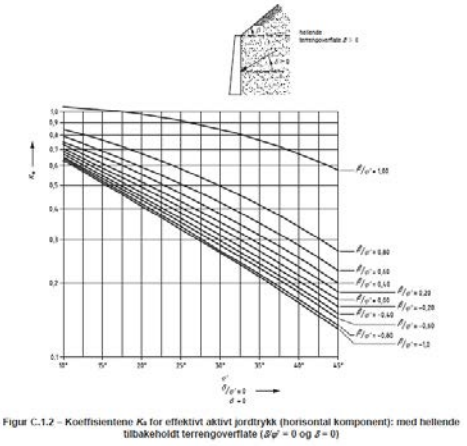
Figur C.2.1 – Koeffisientene K_p for effektivt passivt jordtrykk (horisontal komponent): med horisontal tilbakeholdt terrengoverflate ($\beta = 0$)



Figur C.2.2 – Koeffisientene K_p for effektivt passivt jordtrykk (horisontal komponent): med hellende tilbakeholdt terrengoverflate ($\delta/\varphi' = 0$ and $\delta = 0$)



Figur C.1.1 – Koeffisientene Ka for effektivt aktivt jordtrykk (horisontal komponent): med horisontal tilbakeholdt terrengoverflate ($\beta = 0$)



Figur C.1.2 – Koeffisientene K_a for effektivt aktivt jordtrykk (horisontal komponent): med hellende tilbakeholdt terrengoverflate ($\delta/\varphi' = 0$ og $\delta = 0$)

Figur 1: Aktiv og passiv jordtrykkskoeffisient fra NS-EN 1997-1+A1:2013+NA:2016

2.6 Friksjon

Vertikale fundamentelementer som kan benyttes til opptak av horisontalkrefter ved horisontal sidefriksjon er de samme elementene som kan benyttes til passiv motstand.

Friksjon mellom horisontal underside av fundament og jord kan kun benyttes der fundamentet er i direkte kontakt med jord.

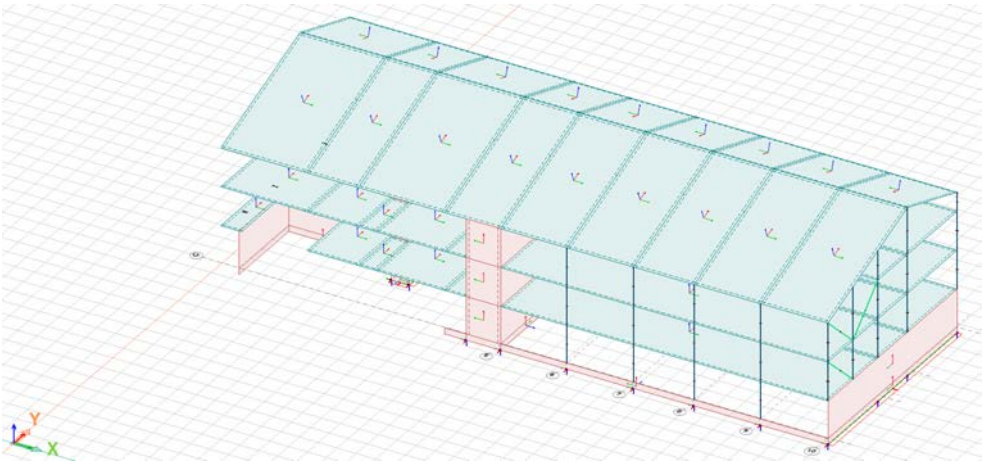
Lateral kapasitet fra sidefriksjon beregnes som jordens hviletrykk multiplisert med friksjonskoeffisienten mellom jord og konstruksjon.

3 EKSEMPEL

Norconsult er engasjert av HENT AS for å bistå med geoteknisk prosjektering av Granly skole i Horten kommune.

Undersøkelsene viser at grunnen i dette området av skolen består av fast til meget fast leire med innhold av silt, sand og grus (moreneleire).

Figur 2 viser utsnitt av RIB sin beregningsmodell som tar vare på lastfordeling i ulike fundamentelementer og med bruk av riktig fjærstivhet fra RIG.



Figur 2: Utsnitt av FEM-Design-modell av Granly skole

Bygget er fundamentert på betongpeler til fjell med lengde ca. 20-25 m. Pelene dimensjoneres for vertikale krefter og seismiske laster. Det benyttes P270MA for alle peler. Installert kapasitet vil være 1388 kN.

3.1 Kontroll av utelatelseskriteriet

Fra NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 stilles det krav om å kontrollere konstruksjoner for seismiske laster. I den forbindelse er utelatelseskriteriet for dimensjonering av Granly skole sjekket.

$a_{g\,40Hz}$ = 0,55 m/s^2 for Oslo
γ_I = 1,4 Seismisk klasse III (skole)
S = 1,5 Grunntype C

$a_g \cdot S = 0{,}8 \cdot a_{g40Hz} \cdot \gamma_I \cdot S = 0{,}8 \cdot 0{,}55 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}5 = 0{,}9$ m/s^2

For bygninger i seismisk klasse II og III kan kontroll av seismisk kapasitet utelates når skjærkraft fra jordskjelv (F_b) på grunnivå er mindre enn øvrige horisontale laster (vind, skjevstiling etc.), dersom:

$a_g \cdot S < 0{,}98\ m/s^2$ og q = 1,5 (NA.3.2.1(4))

I dette prosjektet var de seismiske lastene større enn de øvrige horisontale lastene, slik at jordskjelv var dimensjonerende.

3.2 Lateral kapasitet av pelene

Det er 74 peler under skolebygget. Horisontalkapasiteten er kontrollert i henhold til Peleveiledningen etter dybelteorien. Den laterale kapasiteten er konservativt beregnet til ca. 30 kN. For 70 peler får vi 70 × 30 = 2100 kN.

3.3 Jordtrykkskoeffisienter

Bak bunnplate, heisgrube og pelehodene tilbakefylles det med kvalitetsmasse av sprengstein eller maskinkult med friksjonsvinkel 42°. Passiv og aktiv koeffisientene velges fra Figur 1, C.1.1 og C.2.1.

Differanse mellom K_p og K_a i vårt eksempel er:

$\tan \varphi_d = \tan \varphi / \gamma_m = \tan (42°) / 1{,}2$
$\varphi_d = 37°$
$r = 0{,}5$
$K_p = 6{,}7$
$K_a = 0{,}25$
$K_p - K_a = 6{,}5$

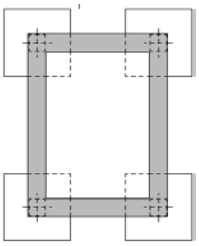
Følgende elementer er benyttet for opptak av horisontale laster.

Tabell 5: Elementer som bidrar for opptak av horisontale laster

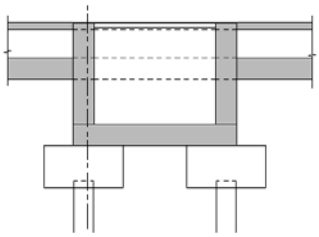
Element
Heisgrube, inkludert 4 peler
Plateforkant, forkant av bunnplate
Pelehode type 1, 1 pel
Pelehode type 2, 2 peler
Pelehode type 3, 3 peler

Fjærstivheter for de forskjellige elementene i X- og Y-retning er benyttet for å fordele laster på riktig måte for hvert element.

3.4 Kapasitet mot heisgrube



Figur 3: Plan for heisgrube

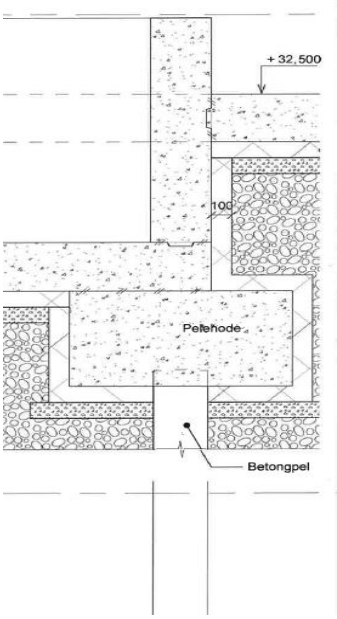


Figur 4: Snitt av heisgrube

Heisgrube ligger 1,8 m under bakken, med lengde og bredde på 3 m x 2,3 m.

$\sigma'_v = \gamma \times h = 19 \times 1{,}8 = 34{,}2$ kPa
$P_p = K_{(p\text{-}a)} \times \sigma'_v = 6{,}5 \times 34{,}2 = 222{,}3$ kPa Passivt jordtrykk mot heisgrubefundament
$F_X = P_p \times B \times H/2 = 222{,}3 \times 1{,}8 \times 2{,}3 \times 0{,}5 = 460$ kN Kapasitet
$F_Y = P_p \times B \times H/2 = 222{,}3 \times 1{,}8 \times 3{,}0 \times 0{,}5 = 600$ kN Kapasitet

3.5 Kapasitet mot plateforkant

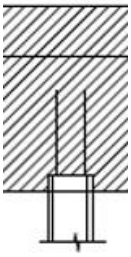


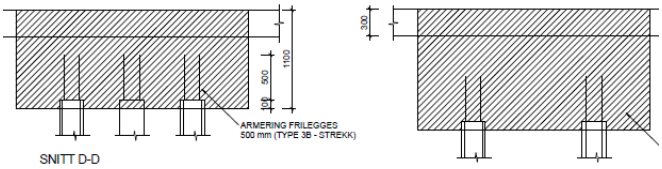
Figur 5: Snitt av plateforkant og pelehode

Det er vurdert at det er et visst bidrag fra plateforkanten på byggets bunnplate.
Bunnplata ligger 0,8 m under bakken og har dimensjon 80 m × 61,4 m lengde og bredde.

$\sigma'_v = \gamma \times h = 19 \times 0{,}8 = 15{,}2$ kPa
$P_p = K_{(p-a)} \times \sigma'_v = 6{,}5 \times 15{,}2 = 99$ kPa Passivt jordtrykk mot bunnplate
$F_X = P_p \times B \times H/2 = 99 \times 80 \times 0{,}8 \times 0{,}5 = 3168$ kN Kapasitet
$F_Y = P_p \times L \times H/2 = 99 \times 61{,}4 \times 0{,}8 \times 0{,}5 = 2431$ kN Kapasitet

3.6 Kapasitet mot pelehoder





Figur 6: Pelehode med 1 pel *Figur 7: Pelehode med 2 og 3 peler*

Pelehode med 1 pel

Pelehodene ligger 0,5 m under bakken og er 1,1 × 1,1 i lengde og bredde.

$\sigma'_v = \gamma \times h = 19 \times 0{,}5 = 9{,}5$ kPa
$P_p = K_{(p-a)} \times \sigma'_v = 6{,}5 \times 9{,}5 = 62$ kPa Passiv jordtrykk mot pelehodene
$F_X = F_Y = P_p \times B \times H/2 = 62 \times 1{,}1 \times 0{,}5 \times 0{,}5 = 17$ kN Kapasitet

Kapasitet av én pelehode ganges med antall pelehoder.

Det beregnes på samme måte for pelehoder med 2 og 3 peler.

3.7 Horisontal sidefriksjon

Krav til partialfaktor (γ_m) bestemmes i henhold til Tabell 1. Dimensjonerende fasthet beregnes etter:

$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 42° = 0{,}33$
$\tan \varphi_d = \tan \varphi / \gamma_m$
$\gamma = 19$ kN/m^3
r = 0,8

Tabell 6: Krav til ruhet ved dimensjonering, Statens vegvesens håndbok V220

Horisontalt terreng foran støttemur og landkar		Skrått terreng foran støttemur og landkar	
ruhet r_b	materiale under såle	ruhet r_b	materiale under såle
≤ 0,9	sand, grus og sprengstein	≤ 0,8	grus og sprengstein
≤ 0,8	leire og silt *	≤ 0,7	leire, silt og sand*

Pelehode med 1 pel

$\sigma'_0 = \gamma \times h = 19 \times 0,5 = 9,5$ kPa
$p_0 = K_0 \times \sigma'_0 = 0,33 \times 9,5 = 3,1$ kPa Hviletrykk
$P_H = p_0 \times H/2 = 3,1 \times 0,5 \times 0,5 = 0,8$ kN/m Horisontal jordtrykksresultant
$\tau_H = P_H \times r \times \tan \varphi_d = 0,8 \times 0,9 \times (\tan 42°/1,2) = 0,5$ kPa Horisontal sidefriksjon
$F_x = \tau_H \times B_X \times 2$ (sider) $= 0,5 \times 1,1 \times 2 = 1,1$ kN Friksjonsresultant X retning
$F_Y = \tau_H \times B_Y \times 2$ (sider) $= 0,5 \times 1,1 \times 2 = 1,1$ kN Friksjonsresultant Y retning

Det er i dette eksemplet forutsatt terreng ved toppen av pelehode.

Horisontalt sidefriksjon beregnes på samme måte for pelehoder med 2 og 3 peler, og for heisgrube og bunnplate.

3.8 Oppsummering

Tabell 7: Oppsummering av jordtrykkapasitet av alle elementer

	Kapasitet (kN)	**Antall**	**Jordtrykk-kapasitet (kN)**
Heisgrube (X-retning)	460	1	460
Heisgrube (Y-retning)	600	1	600
Plateforkant (X-retning)	3168	1	3168
Plateforkant (Y-retning)	2431	1	2431
Pelehode 1 pel (X-retning)	17	26	442
Pelehode 1 pel (Y-retning)	17	26	442
Pelehode 2 pel (X-retning)	56	19	1064
Pelehode 2 pel (Y-retning)	18	19	342
Pelehode 3 pel (X-retning)	99	2	198
Pelehode 3 pel (Y-retning)	91	2	198
Total kapasitet i X-retning Total kapasitet i Y-retning			X: 5332 Y: 4013

Tabell 8: Oppsummering av friksjonskapasitet av alle elementer

	Kapasitet (kN)	**Antall**	**Friksjons-kapasitet (kN)**
Heisgrube (X-retning)	33,6	1	33,6
Heisgrube (Y-retning)	25,8	1	25,8
Bunnplate (X-retning)	137,5	1	137,5
Bunnplate (Y-retning)	179	1	179
Pelehode 1 pel (X-retning)	1,1	26	29
Pelehode 1 pel (Y-retning)	1,1	26	29
Pelehode 2 pel (X-retning)	3,5	19	66,5
Pelehode 2 pel (Y-retning)	1,12	19	21,3
Pelehode 3 pel (X-retning)	6	2	12
Pelehode 3 pel (Y-retning)	5	2	10
Total kapasitet i X-retning Total kapasitet i Y-retning			X: 279 Y: 265

Samlet jordtrykkapasitet og friksjonskapasitet sammenlignes med horisontal last i seismisk tilstand i X- og Y-retning. Den dimensjonerende lasten er fremkommet ved kombinere laster etter formelen fra NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 gitt i avsnitt 2.3.

Tabell 9: Sammenligning av total kapasitet med ulykkelast

	Horisontal last i seismisk tilstand (kN)	**Jordtrykk-kapasitet (kN)**	**Friksjons-kapasitet (kN)**	**Lateral kapasitet av peler (kN)**
X-retning	5700	5332	279	2100
Y-retning	4260	4013	265	2100

Det kan benyttes 3 mulige kombinasjoner for å kontrollere at det er tilstrekkelig horisontal kapasitet til å ta laster i seismisk tilstand:

1. $P_{lat,pel}$
2. $P_{lat,pel} + P_p$
3. $(P_{lat,pel} + P_p) \cdot 0,3 + (F_{Rd,h} + F_{Rd,v})$

Hvor

$P_{lat,pel}$ Lateral kapasitet av peler
P_p Jordtrykk mellom sidene av fundamentet
$F_{Rd,h}$ Friksjon mellom horisontal underside av fundament og jord
$F_{Rd,v}$ Friksjon mellom vertikal side av fundament og jord

Basert på oppsummeringen presentert i Tabell 9, tas horisontale laster i seismisk tilstand ved å utnytte:

X-retning:
All kapasitet fra jordtrykk på vertikale fundamentelementer (5332 kN) og ca. 18 % fra pelene (368 kN)

Y-retning:
All kapasitet fra jordtrykk på vertikale fundamentelementer (4013 kN) og ca. 12 % fra pelene (247 kN)

4 REFERANSER

1. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

2. NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-7 Allmenne laster – Ulykkelaster

3. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

4. NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

5. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler

6. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

7. NS-EN 1998-5:2004/NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold

8. Statens vegvesens håndbok V220: Geoteknikk i vegbygging, 2014

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

GEOTEKNISKE LØSNINGER FOR DIMENSJONERING AV EUROPEAN SPALLATION SOURCE FOR EKSTREMT JORDSKJELV

GEOTECHNICAL SOLUTIONS FOR DESIGN OF EUROPEAN SPALLATION SOURCE FOR EXTREME EARTHQUAKE

Jörgen Johansson, Ana Page, og Amir Kaynia, Norges Geoteknisk Institutt

SAMMENDRAG

NGI har vært involvert i jordskjelvdimensjoneringen av European Spallation Source (ESS) som blir verdens sterkeste neutronmikroskop. Radioaktive material benyttes i anlegget og fokus på sikkerhet mot utslipp av disse ved et eventuelt stort jordskjelv er derfor meget høyt. NGI har bland annet etablert dimensjonerende responsspektra, dynamiske og ikke-lineære pelestivheter.

Grunnet store laster og ekstreme krav på fundamentbevegelser har man vurdert å benytte stålkjernepeler selv om jordprofilet består av berg overlagret av en meget kompetent leirmorene av 5-15 m tykkelse med udrenert styrke på rundt 300 kPa.

Basert på en todimensjonal jordskjelvresponsanalys, har vi etablert et responsspektrum med reduserte amplituder sammenlignet med responsspektret etablert for bakkeoverflaten. Reduksjonen i amplitude varierte fra få prosent ved frekvensen 1 Hz til 50% ved 10 Hz.

Gjennom å ta hensyn til lokal ikke-linearitet i jorden rundt pelene har vi beregnet en lavere pelestivhet hvilket har lett til reduksjon i horisontale pelelaster med en faktor på up til 5.

SUMMARY

The European Spallation Source (ESS) is a materials science research facility using neutron scattering technique is under construction outside Lund, Sweden. Due to radioactive inventory the facilities are being designed for seismic events. Sweco Structures is in charge of design of the building containing the target and radioactive storage facilities and have asked NGI to assist with the seismic design. NGI's role in this project has consisted of a) establishing soil profiles for earthquake analyses, b) establishing design response spectra and corresponding ground surface time histories, c) computing foundation stiffness parameters and pile capacities, and d) assistance on miscellaneous issues related to soil-structure interaction.

NGI has established high, best and low estimate soil profiles accounting for uncertainties in the analysis according to ASCE 4-98 based on the data from geotechnical site investigation. An additional set of low, best and high estimate soil profiles have been established for the soil beneath the excavation.

The soil profiles have been used to compute design response spectra and ground acceleration time histories with help of earthquake ground response analysis in which the non-linear behaviour of soil is taken into account. Time histories have been scaled according to target bedrock spectra established in the seismic strategy, and used as input in the earthquake ground response analysis. In addition to 1D analysis, the excavation effect on the design response spectra has been evaluated with 2D ground response analysis.

Due to large foundation loads and extreme requirements on foundation movements, steel core piles are considered in this design alternative, even though the soil profile consist of rock overlain by 5-15 m of clay till with undrained strengths of about 300 kPa.

Simplified stiffness parameters have also been established for steel core and concrete piles, slab foundations, and embedded basement walls of the foundation. The stiffness values are based on frequency dependent impedance function obtained from rigorous elasto-dynamic computations. To retain the frequency dependency the simplified model uses stiffness, added soil mass, and damping, all converted to values per square meter.

During the design earthquake, the soil around the piles behave nonlinearly. Therefore to account for this nonlinear behaviour a set of nonlinear pile stiffness curves for the high, best, and low estimate soil profile have been established for use in Sweco's structural analysis. A set of pile capacity curves consistent with the nonlinear stiffness curves have been established.

Based on the 2D earthquake ground response analysis, a response spectrum with reduced amplitudes compared to the ground surface response spectra has been established. The reduction varied from a few percent at 1 Hz to 50% at 10 Hz.

Accounting for the local nonlinearity of the soil around the piles reduced the earthquake induced horizontal pile loads with a factor of up to 5.

INTRODUCTION

The following short description of the European Spallation Source (ESS) is based on /1/ -/4/. ESS will be materials science research facility using neutron scattering technique. The research facility will enable scientists to see and understand basic atomic structures and forces. ESS is a pan-European project that will be built by at least 15 European countries, including Norway, with Sweden and Denmark as host nations. The ESS facility will be built in Lund (Figure 1), Sweden and a centre for Data Management and Software will be located in Copenhagen, Denmark.

Neutron radiation can give information about materials complementing x-ray radiation. While x-rays interact with charged particles of a material, the neutrons interact by collisions with the nucleus. Thus x-rays can give information about the electron bindings between atoms and the neutrons give information about nuclear part of the atoms as shown in Figure 2.

ESS consists of a linear accelerator in which protons are accelerated and collide with a radioactive heavy metal (Tungsten) in a target station. By this process, intense pulses of neutrons are emitted and led through beamlines to experimental stations, where research is done on different materials. This will help discover and develop new materials with applications in manufacturing, pharmaceutical drugs, aerospace, engines, plastics, energy, telecommunications, transportation, information technology and biotechnology.

Figure 1. Visualization of the European Spallation Source (ESS), a neutron research facility under construction in Lund, Sweden

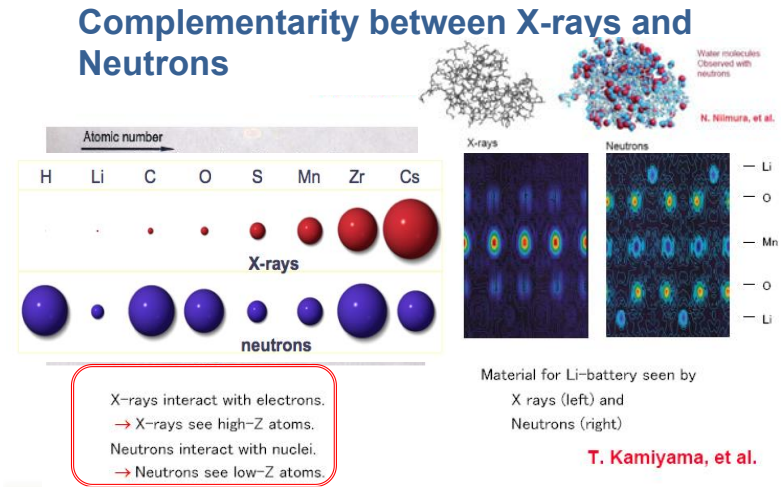


Figure 2 Neutron and x-ray scattering can give complementing information about materials. (after /4/)

Seismic design of ESS

ESS is not a nuclear facility according to the Swedish laws and legislations. However, the Swedish Radiation Safety Authority, (Strålsäkerhetsmyndigheten, SSM) regards ESS as a special facility due to the projected levels of radiation and radioactive inventories within the facility. Thus, ESS have to design certain structures and equipment to withstand seismic events. The radioactive inventory inside the building where protons collide with a tungsten block to create neutrons, and also in the temporary storage on-site, requires extensive safety systems for

controlling and mitigating the consequences of both operational accidents and the impact of external natural or man-made disasters (e.g. earthquake, airplane crash, etc.) /2/. Therefore, ESS have implemented a global seismic strategy which has five hazard levels with different probability of occurrence. For each hazard level a earthquake bedrock acceleration spectra is defined.

Scope of NGIs work

ESS AB is designing the European Spallation Source and Sweco Structures AB which is in charge of design of the building containing the target and radioactive storage facilities have asked NGI to assist with the geotechnical aspects of the seismic design. NGI has established site-specific response spectra, foundation stiffness and capacity parameters and given advice on how to use the results in the seismic analysis.

The following tasks have been performed by NGI:

1. Establish soil profiles for dynamic analyses
2. Establish design response spectra and ground acceleration time histories on ground surface and at foundation level
3. Establish elastic foundation stiffness parameters
4. Establish nonlinear pile stiffness and lateral pile capacity envelopes

DESIGN STANDARDS

Table 1 gives the most relevant standards and design procedures applied in the seismic design. Other documents and information not included in Table 1 are given in the references.

Table 1 Standards used in the work

Abbreviation	Title
HNB 2013	Handbok för Nukleära Byggnadskonstruktioner Scanscot Technology and the Swedish Radiation Safety Authority, SSM, Remissutgåva 2013-04-15. (Received by NGI 2014-10-27)
ASCE 4-98	Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures (4-98), American Society of Civil Engineers, Standards ASCE 4-98. (Received by NGI autumn 2013)
EC8-5	EN 1998-5:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
EC8-1	EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
FEMA 440	Applied Technology Council, FEMA 440, Improvement Of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (ATC-55 Project), 2005. (Downloaded by NGI June 2014)

ESS SITE AND FACILITIES OVERVIEW

The ESS site, shown Figure 3, is at Östra Odarslöv immediately north of Lund and just southeast of highway E22. The site extends in a northeast-southwest direction, with a surface elevation

varying between +75 and +81. The area is located on a moraine ridge that runs alongside the road, Odarslövsvägen. The ridge slopes towards E22 in the north-west and towards Odarslövsvägen in the southeast.

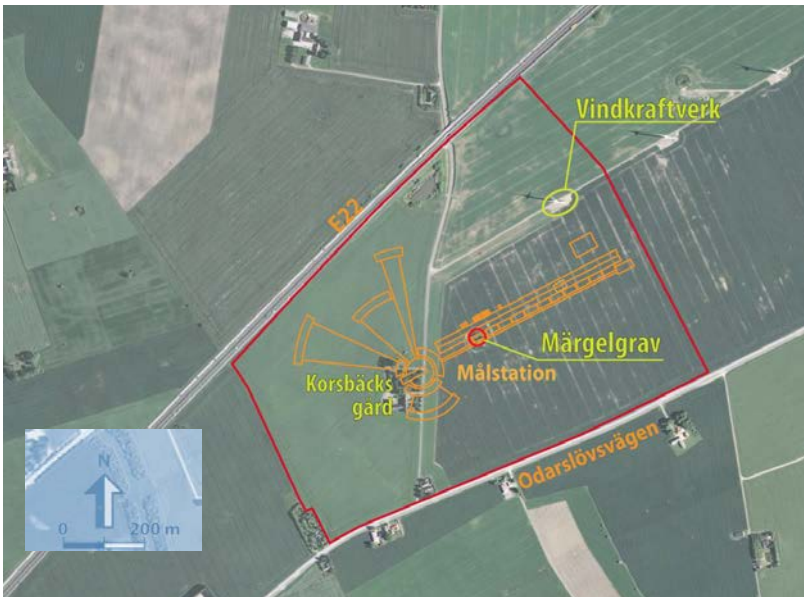


Figure 3 Location of ESS north of Lund between the E22 in north-west and Odarslövsvägen to the south-east.

Ground conditions at the ESS site

An extensive site investigation has been performed and documented in /5/ and /6/. The conceptual ground model, shown in Figure 4, consists of a meter of surface soil and 5-15 m thick clay till with interbedded lenses of limited extent consisting of coarser sandy sediments. Beneath the clay till is a sedimentary rock (clay shale) with vertical dolerite dykes coming up through the clay shale. In between the clay till and the clay shale is a transition zone of crushed material. The ground water level varies between 3 to 5 m below ground surface over the site.

The undrained strength of the clay till is around 300 kPa and the preconsolidation pressure larger than 800 kPa. The initial shear modulus of the clay till is about 140 MPa. Average values of soil index parameters for the ESS site are given in Table 2, soil strength parameters for the Target building area are given in Table 3, and soil stiffness values are given in Table 4.

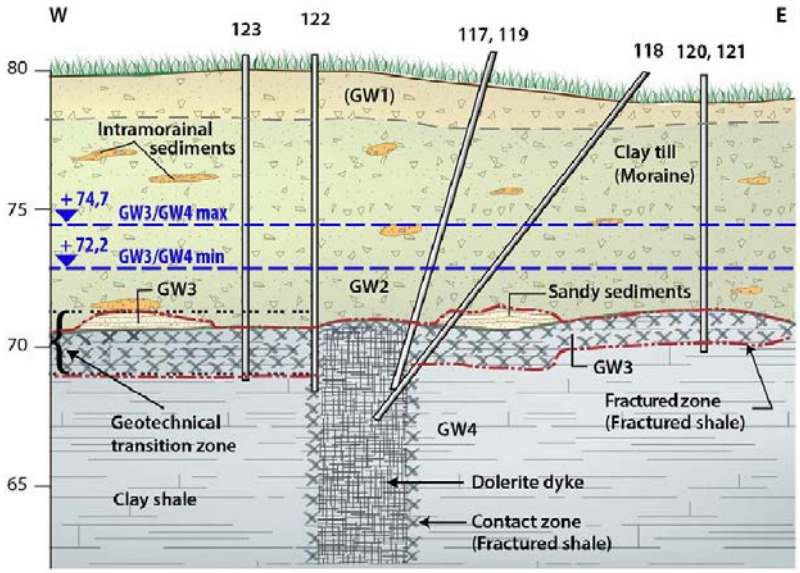


Figure 4 Conceptual model of ground conditions (after /5/)

Table 2. Average values of soil index parameters for the ESS site.

Soil layer	**Natural water ratio (%)**	**Liquid Limit (%)**	**Plasticity (%)**	**Bulk density ρ (kg x $10^3/m^3$)**	**Bulk density ρ' (kg x $10^3/m^3$)**
Topsoil				2,0	1,0
Upper clay Till	17 (11-27)			2,0	1,0
Lower clay Till	16 (12-20)	31 (26-40)	15	2,1	1,1
Intramorainal sediments				2,1	1,1
Transition zone				2,1	1,1

Table 3. Soil strength parameter at Target building area.

Soil layer	**$c_{u,k}$ (kPa)**	**$c'_{d,k}$ (kPa)**	**$\phi'_{d,k}$ (°)**	**σ'_c (kPa)**
Topsoil	50-150	4-6	31	
Upper clay Till >+75	300	25	32.5	>800 kPa
Lower clay Till <+75	280	25	32.5	>800 kPa
Intramorainal sediments			37	
Transition zone		2	37	

Table 4. Soil stiffness, modulus values for the Target building.

	Strain ~0%			**Strain 1%**		
Level	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	M_0 (MPa)	$G_{1\%}$ (MPa)	$E_{1\%}$ (MPa)	$M_{1\%}$ (MPa)
Topsoil					10-40	
Upper clay Till >+75	140	365	520	25	70	100
Lower clay Till <+75	130	345	495	25	65	95
Intramoranic sediments					30	
Transition zone	180	480	690	30	90	130

ESS target building and experimental hall structures

The location of different ESS facilities isis shown in Figure 5. The target structure and the instrument halls, which are the focus of this report are shown with red and orange colour in Figure 5.

The target building structure consists of a base slab of reinforced concrete resting on piles, four stabilizing reinforced concrete walls, a reinforced concrete hot cell structure, a precast concrete slab and column structure from the base slab to the high bay slab and a steel superstructure from the high bay to the roof, including two major trusses spanning beam port sectors. /2/. (See Figure 6 and Figure 7)

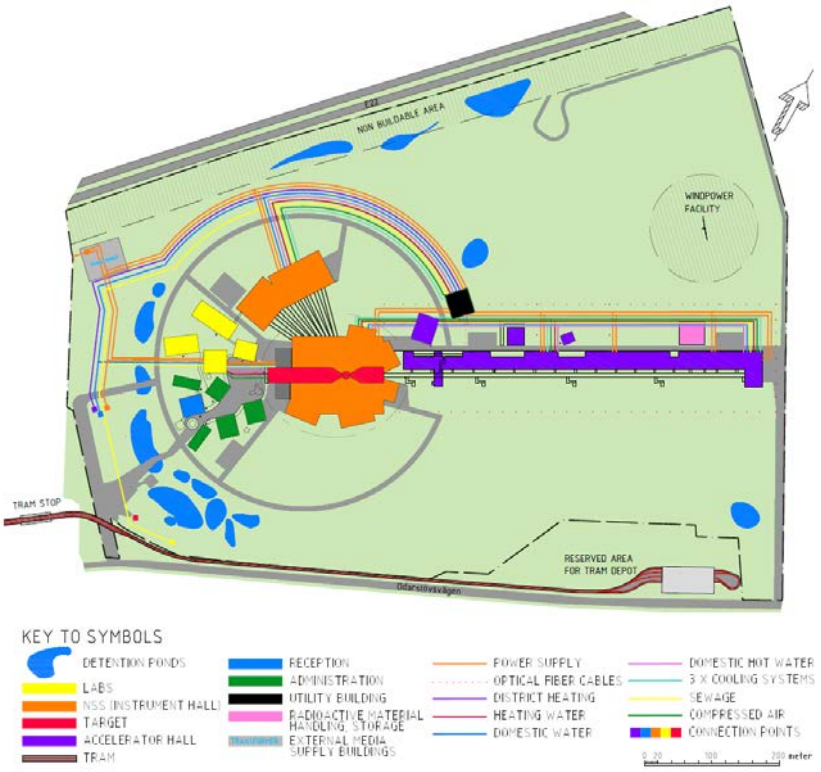


Figure 5 *Location of ESS facilities between E22 and Odarslövsvägen (after /1/)*

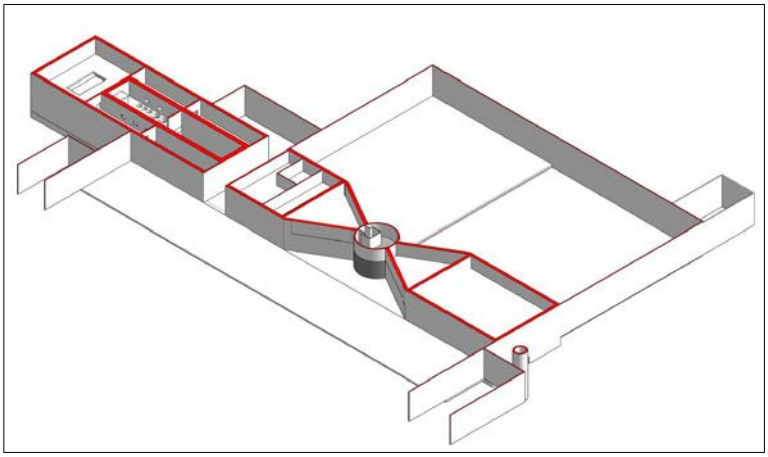


Figure 6 *Target building and experimental halls with storage of radioactive material in the upper left and the round monolith target in the centre. (After /2/)*

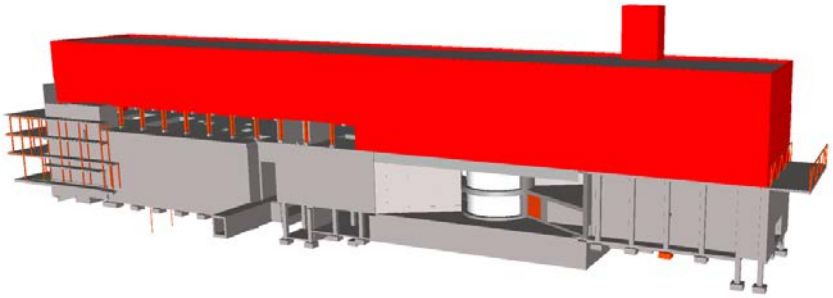


Figure 7 *Closer view with target station (the Monolith) to right in white colour and active cells (Hot cell) in the left part of the figure. (After /2/)*

Foundation layout and geometry

The foundation of the ESS is planned to be constructed with a footprint of approximately 140 by 100 m as shown in Figure 8 and Figure 9. Dashed red rectangles in Figure 8 show the location of the so called monolith and hotcell areas.

Figure 10 shows cross sections of the Monolith area and the Hotcell areas respectively. The Monolith and Hotcell have foundation footprints of about 22 m by 45 m and 14 m by 32 m. The concretete foundation slabs have varying thickness of 1 to 2 m. The weight of the shield around the tungsten target in the monolith is about 7000 tons.

There are also underground areas with basement walls of substantial height shown Figure 9. The Monolith has 5 m high walls and the Hotcell 3.4 m as shown in Figure 10, which shows sections of the Monolith area and the Hotcell areas.

The reason for using pile foundations /2/ is:

"Even though geotechnical conditions are very good, piles is a necessary solution to meet extreme deflection limits and loads. With a non-piled solution with foundation in the very capable clay till, the building would continue to move under monolith erection, and move in a complicated pattern under major shielding operations. These movements would be difficult to calculate as geotechnical characteristics always vary and shielding operations may be randomly executed, and have been determined to be unacceptably large and unpredictable."

Therefore, in this design alternative, parts of the foundation is to be constructed with steel core piles in the target building including the monolith and the hotcell. The experimental halls have been considered to be constructed to rest directly on the ground without piles, or with concrete piles.

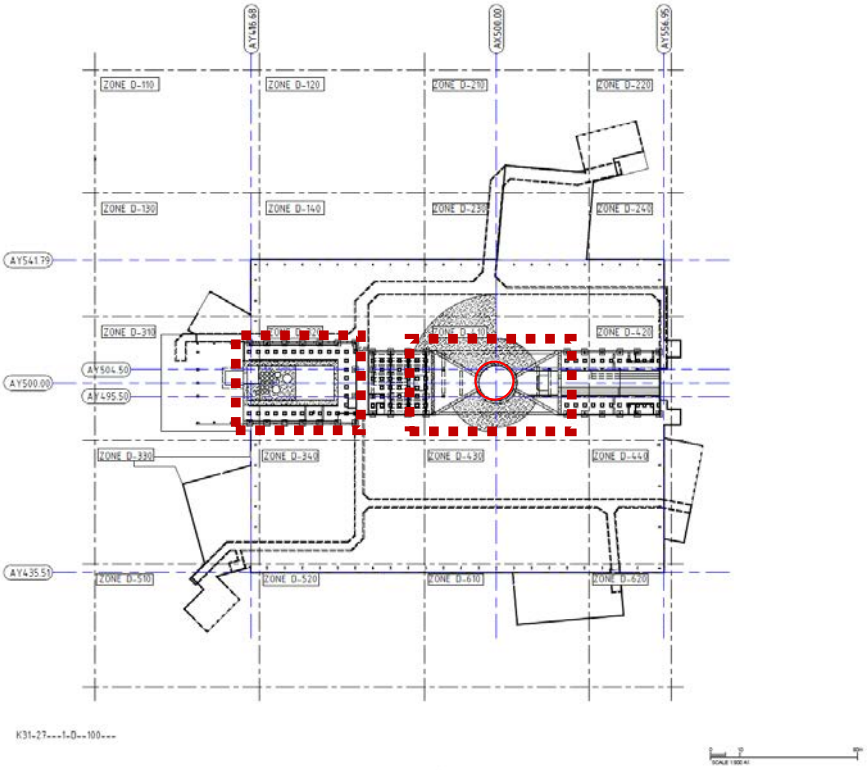


Figure 8 *Plan view of the foundation layout of the ESS. The red circle marking the location of the target monolith, is approximately 12 meters diameter. Active cells (Hot cell) to the left and Target Monolith to the right marked with dotted red rectangles*

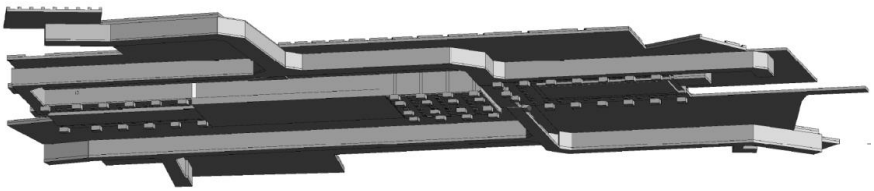


Figure 9 *View of ESS foundation from beneath*

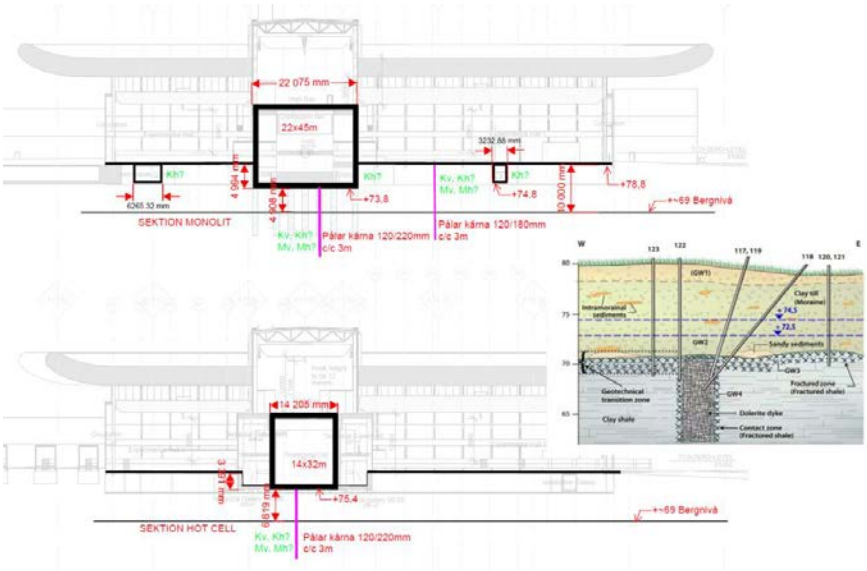


Figure 10 *Geometries used for establishing stiffness. The monolith in the top and the active cells (Hot cells) in the bottom*

SEISMIC SOIL STRUCTURE INTERACTION (SSI)

SSI has to be accounted for in the seismic design of ESS. The Swedish design standards for nuclear facilities /9/ following the ASCE 4-98 /10/ requires SSI to be accounted for in the design when structures have foundations on or in soilwith shear wave speed of less than 1100 m/s, which is in the lower range of shear wave speed in rock. The estimated shear wave velocities of clay moraine at ESS site are slightly less than 200 m/s at the ground surface and increasing to 350 m/s at 10 m depth.

A brief explanation of seismic soil structure interaction (SSI) procedure is given here. Seismic load on a building construction is dependent on type of seismic waves, local ground conditions, construction type and interaction between soil and construction. The seismic wave types and local ground conditions affect the so-called free field ground motion and is taken into account in the design response spectra.

The soil-structure interaction (SSI) analysis is performed as shown schematically in Figure 11. The analysis is divided into three steps. 1) Determining the input foundation motion or acceleration time histories, 2) establishing foundations stiffness to be connected to the structural model, and 3) performing the analysis with foundation-structure system. This way of handling SSI is called the impedance function approach in ASCE 4-98 /7/.

SSI result in elongation of the fundamental vibration period of the soil structure system and additional damping, which most often result in lower response amplitudes, and hence lower loads on the structure due to an earthquake as compared to loads computed with a fixed base. The first and third steps of the above three-step solution are referred to as kinematic and inertial interaction, respectively.

Inertial interaction is the phenomenon of the loads induced in the foundation caused by vibrations in the structure. These loads are partially dependent on the foundation properties. The foundation stiffness and damping, which become frequency dependent due to the interaction between foundation and soil, are described with frequency dependent impedance functions. Inertial interaction can be accounted for in a simplified manner by using static foundation stiffness values often referred to as "soil springs". NGI has computed foundation stiffness parameters for the purpose of including inertial interaction in the seismic analysis.

Kinematic interaction arises from interaction between seismic waves in the soil and the foundation elements such as piles and concrete slabs. This results in, for foundations that are stiff in relation to the surrounding soil, a difference between the free field ground motion and the foundation vibration. Kinematic interaction is primarily caused by three factors. 1) Averaging of wave motions dependent on the foundation stiffness and dimensions, 2) the embedment depth of the foundation, and 3) spreading and reflection of high frequency waves. The averaging reduces the wave amplitudes the stiffer and larger the foundation slab is. Generally, the soil vibration amplitudes decrease with depth meaning that the deeper the embedded foundation, the smaller are the vibration amplitudes. Procedures for kinematic interaction are given in /20/.

The regulations /7/ and /9/ applied in the seismic design of the ESS do not allow for use kinematic interaction to reduce the in-structure response spectra in the frequency range between 0 and 10 Hz, therefore no reduction due to kinematic interaction has been applied to the design spectra.

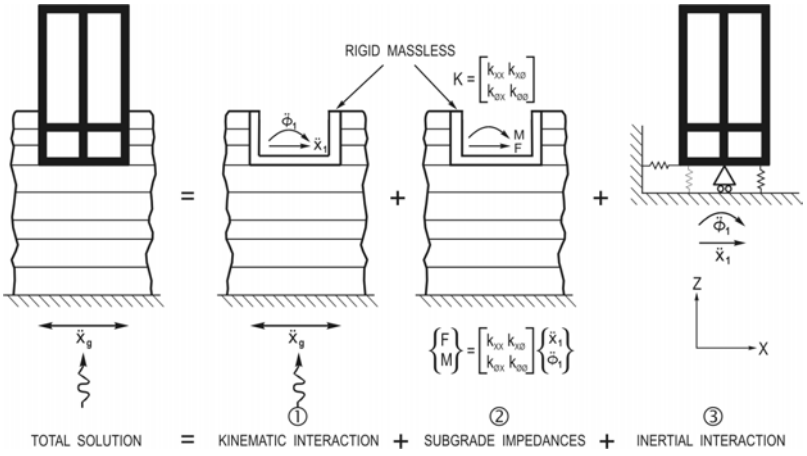


Figure 11 Modelling of soil structure interaction.

SEISMIC DESIGN SOIL PROFILES

The seismic design soil profiles have been established based on the CPT soundings in the target area, performed seismic measurements, laboratory testing, and on empirical relations for soil stiffness.

A best, high, and low estimate soil profiles have been established to account for the uncertainties in soil profile and other uncertainties in the earthquake analysis as recommended in ASCE 4-98 /7/.

The dashed red, green and blue curves in Figure 12 show the soil shear modulus profiles compatible with the shear strains induced by the earthquake ground shaking. These soil profiles were first modified to account for the effect of excavation and then used to compute the pile foundation stiffness parameters. The horizontal grey lines in Figure 12 show the foundation levels of the different parts of the target building.

The reduction in soil stiffness due to ground shaking based on the earthquake ground response analysis is smaller than the reduction based on recommendations in EN 1998-5. The average reduction in shear modulus is 14% for the high estimate soil profile and 26% for the low estimate soil profile, while a 50% reduction was obtained based on EC 8-5.

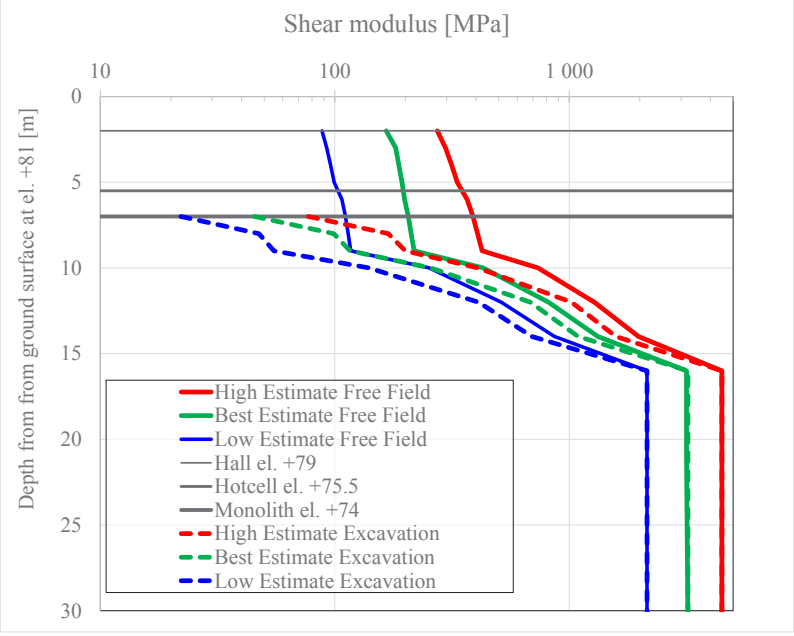


Figure 12 Initial shear modulus profiles for the free field and beneath the excavation

EARTHQUAKE GROUND SHAKING

Seismic hazard: design basis events H1-H4

The ESS site is situated close to the Barsebäck nuclear power plant. Therefor the seismic hazard level evaluation /11/ was based on the bedrock ground acceleration established in /12/. The resulting probabilities for the design basis events H1-H5 are given in Table 5. The corresponding horizontal bedrock acceleration response spectra are given in Table 6.

The peak ground acceleration for the H4 design level is 0.26g. For comparison, according to the Norwegian seismic hazard map and accounting for a building importance class factor of 2.0 the largest PGA become 0.16g on the west coast of Norway.

Table 6 gives bedrock accelerations. To obtain acceleration on the ground surface to be used in the structural design of the foundations and piles a ground response spectrum is computed with an earthquake ground response analysis. In such an analysis, the amplification of the seismic waves propagating vertically from a bed rock up through the soil layers to ground surface are computed, as schematically shown in Figure 13. The programs SHAKE(N) and PLAXIS 2D AE were used for one-dimensional analyses, and for two dimensional analyses, respectively.

Table 5 Hazard level classification for different design basis events (after Table 1 from /11/)

Table 1 – Design Basis Events

Classification	Event	Frequency/y
H1	Normal Operation	≥1
H2	Incidents	<1 to ≥ 10^{-2}
H3	Unexpected events	<10^{-2} to ≥ 10^{-4}
H4	Design Basis Accidents (DBA)	<10^{-4} to ≥ 10^{-6}
H5/residual risk	Beyond Design Basis Accidents (BDBA)	f<10^{-6}

Table 6 Horizontal bedrock acceleration response spectrum (Table 4 from /11/)

	Acceleration (g) for Selected Hazard Frequencies			
Freq (Hz)	10^{-6}/yr	10^{-4}/yr	10^{-2}/yr	10^{0}/yr
0.1	0.001	0.000	0.000	0.000
0.2	0.004	0.001	0.000	0.000
0.3	0.008	0.002	0.000	0.000
1	0.032	0.007	0.002	0.000
5	0.377	0.076	0.019	0.005
10	0.877	0.173	0.043	0.011
20	0.958	0.204	0.051	0.013
50	0.255	0.054	0.014	0.003
100	0.255	0.054	0.014	0.003

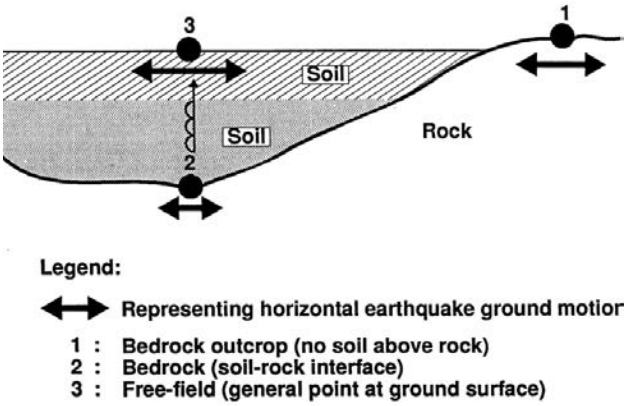


Figure 13 Key elements in an earthquake ground response analysis

Bedrock acceleration time histories

Time histories for hazard level 4 with are plotted in Figure 14. The corresponding pseudo velocity response spectra are plotted in Figure 15. The time histories were baseline corrected and scaled to obtain bed-rock acceleration time histories for H1-H3 design levels. The scaled time histories for bedrock acceleration were used as input in the earthquake ground response analyses to obtain time histories for ground accelerations at the ground surface and the different foundation levels.

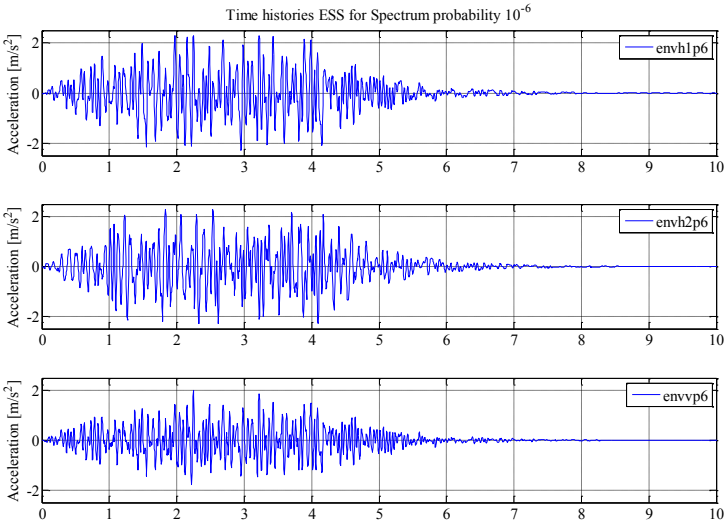


Figure 14 Time histories for hazard level H4.

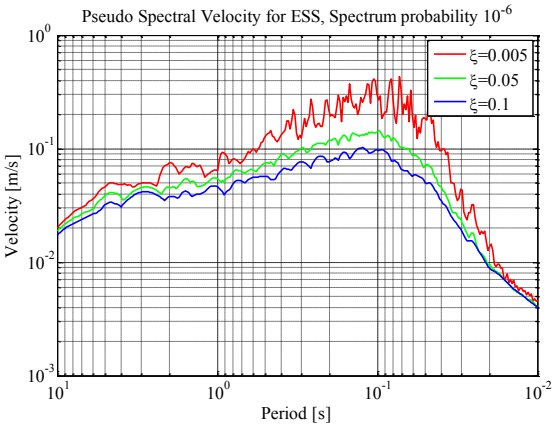


Figure 15 *Response spectra of time histories for bedrock ground acceleration for hazard level H4 for three damping levels of 0.5, 5% and 10% damping.*

Input for 1D earthquake response analysis with SHAKE (N)

The shear modulus input profiles in the earthquake ground response analysis are based on the high, best and low estimate soil profiles. The shear modulus input profiles are plotted with solid lines together with the resulting output profiles in Figure 12.

To account for nonlinear soil behavior in the ground response analysis, shear modulus reduction and hysteretic damping curves were established with equations from /13/. Input parameters are the plasticity index, PI, the effective overburden pressure, and the overconsolidation ratio, OCR. The plasticity index, PI, and the overconsolidation ratio, OCR are taken from /6/. The input parameters are given in Table 7. The topsoil (the top 2 meters) was not included in the earthquake ground response analysis since it would be excavated from large areas around the ESS site.

The resulting curves for shear modulus reduction vs. shear strain and hysteretic damping vs. shear strain for the clay till and the lower clay till are plotted in Figure 16 and Figure 17 with blue and red curves. The shear modulus reduction and damping curves for the clay till was also used for the transition zone material. The clay shale was assumed to behave elastic, i.e the shear modulus is not reduced in the earthquake ground response analysis.

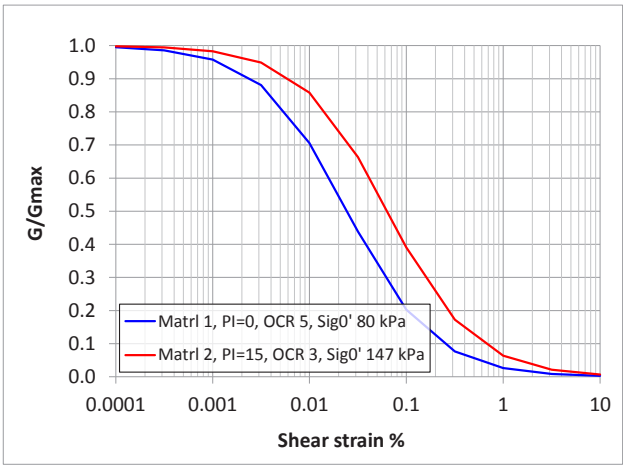


Figure 16 *Shear modulus reduction curve for clay till and lower clay till. SHAKE (N) analyses*

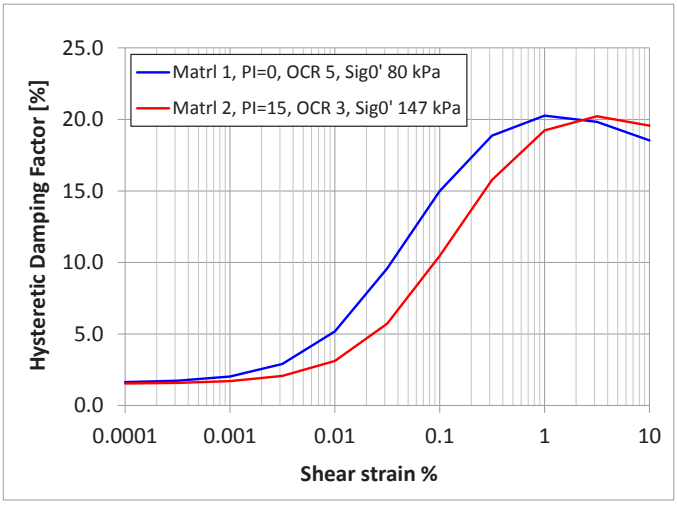


Figure 17 *Hysteretic damping factor curves for clay till and lower clay till. SHAKE (N) analyses*

Table 7 Material parameter used in earthquake ground response analysis. SHAKE (N) analyses

Mat Type	**Mat index**	**Thickness**	**Density**	**Plasticity Index**	**OCR**	**Level**	**Depth** From surface to top of layer
Name	No.	[m]	[g/cm3] = [T/m3]	[]	[kPa]	[m]	[m]
Topsoil	-	2	2			81	0
Clay till	1	2	2.00	0	5	79	2
Lower clay Till	2	8	2.10	15	3	74	7
Transition zone	1	4	2.10	-	-	69	12
Clay shale	3	5	2.65	-	-	65	16

2D earthquake response analysis accounting for excavation

The foundations depth of the target building varies between 5-7 m beneath the original ground surface. The response spectra will be affected both by the change in geometry and also by the change in soil parameters due to reduction of overburden pressure by the soil excavation. The ground response spectra outside the excavated area is assumed not to be affected by the excavation. Considering both the change in geometry and soil parameters a 2D earthquake ground response analysis was deemed necessary to evaluate the effect of the excavation on the response spectra. The analysis was was performed with the commercial finite element program PLAXIS 2D AE. Input data in the analysis are the bed rock acceleration time history, geometry, and the geodynamic properties of the soil and bed rock, i.e. density, shear modulus, poisson's ratio and Rayleigh damping.

The purpose of the analysis was to establish a frequency dependent multiplication factor to apply to the design spectra established in the 1D response analysis. Therefore an elastic material model was used in the 2D analysis. To account approximately for the change in the soil shear modulus and damping ratio with increasing shear strain level, the shear moduli and the damping calculated for each layer in the 1D analysis were used as input in the 2D analysis. Two 2D analysis cases were run for each soil profile, one without excavation and with, the frequency dependent multiplication factor was established by taking the ratio between the response spectra from the two cases.

Two different models were used, one for the transverse direction and one for the longitudinal direction as shown in Figure 18 and Figure 19. The depth of the excavation was assumed 5 m in both models. In the transverse direction the excavation is 22 m wide and in the longitudinal model the excavation is 150 m long. In the zone under the excavation and in the far-field zone, different shear modulus profiles were used.

The monolith and hotcell stiff concrete slabs are forcing the piles to move coherently in the horizontal directions. To account for the restraining by the slabs, elastic massless plates of 1.6m thick concrete, were placed in the base of the excavation.

The ground motion was applied at horizontal boundary, located at 29 m below the ground surface. This boundary was modelled using a compliant base, which simulates the propagation of waves into the deep soil with a minimum reflection at the boundary. The vertical boundaries were modelled using both "tied degrees of freedom" and absorbing boundaries. The tied degrees of freedom boundary which connects the nodes at the left and the right boundaries such that the corresponding nodes will undergo exactly the same displacements. These boundary conditions are similar to the ones assumed in SHAKE (N). The absorbing boundaries allow for waves to propagate away from the horizontal boundaries towards the exterior of the model.

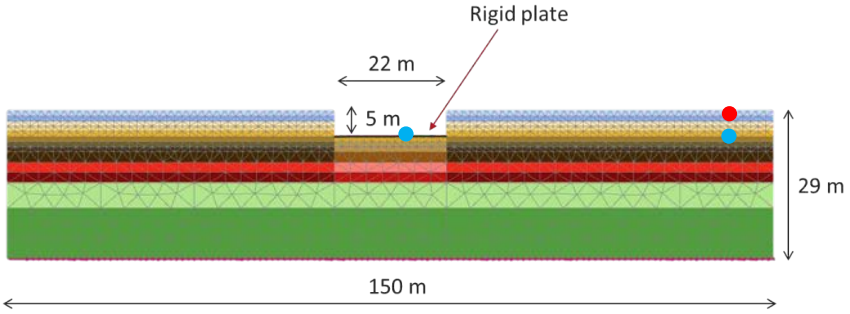


Figure 18 *Transverse two-dimensional model finite element model. Transverse (Short) side of excavation. The excavation was assumed 5 m deep. The whole extent of model is not shown in the figure. Boundaries are placed at +- 300 from the center. Two elastic plates were placed in the base of excavation to model the effect of horizontal constraint imposed by the very stiff concrete foundations of the monolith and hotcell.*

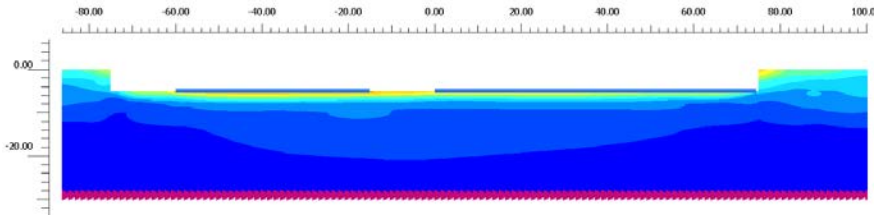


Figure 19 Longitudinal two-dimensional model finite element model. Long side of excavation. The excavation was assumed 5 m deep. The whole extent of model is not shown in the figure. Boundaries are placed at +- 300 from the center. Two elastic plates were placed in the base of excavation to model the effect of horizontal constraint imposed by the very stiff concrete foundations of the monolith and hotcell.

Design spectra based on 2D ground response analysis

The resulting H4 design spectra for +78 level for the low, best and high estimate soil profile are shown in Figure 20. The design spectra were established for 7% damping. The peak ground acceleration is about 0.55g for the best estimate soil profile. The largest amplification factor (the ratio between ground surface and bedrock response spectra) is approximately 3. The

The design response spectra based on 2D analyses for the depth of 6m beneath the ground surface for the high estimate soil profile which account for the effect of excavation is shown Figure 21. The response spectrum, have reduced amplitudes compared to the 1D ground surface response spectra. The reduction varies from a few percent at 1 Hz to 50% at 10 Hz.

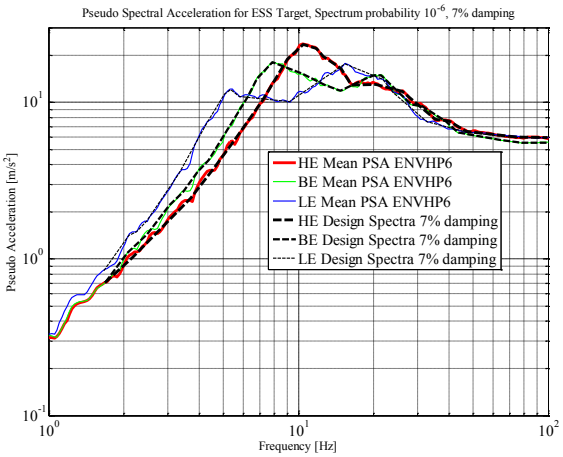


Figure 20 *Red, green, and blue solid lines show H4 Response spectra of ground surface acceleration from 1D ground earthquake response analysis and black dashed lines show simplified design spectra for 7% damping.*

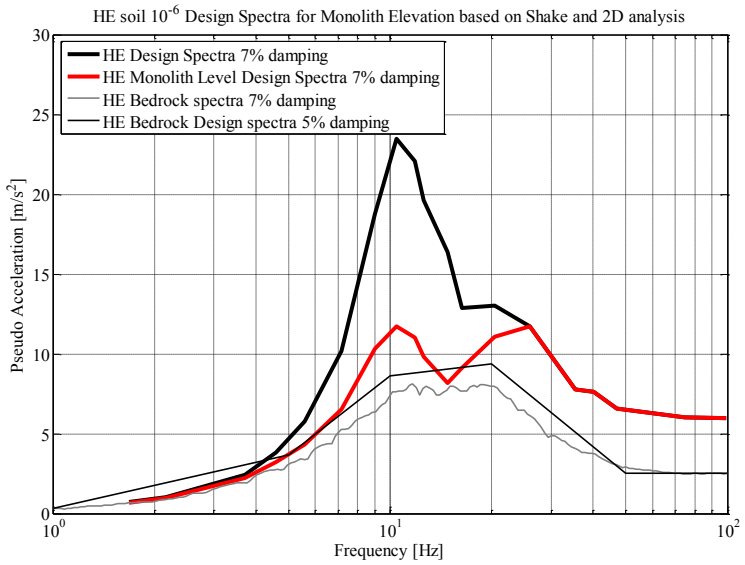


Figure 21 *High estimate soil profile design spectra accounting for effect of excavation*

STEEL CORE PILE FOUNDATION

A sketch of the foundation layout is shown in Figure 22. On the sides and beneath the foundation there will be give gaps as to reduce the foundation stiffness. The reduced foundation stiffness will giver lower earthquake loads on the structure.

Based on a number of variations of pile types and pile configurations, one option for the design resulted in the use of a steel core pile with 323 mm casing and a 220 mm steel core at cc distance of 2.6 m for the Monolith foundation.

Foundation stiffness parameters have been computed with the software Piles /14/ for 9x18 steel core piles place in a regular grid with the spacing of 2.6 m. The properties of the steel core piles are given in Table 8. The length of the piles was 23.5 m for the Monolith. The length of the piles being longer than the active pile length has no effect on the computed horizontal pile stiffness values.

Figure 23 shows the frequency variation of horizontal stiffness (solid lines) and damping (dashed lines) per square meter for the 9 x18 pile group. Red, green and blue lines give the stiffness and damping for the high, best and low estimate soil profile.

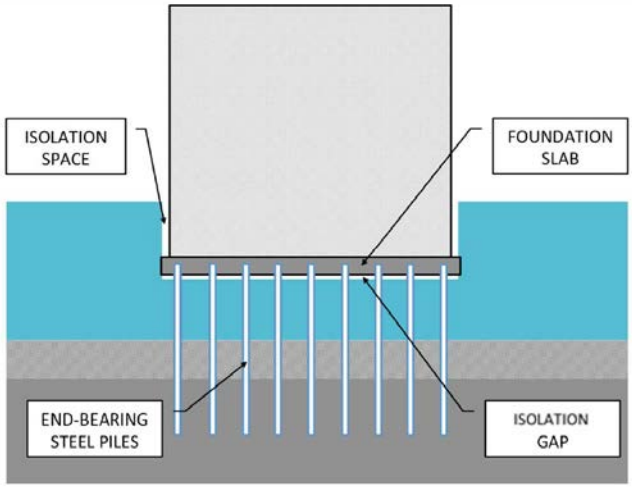


Figure 22 Sketch of the foundation design.

Table 8 Material properties of steel core pile used in computations

Pile, core diameter	Casing diameter	Casing pipe, radius	Casing thickness	EA, axial stiffness	EI, bending stiffness	Mass per length	I1+ I2+ I3, total moment of inertia	E, Equivalent Young's modulus
[mm]	[mm]	[m]	[mm]	[N]	[Nm2]	kg/m	m^4	N/m^2
220	323.9	0.162	10.0	1.11E+10	5.88E+07	456	0.00054	1.09E+11

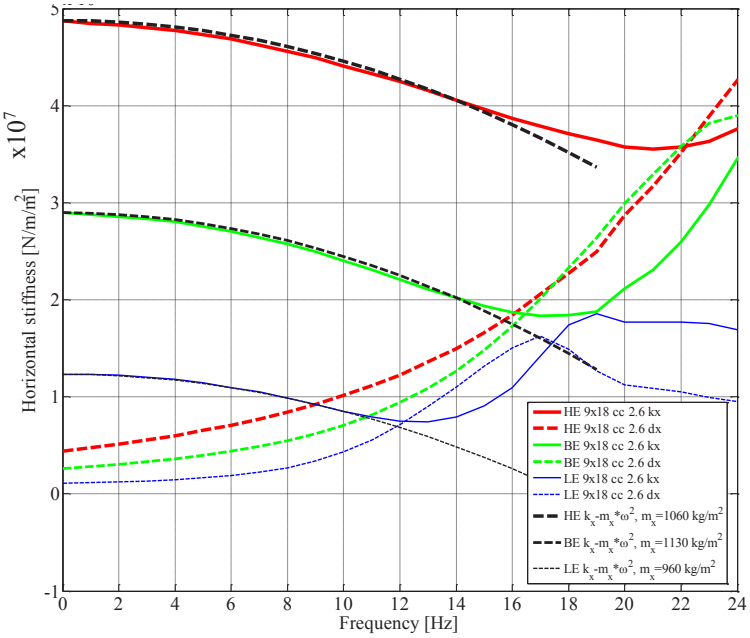


Figure 23 Horizontal stiffness for monolith 323 mm diameter SK 220mm for high, best and low estimate soil profiles from ground response analysis. Solid lines show stiffness and dashed lines the damping. Red, green and blue lines give the stiffness and damping frequency variation for the high, best and low estimate soil profile.

Estimation of equivalent stiffness parameter

The computed pile stiffness varies with frequency. However, there is no straightforward way to take into account of the frequency variation of stiffness in most earthquake analysis software, and in addition input to the structural analysis was given as stiffness per square meter. The frequency-dependent foundation impedances have been replaced by equivalent constant set of spring/mass/damping parameters. The parameters were divided by the base area of the foundation to obtain the stiffness parameters per unit area.

Most of the real part of stiffness, solid lines in Figure 23, shows an approximately parabolic shape from a frequency of 0 Hz up to frequency of about 10 to 15 Hz, and the damping can be approximated by linearly increasing function with frequency. This suggest that the stiffness can be represented by an equivalent 1 degree of freedom system, with a constant static stiffness, an apparent mass, and a dashpot coefficient. The real part of the stiffness, at frequency of 0 Hz, K_{static}, was chosen as the stiffness per square meter. The apparent mass, m, was chosen as to fit the parabolic shape. The frequency variation of the stiffness, K, is then given by the equation $K = K_{static} - m\omega^2$.

The damping coefficients, c, were based on the frequency variation of the imaginary part and chosen as to give conservative values in the frequency range of 0 - 30 Hz. The damping coefficient is obtained by dividing the imaginary part of the stiffness with the frequency, $\omega=2\pi f$.

Nonlinear stiffness and pile capacity

Nonlinear pile behaviour will likely reduce earthquake forces on the piles. To account for the nonlinear behaviour of the soil surrounding the piles, nonlinear pile stiffness curves have been established. Lateral pile capacity curves consistent with the nonlinear pile stiffness curves have been established. A procedure for using the nonlinear stiffness curves in the response spectrum analysis is schematically shown in Figure 26.

The NGI developed software Splice (Structure Pile Interaction Evaluator, version 5.1) /15/ has been used to calculate the non-linear pile stiffness and the moment distribution along the pile due to the applied horizontal and vertical loads.

The pile-soil interaction is modelled with a beam element for the pile which is connected to non-linear springs along the length of the pile. The soil behaviour is described by so called p-y curves relating the horizontal displacements to the horizontal pressure on the pile. Several types of p-y curves have been developed and described in the literature. We used static API p-y curves /16/ adjusted to match the initial elastic stiffness obtained with Piles.

The recommended ε_c–values in Pålkommissionen /17/ give very low stiffness compared to computed elastic stiffness values. It is also known fact from the offshore wind industry that stiffness values based on the API approach can give stiffness values several times lower than measured in the field. In addition, the elastic stiffness values will give larger forces on the structure and on the piles, which is conservative. Therefore, the ultimate soil resistance was chosen constant with depth with a value of $9 \cdot D \cdot s_u$, and p-y curves have been calibrated by selecting an ε_c–value in order to fit the initial value of the non-linear pile stiffness curve with the elastic pile stiffness. Figure 24b shows schematically how the nonlinear stiffness curve matches the elastic stiffness.

The thickness and undrained shear strength for the different soil layers are given in Table 9 and the calibrated ε_c–value are given in Table 10.

The resulting non-linear horizontal pile stiffness curves are given in Figure 25 for the high, best and low estimate soil profile respectively. The horizontal pile stiffness reduction for a 5 mm pile displacement varies from factor of 2 for the low estimate soil profile to a factor of 4 for the high estimate soil profile.

The following procedure, shown schematically Figure 26, is suggested for using the nonlinear pile stiffness in a structural analysis with the response spectrum method.

1. Use initial stiffness (elastic stiffness value) and compute pile forces and displacements for all piles.
2. Select new pile stiffness values based on the response obtained in step 1 and rerun the analysis to estimate new pile forces and responses.
3. If displacements obtained in step 2 are larger than in step 1 the selected stiffness is on the high side, which is assumed to be conservative. If displacements are lower than in step 1 the chosen stiffness is too low and higher stiffness should be chosen and then rerun the structural analysis
4. Step 2 and 3 can be repeated to obtain a better match between selected stiffness and displacement.

An example of the iterations performed by the structural engineer are shown in Figure 27. Only a few iterations are needed to get compatibility between stiffness and displacements allowing for fast computations. For simplicity, and conservatively, the pile loads computed in the iteratation procedure were based on horizontal stiffness for zero vertical load. The larger the vertical load the smaller the horizontal stiffness.

Finally the computed pile loads were checked against the pile capacities as shown in Figure 28. Pile capacities have been developed accounting for the effect of vertical load, yielding piles and piles with plastic joints, and imperfections of the piles. The application of vertical and horizontal loads at the pile head generates a moment distribution along the pile. In order to keep the pile in the elastic range, this moment distribution should not exceed the yield moment in any cross section. The pile capacity envelope shown in Figure 28 provides the combination of maximum vertical and horizontal loads allowable before the yield moment is reached in one of the pile's cross section.

The forces in 10-15% of the piles will exceed their elastic envelope for the H4 event but the foundation will still have an elastic behaviour as the majority of the piles still have an elastic response.

Table 9 Material parameters for the soil

Mat Type	Thickness	Density	s_u	s_u / γ_M
	[m]	[g/cm3]= [T/m3]	[kPa]	[kPa]
Lower clay Till	5	2.10	300	214
Transition zone	2	2.10	92*	66
Clay shale	5	2.65	500	357

**Based on friction angle*

Table 10 ε_c – values for the soil for $\gamma_M = 1.0$

Mat Type	Thickness	ε_c, Low Estimate (LE)	ε_c, Best Estimate (BE)	ε_c, High Estimate (HE)
	[m]	[-]	[-]	[-]
Lower clay Till	5	0.0135	0.0044	0.0021
Transition zone	2	0.0240	0.0077	0.0037
Clay shale	5	0.0135	0.0044	0.0021

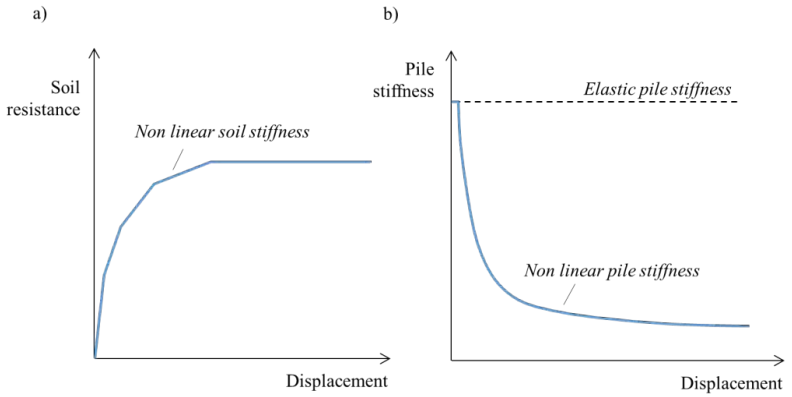


Figure 24 Scheme of the methodology used to establish the non-linear soil and pile stiffness

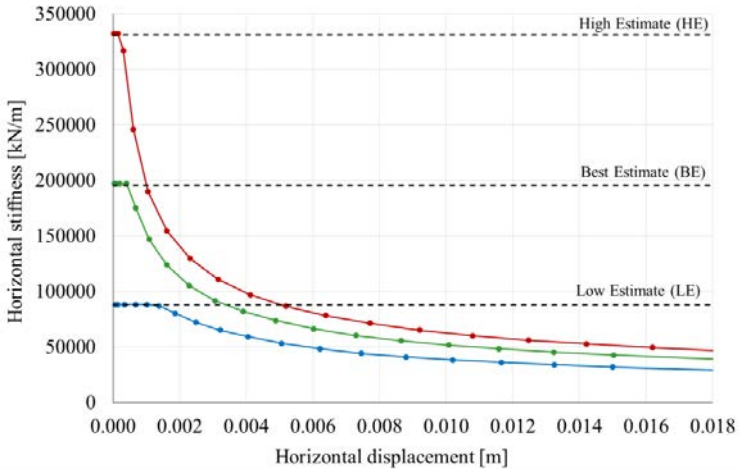


Figure 25 High, best and low estimate for the horizontal stiffness vs pile horizontal displacement for sk220 Pile with 324 mm casing. A material factor of $\gamma_M = 1.0$ was applied to the soil shear strength.

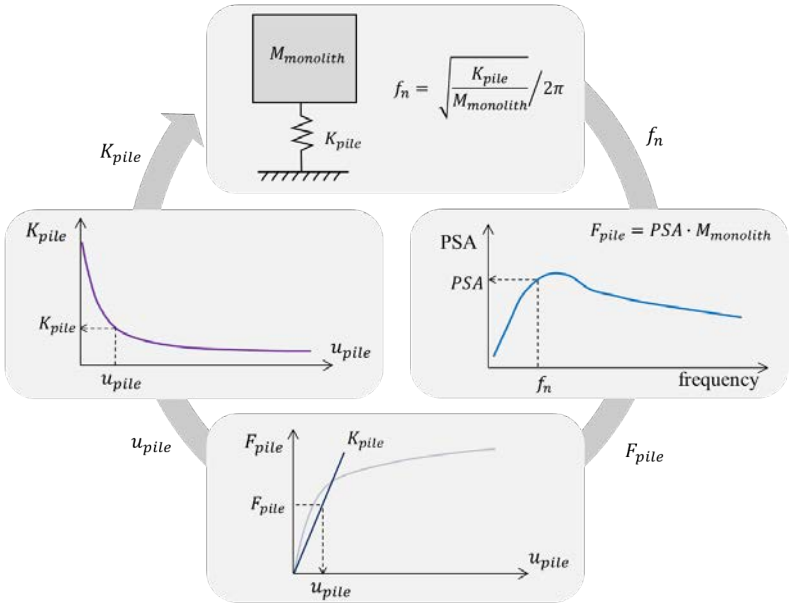


Figure 26 Flowchart of procedure for calculation of pile stiffness and displacements

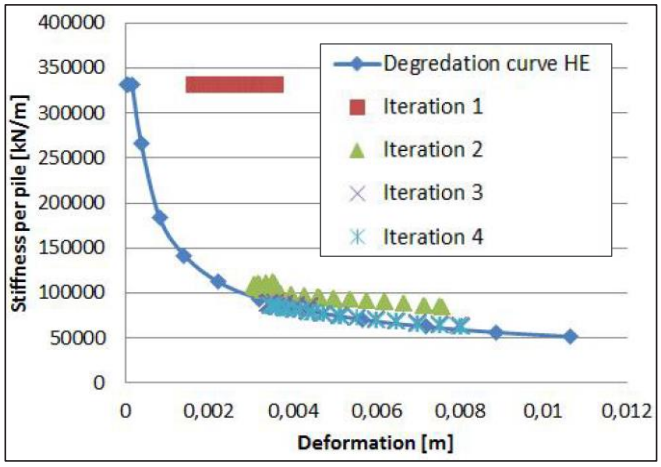


Figure 27 Result of pile load stiffness iteration by structural engineer.

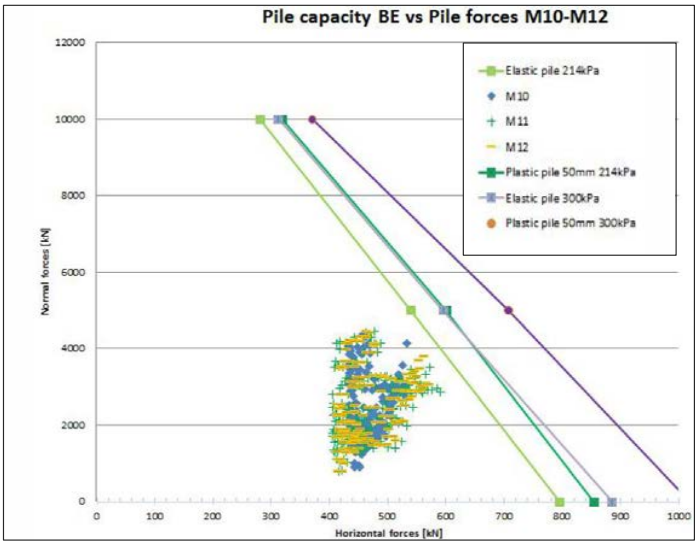


Figure 28. Pile capacity control.

ACKNOWLEDGMENT

We thank our clients ESS AB and Sweco Structures AB for involving us in this project and also for allowing us to publish this article.

REFERANSER

/1/ European Spallation Source, Wikipedia, downloaded June 28 2014, http://en.wikipedia.org/wiki/European_Spallation_Source

/2/ European Spallation Source, http://europeanspallationsource.se/,

/3/ ESS Technical Design Report, April 23, 2013, ESS-doc-274, http://europeanspallationsource.se/documentation/tdr.pdf, ISBN 978-91-980173-2-8

/4/ Jacobsson, P., Overview presentation about ESS. Received by email. April, 2015.

/5/ European Spallation Source ESS AB (www.esss.se), ESS - Ground Investigation Report (GIR), G02-DT-DEPDGDEA—GIR, Document Number ESS-0005205, Sept 27, 2013, Revision 1, State Preliminary

/6/ European Spallation Source ESS AB (www.esss.se), ESS - Geotechnical Design Report (GDR), G02-DT-DEGDPDEA--GDR, Document Number ESS-0005223, Sept 27, 2013, Revision 1, State Preliminary

/7/ U.S. Nuclear Regulatory Commission, NUREG-0800, Standard Review Plan, 3.7.2 Seismic System Analysis, Revision 4 – September 2013

/8/ Handbok för Nukleära Byggnadskonstruktioner, Scanscot Technology and the Swedish Radiation Safety Authority, SSM, Remissutgåva 2013-04-15. (Received by NGI 2014-10-27).

/9/ Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner, SSM, rapport 2015:24, http://www.stralsakerhetsmyndigheten.se/Publikationer/Rapport/Avfall-transport-fysiskt-skydd/2015/201524-Dimensionering-av-nukleara-byggnadskonstruktioner-DNB/

/10/ ASCE, Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures (4-98), American Society of Civil Engineers, Standards ASCE 4-98, 132 pp., 2000.

/11/ ESS-0006207: Seismic Ground Motion Hazard Assessment for the ESS Site, 210650-6-R-001, Rev 02, 2014-02-04

/12/ SKI, Tech Report 92:3, Project Seismic Safety, Characterization of seismic ground motions for probabilistic safety analyses of nuclear facilities in Sweden, Summary Report, April 1992. http://www.stralsakerhetsmyndigheten.se/Global/Publikationer/Rapport/Sakerhet-vid-karnkraftverken/1992/SKI-Rapport-1992-03.pdf.

/13/ Darendeli M. B., Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, Ph.D. Dissertation, The University of Texas at Austin, August, 2001

/14/ Kaynia, A.M. (1982). Dynamic stiffness and seismic response of pile groups. Research Report R82-03, Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, USA.

/15/ NGI, SPLICE, Documentation of Computer Program Package for Structure-Pile-Soil Interaction Analysis, Engineering Documentation, Report 20051032-4, 8 October 2014, Revision 5.1

/16/ ANSI/API Recommended Practice 2geo, ISO 19901-4:2003 (Modified), Petroleum and natural gas industries—Specific requirements for offshore structures, Part 4—Geotechnical and foundation design considerations, Geotechnical and Foundation Design Considerations, 1st Ed., April 2011

/17/ Pålkommissionen, Transversalbelastadepålar – statiskt verkningssätt och dimensioneringsanvisningar, Rapport 101, 2006

/18/ Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures (4-98), American Society of Civil Engineers, Standards ASCE 4-98, 132 pp., 2000.

/19/ U.S. Nuclear Regulatory Commission, NUREG-0800, Standard Review Plan, 3.7.2 Seismic System Analysis, Revision 4 – September 2013

/20/ Applied Technology Council, FEMA 440, Improvement Of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (ATC-55 Project), 2005.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2016

Grete Tvedt
Statens vegvesen

BJØRVIKA: EN BILDEOPPLEVELSE AV HVORDAN SENKETUNNELEN BLE KOBLET SAMMEN MED DEN GAMLE FESTNINGSTUNNELEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Partnere ved
Fjellsprengningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2016

GULL:

BASF
We create chemistry
www.basf.no

ORICA
www.oricaminingservices.com

Glasopor
www.glasopor.no

SØLV:

AMBERG NORGE

USED IN 1833 SINCE 6 EVER SINCE

DRAMMEN LIFT UTLEIE A·S

FORCIT EXPLOSIVES

Multiconsult

normet FOR TOUGH JOBS

OLDROYD Smartere Membraner

powel

PRETEC Let´s connect

Sika BUILDING TRUST

SWECO

VISINOR Vi sikrer Norge

Arrangører

Norsk forening for Fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

ISBN: 978-82-8208-053-8

www.helli.no