NTNU
Det skapende universitet

Holmestrandtunnelen

Ingeniørgeologisk analyse av stabilitet og sikring for tunneldriving gjennom løsmasser

Susanne Halvorsen Myhre

Tekniske geofag
Innlevert: juni 2014
Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
NTNU

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
Studieprogram Tekniske geofag

MASTEROPPGAVEN

Kandidatenes navn: Susanne Halvorsen Myhre

Oppgavens tittel: Holmestrandtunnelen – Ingeniørgeologisk analyse av stabilitet og sikring for tunneldriving gjennom løsmasser

English title: Holmestrand railway tunnel – Engineering geological analysis of stability and support for tunnel excavation through soil

Utfyllende tekst:

1. Denne masteroppgaven er en videreføring av prosjektoppgave høsten 2013, hvor det ble gjennomført litteraturstudier av tidligere erfaringer med tunneldriving i løsmasser og samlet informasjon om grunnforholdene for løsmasseseksjonen av Holmestrandtunnelen ved Snekkestad. I masteroppgaven skal det gjennomføres en detaljert analyse av stabilitet og sikring i forbindelse med den utførte tunneldrivingen i løsmasser basert på rørskjerm-metoden. Numerisk analyse basert på Phase^2 skal utføres og inngå som del av analysegrunnlaget. Av viktige momenter for oppgaven for øvrig fremheves spesielt:

- Vurderinger og supplerende laboratorieanlyser for kvantifisering av material-tekniske inngangsparametre for berg og løsmasse.
- Detaljert beskrivelse av grunnforhold langs løsmasseseksjonen, inkludert utarbeidelse av lengde og tverrprofiler.
- Empirisk analyse for estimering av grunnforhold og sikringsbehov.
- Analyse av deformasjoner og effekt av alternative sikringsopplegg basert på numerisk for 2-3 utvalgte tverrprofiler.
- Diskusjon av utført sikring i relasjon til resultatene fra empiriske og numeriske analyser.
- Vurdering av anvendbarheten av forbolting som alternativ til den valgte metoden med rørskjerm.

På bakgrunn av arbeidet skal det til slutt gjøres en vurdering av anvendbarheten og eventuelle begrensninger for rørskjerm-metoden for fremtidige løsmassetunneler i Norge.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Jernbaneverket utbygging med ingeniørgeolog Linda Nesje Drageset som kontaktperson og ekstern medveileder.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergmekanikk

Tidsrom: 03.02.-30.06.2014

Bjørn Nilsen, Professor

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN
NTNU, 24.januar 2014

FORORD

Det har vært en lærerik utfordring å skrive denne masteroppgaven. Jeg takker Jernbaneverket som ga meg muligheten til å få skrive om et spennende tunnelprosjekt drevet med en utradisjonell drivemetode. Av Jernbaneverkets medvirkende vil jeg spesielt fremheve Linda Nesje Drageset som til en hver tid har vært tilgjengelig for veiledning. I tillegg vil jeg takke Trond Ove Bergstrøm og Eirikur Sveinson som raskt har sendt meg eventuelle data jeg har hatt behov for.

Jeg må særlig nevne intern veileder, Bjørn Nilsen, for å ha utarbeidet en fin og interessant oppgavetekst, samt kommet med gode innspill og råd når jeg har hatt behov for å diskutere. Dessuten vil jeg takke Quoc Nghia Trinh som har delt sine erfaringer i forhold til modellering av forbolter, samt bidratt med nyttig og relevant litteratur. Jeg må også takke Gunnar Vistnes for all hjelp jeg har fått på laboratoriet.

Takk til familie og venner for moralsk støtte under arbeidet med mastergraden min, og sist men ikke minst, takk til medstudenter for et hyggelig og positivt miljø på lesesalen.

Trondheim 27.06.2014

Susanne Halvorsen Myhre

Forsidebilde: Modelleringsbilder konstruert av student Susanne Halvorsen Myhre, samt montering av sikringsbuer (øverst til høyre) og innboring av stålrør (nederst til venstre) i Holmestrandtunnelen. (Foto: Freddy Fagerheim, Jernbaneverket.)

SAMMENDRAG

I forbindelse med modernisering av Vestfoldbanen har Jernbaneverket bygget ny dobbeltsporet tunnel mellom Holm i Sande og Nykirke i Re. Ved den sørligste entreprisen ble det overraskende oppdaget et ca. 60 m langt problemområde med løsmasser i store deler av den planlagte tunnelhengen.

Denne rapporten inneholder en sikrings- og stabilitetsanaylse for tunnelen gjennom løsmasseområdet, basert på Jernbaneverkets utførte sikring med rørparaply og stålbuer, samt et alternativt sikringsvalg med forbolter og gitterbuer. Den empiriske analysen er i hovedsak basert på Q-systemet og bygger på tilgjengelig data mottatt av Jernbaneverket som omfatter blant annet grunnundersøkelser og kartleggingsdata. Den numeriske analysen er gjort i 2D modelleringsprogrammet Phase^2. Da rørparaply eller forbolter ikke er et direkte sikringsvalg i programmet er disse modellert med stegvis innlagte sikringstrykk og forbedring av geologisk materiale, der sistnevnte representerer injisert materiale. Tilgjengelig data for oppbygning av modellen er blant annet mottatte sikringstegninger, resultater fra utførte grunnundersøkelser og laboratorietester av tilgjengelig materiale, samt relevant litteratur. På bakgrunn av analysene er det gjort en vurdering av forbolter som alternativt sikringsvalg for rørparaply, samt en vurdering av rørparaplyens begrensninger og anvendbarhet for fremtidig løsmassedrift i Norge.

Begge sikringsalternativene ble vurdert som tilstrekkelig for tunnelstabiliteten og ga maksimale bergmassedeformasjoner på mm-skala. Rørparaplyen så imidlertid ut til å gi noe lavere deformasjoner enn forboltene, noe som kan komme av at rørparaplyen er lengre og kanskje dermed bedre i stand til å hindre deformasjonsutvikling foran stuff.

Løsmasser med høyt vanninnhold virker begrensende for anvendbarheten av rørparaply som drivemetode, da modelleringen viste at instabiliteten økte med økende vanninnhold. På bakgrunn av dette virker det også vesentlig for stabiliteten at man ved injeksjon får opprettet en impermeabel barriere av injeksjonssement og geologisk materiale. Et usikkert injeksjonsresultat er dermed også antatt å være en begrensning for rørparaplyens anvendbarhet. Det virker vesentlig at overnevnte tas i betraktning ved vurdering av rørparaply som metodevalg for fremtidig drift av løsmassetunneler i Norge.

ABSTRACT

The Norwegian government's agency for railway services has build a new double tracked railway tunnel between Holm in Sande municipality to Nykirke in Re. Unexpectedly, the southern tunnel part ran into a weakness zone containing moraine and soils. Site investigations revealed a 60 m long problem area with fully or partly lack of rock overburden.

This report contains analysis of the rock support and the stability of the tunnel through the weakness zone. An empirical analysis was performed based on the Q-system, as well as a numerical analysis using the numerical modeling system Phase^2. For the numerical modeling, two kinds of support were studied; a pipe umbrella with steel sets and forepoles with lattice girders, respectively. As none of these support types are directly selectable in Phase^2, the support was modeled as triangular loads and stepwise improved material (injection). Available data for the analysis were mainly site investigation results, laboratory results of laboratory tests carried out on available geological material, received drawings of installed support and relevant literature. Based on the analysis results, an evaluation of forepoling versus pipe umbrella was performed, as well as an evaluation of the applicability of the pipe umbrella method for future use on soil tunnels in Norway.

Both of the support types were considered sufficient, as the maximum deformations around the tunnel were estimated to millimetres only. Nevertheless, the pipe umbrella seemed to result in smaller deformations than the forepoles. This may be due to the fact that the umbrella pipes are longer than the forepoles, and therefore possibly more resistant to soil deformation development ahead of the tunnel face.

Soils with large water content seems limiting for the applicability of the pipe umbrella method, as the model revealed increasing instability with increasing water content. Based on this, it seems significant that the injection is successful creating an impermeable barrier of soil and cement. An uncertain injection result may be a limiting factor of the applicability of the pipe umbrella method. This should be considered when evaluating the pipe umbrella method for future tunnelling projects in Norway.

INNHOLD

Forord ..... **I**

Sammendrag ..... **III**

Abstract ..... **IV**

Innhold ..... **V**

1 Introduksjon **1**

1.1 Videreføring av prosjektoppgaven **2**

1.2 Problemstilling og begrensning av oppgave **3**

2 Teoretisk grunnlag for utført analyse **5**

2.1 Drivemetoder **5**

2.1.1 Rørparaply 5

2.1.2 Forbolter 6

2.2 Laboratorieforsøk **7**

2.2.1 UCS, E-modul og Poissons forholdstall 8

2.2.2 Punktlasttesten 9

2.3 Empirisk analyse **9**

2.3.1 RQD 10

2.3.2 Q-metoden 10

2.3.3 RMR 13

2.4 Numerisk analyse **13**

2.4.1 Bruddkriterier 13

2.4.1.1 Mohr-Coulomb kriteriet *13*

2.4.1.2 Generalisert Hoek-Brown *14*

2.4.2 Phase2 og FEM 16

2.4.3 Indre trykk og deformasjon 17

2.4.3.1 Radiell deformasjon og indre trykk i usikret tunnel *17*

2.4.3.2 Bergets responskurve, sikringens responskurve og likevektstrykk 18

2.4.3.3 "Bjelkeeffekten" 20

2.4.3.4 Kritisk deformasjon 21

3 Ingeniørgeologiske forhold og historie 23

3.1 Historie og regionalgeologi 23

3.2 Geologiske forhold - Løsmasser og bergarter generelt 23

3.3 Hydrogeologiske forhold 24

4 Grunnundersøkelser og løsmassekarakteristikker 25

4.1 Kort om tidlige forundersøkelser og oppdagelser 25

4.2 Sikteprøver og sikteanalyser 27

4.3 Nye laboratorieundersøkelser – UCS, E-modul og Poissons forholdstall 28

5 Empirisk analyse 33

5.1 Metode 33

5.2 Analyse 33

5.2.1 Oppetid og stabilitet på stuff 33

5.2.2 Q-metoden 35

5.2.3 Oppsummering 38

6 Numerisk analyse 39

6.1 Oppbygning av modellen 39

6.1.1 Geologiske enheter og laggrenser 39

6.1.2 Geotekniske parametere 42

6.1.2.1 Basalt 43

6.1.2.2 Rombeporfyr 45

6.1.2.3 Løsmasser 47

6.1.2.4 Morene 49

6.1.3 Geometri 52

6.1.4 Bruddkriterium 52

6.1.5 Spenninger 53
6.1.6 Stegvis drift 53
6.1.7 Sikring og sikringstrykk 53
6.1.7.1 Rørparaply 53
6.1.7.2 Forbolter 55
6.1.7.3 Sprøytebetong, stålbuer og gitterbuer 57
6.1.7.4 Injeksjon/Forbedret materiale 59
6.1.7.5 Likevektstrykk 61
6.1.7.6 Bergbolter 63
6.1.8 ”Bjelkeeffekten” 63
6.2 Analyse 65
6.2.1 Tunnelen uten sikring 65
6.2.2 Rørparaply vs. Forbolter 68
6.2.3 Parameterstudier 70
6.2.3.1 Vannforhold 70
6.2.3.2 Injeksjonsforhold 72
6.2.3.3 E-modul på forbedret materiale 73
6.2.3.4 Friksjonsvinkel på morene og forbedret materiale 73
6.2.4 2 % - grensen 74
6.2.5 Oppsummering og usikkerheter 74
7 Diskusjon og sammenligning av analyser og faktiske tiltak 77
8 Anvendbarhet og begrensninger for rørparaply og forbolter 79
9 Konklusjon 83
10 Referanser 85
Vedlegg 91
Vedlegg A – Utvikling av Oslograben 91
Vedlegg B - Bergarts- og løsmassekart over Holmestrand 92

Vedlegg C – Registrerte RQD-verdier **93**

Vedlegg D – Logging av kjerneprøver fra terreng **97**

Vedlegg E – Laboratorietester **100**

Vedlegg F - Estimeringer av Q-verdier i problemområdet **108**

Vedlegg G – Koordinater og laggrenser i Phase2 ..... **116**

Vedlegg H – Sikring i lengde- og tverrsnitt **119**

Vedlegg I – Kapasitetsberegninger **122**

Vedlegg J – Trykkberegninger **123**

Vedlegg K – Utført sikring **130**

Vedlegg L – Deformasjonsmålinger **132**

1 INTRODUKSJON

I forbindelse med modernisering av Vestfoldbanen har Jernbaneverket bygget nytt dobbeltspor mellom Holm i Sande og Nykirke i Re. Den sørligste entreprisen var Snekkestad-entreprisen med Marti IAV DA som entreprenør, og skulle blant annet omfatte en tunnelseksjon lokalisert mellom km 88500-90600 (se Figur 1). (Jernbaneverket, 2010)

I siste arbeidsuke 2012, da driften var i full gang, traff injeksjonsboringen overraskende på løsmasser i venstre side av sørgående stuff. Det var forventet å treffe på en forkastning, så foreløpig ante man fred og ingen fare. Etter at neste langhullsboring nok en gang antydet påtrufne løsmasser ble det foretatt tre sonderboringer fra dagen som indikerte lite overdekning. Det ble straks bestilt ytterligere grunnundersøkelser for å studere området nærmere. (Drageset, L. N., 2013)

Resultatene fra grunnundersøkelsene indikerte et 60 m langt problemområde med løsmasser i store deler av den planlagte tunnelhengen. Jernbaneverkets ingeniører satte seg straks i tenkeboksen for å vurdere alternative drivemetoder gjennom løsmassesonen.

Vurderte drivemetoder var blant annet frysing, jetpeling, forbolting og rørparaply, samt en kombinasjon av et alternativ med pilottunnel. Etter nøye vurdering og erfaringsinnspill fra entreprenøren endte Jernbaneverket med å drive en kort pilottunnel for så å gå helt over til rørparaply. Dette var et spennende valg av drivemetode, da den aldri hadde blitt benyttet i Norge før.

Figur 1. Ortofoto som viser jernbanetunnelens trasé gjennom Snekkestadentreprisen. (Jernbaneverket, 2010)

1.1 Videreføring av prosjektoppgaven

I prosjektoppgaven til student Susanne H. Myhre ble det foretatt en ingeniørgeologisk analyse av forholdene langs tunneltraseen, et studie av anvendbarheten til de alternative drivemetodene, samt en vurdering av prosjektets vanskelighetsgrad. Studenten vurderte vanskelighetsgraden som høy, og foreslo at forbolting muligens kunne vært det gunstigste alternativet til rørparaply. Ettersom denne vurderingen i hovedsak var basert på erfaringer fra litteraturen ønsket studenten å vurdere metodene nærmere med et bredere sammenligningsgrunnlag basert på blant annet modellering. I tillegg ønsket studenten å fordype seg i stabilitetsanalyse. Dette er bakgrunnen for videreføring av prosjektoppgaven til masteroppgaven.

1.2 Problemstilling og begrensning av oppgave

Med studentens ønsker om fordypning i stabilitetsanalyse og modellering ble det bestemt at masteroppgaven skulle omhandle følgende:

- Gjøre en analyse av tunnelens stabilitet og sikring basert på rørparaplymetoden
- Benytte numerisk modellering i analyseprogrammet Phase^2 som en del av analysen
- Vurdere inngangsparametere for numerisk analyse basert på blant annet egenutførte laboratorieundersøkelser, samt foreta en detaljert beskrivelse av grunnforhold langs problemområdet
- Foreta en empirisk analyse for vurdering av grunnforhold og nødvendig sikring
- Studere lengde- og tverrsnitt for deformasjoner og sikringseffekt
- Sammenligne analyseresultater med faktisk utført sikring
- Vurdere anvendbarheten til forbolter kontra rørskjerm
- Gjøre en vurdering av rørparaplymetodens anvendbarhet og begrensninger for fremtidige prosjekter i Norge

Når det gjelder begrensninger av oppgaven kan det nevnes at det var svært lite tilgjengelig materiale for laboratorietesting, da tunnelen allerede er drevet og sikret. Det var imidlertid mulig å få tak i kjerneprøver fra en av bergartene i området. Studenten var også en uerfaren modellør, noe som i forhold til tidsbegrensning medførte at det var nødvendig med enkelte forenklinger i modelleringen. For vurdering av anvendbarhet og begrensninger av metodene hadde det vært interessant å utført en kostnadsanalyse, men dette ble nedprioritert fremfor ekstra modellering av forbolter.

2 TEORETISK GRUNNLAG FOR UTFØRT ANALYSE

Innholdet i dette kapittelet er teoretisk grunnlag for utførte analyser, både numeriske og empiriske, samt teori som omhandler analysens drivemetoder og utførte laboratorieforsøk.

2.1 Drivemetoder

I dette delkapitlet blir det redegjort for drivemetodene rørparaply og forbolter, som begge er modellert i den numeriske analysen.

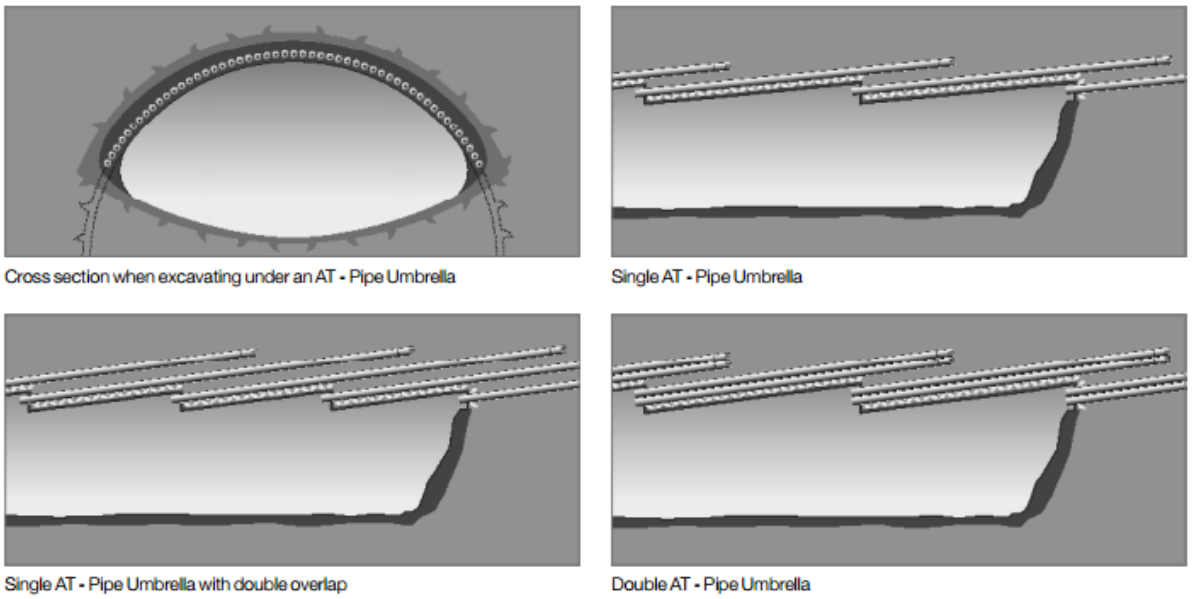
2.1.1 Rørparaply

Metoden rørparaply, også kjent som blant annet ”umbrella arch method” og ”pipe forepole umbrella” brukes for tunneldriving i løsmassesoner der det er vanskelig med konvensjonell drift. Perforerte, selvborende stålrør bores inn, en etter en, i vifteformasjon i hele eller deler av tunnelhengen. Diameteren på rørene er gjerne mellom 70-120 millimeter og lengdene varierer fra typisk 15-20 meter. Injeksjon foregår som regel med lavt trykk gjennom rørene, slik at sementen kan spre seg i omliggende bergmasse, samt fylle rør og hulrom mellom disse. Paraplyrørene er konstruert slik at de typisk har to 15-20 mm store hull for hver lengdemeter som injeksjonsmassene kan strømme gjennom. Sammen med sementen skal rørene skape en impermeabel barriere. Med en massiv vifteformasjon er rørparaplyen gjerne stivere enn en formasjon av forbolter, grunnet stålrørenes store diameter. (NFF, 2008)

Dersom de geologiske forholdene er spesielt dårlige installeres ofte en dobbel rørparaply. Da monteres rørene i flere overlappende raster, noe som øker stivheten og tettheten på formasjonen. I tillegg er det vanlig å først sprenge ut en ”toppskive”, sikre denne og deretter sprenge ut ”bunnskiva”. På stuff leveres rørene i seksjoner på 3 meter. Rørene har gjenger på endene som gjør det mulig å skjøte rørene til ønsket lengde. For ekstra sikring blir det gjerne montert stålbuer av valsete H-bjelker med 1 meters avstand. Stålbuene leveres i lengdeseksjoner og kan leddes sammen på stuff.

I motsetning til for eksempel frysing kan kort oppetid være et problematisk aspekt med rørparaplymetoden. Som regel kreves det at en betongbil er på plass, slik at man kan sprøyte stuffen etter sprengning for å opprettholde stabiliteten under drift. Metoden er generelt lite

brukt i Norge og Skandinavia, men er vanligere i andre deler av Europa som for eksempel Sveits.



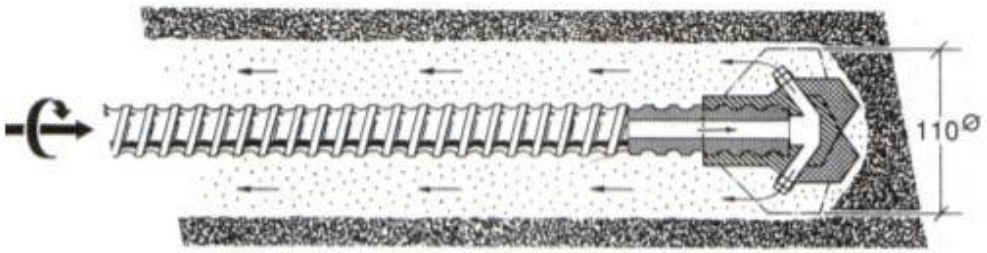
Figur 2. Typiske monteringer av rørparaply illustrert i lengde og tverrsnitt. (Illustrasjon: Dywidag-Systems International, 2012. AT)

2.1.2 Forbolter

Forbolting brukes generelt som midlertidig sikring og er en metode for å opprettholde teoretisk tverrsnitt inntil permanent sikting er på plass. Dersom forbolting kombineres med gitterbuer er det imidlertid en god metode for driving i dårligere bergforhold og kan brukes som permanent sikring. Vanligvis benyttes gyste ordinære kamstålbolter med varierende diameter. Valgt boltelenge varierer ofte avhengig av bergforhold, men er typisk 6m lange og monteres gjerne med 1m lengde bak stuff for økt oppetid av bergmassen. Ved spesielt dårlige bergforhold kan boltene settes i flere overlappende raster, og det kan være aktuelt med selvborende bolter for å unngå sammenraste borehull. (NFF, 2008)

Huth & Wien Engineering AS tilbyr injiserbare folbolter av typen Ischebeck TITAN spiling. Disse har engangsborekroner på enden av bolten og kan gyses direkte gjennom forboltene, hvilket gir økt tidsbesparelse på stuff. I motsetning til paraplyrørene mangler forboltene hull langs med bolten. Dette betyr at injeksjonsmaterialet først må nå forboltens ende før det kan spre seg i borehullet og omliggende bergmasse (se Figur 3).

Standardlengden på bolten er 3 m, men den kan skjøtes og kappes til ønsket lengde. Boltene finnes med ulike diametere og kan settes i flere overlappende raster etter forholdene. (Huth & Wien Engineering AS, 2013)



Figur 3. Ischebeck TITAN forbolt. Pilene illustrerer tenkt sementspredning. (Illustrasjon: Huth & Wien Engineering AS, 2014)

I tillegg til Ischebeck TITAN forbolt tilbyr Huth & Wien Engineering AS PANTEX gitterbuer av stål. Disse leveres i 4-5 lengdedeler som kan monteres raskt på stuff. Buene kan tilpasses det teoretiske tverrsnittet og har et gitterdesign som gjør dem enkle å integrere i sprøytebetongen. For økte siktingstiltak kan radielle bergbolter settes gjennom gitterbuene. (Huth & Wien Engineering AS, 2013)

Figur 4. Illustrasjon av et PANTEX gitterbuesegment og dens design. (Huth & Wien Engineering AS, 2013)

2.2 Laboratorieforsøk

Dette delkapitlet inneholder teori som er relevant for utførte laboratorieforsøk i forbindelse med estimering av geologiske inngangsparametere til den numeriske analysen. Teorien er svært kort forklart og omhandler i hovedsak benyttede ligninger for estimering av laboratorieresultater. Det vises til teststandarder for nærmere forklaringer om gjeldende laboratorieforsøk og testprosedyrer.

2.2.1 UCS, E-modul og Poissons forholdstall

UCS (Enaksiell kompresjonsstyrke) og E-modul estimeres ved belastning av en intakt, sylinderformet bergkjerne. Ved å registrere bruddlasten til bergkjernen kan den enaksielle kompresjonsstyrken beregnes med følgende formel:

$$UCS = \frac{P_{maks}}{A_0}$$

Der:

$P_{maks} = Bruddlast$ (kN)

$A_0 = Prøvens\ tverrsnittsareal\ (mm^2)$

Dersom man samtidig med lastpåføring registrerer sylinderens deformasjon i lengde og tverretning kan man finne E-modul og Poissons forholdstall. Likningen for beregning av E-modul er vist under.

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_a},$$

Der:

$\Delta\sigma = spenningsendring\ over\ et\ gitt\ intervall$

$\Delta\varepsilon_a = endring\ i\ aksell\ tøyning\ over\ et\ gitt\ intervall$

For å beregne Poissons forholdstall, ν, benyttes følgende formel:

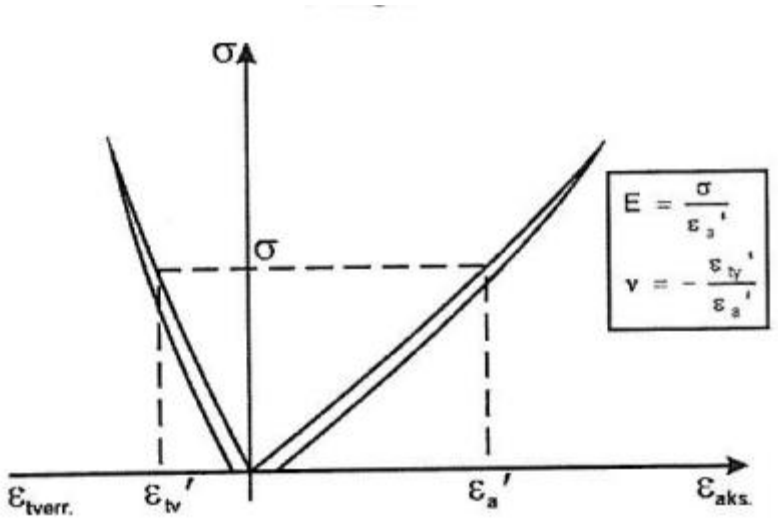
$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_t}{\Delta\varepsilon_a},$$

Der

$\Delta\varepsilon_a = endring\ i\ aksell\ tøyning\ over\ et\ gitt\ intervall$

$\Delta\varepsilon_t = endring\ i\ tverrtøyning\ over\ et\ gitt\ intervall$

Figur 5 illustrerer en typisk spenning/tøyning-kurve for bergarter. For mer detaljer om utføring av testene vises det til ISRM standarder for styrke- og deformasjonstester.



Figur 5. Typisk spenning/tøyning-kurve etter E-modul test.(Illustrasjon: Myrvang, A., 2001)

2.2.2 Punktlasttesten

Punktlasttesten er en indekstest som benyttes for å bestemme punktlastindeksen, I_{s50}. Typisk belastes en sylinderformet bergkjerne diametralt med en lastmaskin. Ved å måle prøvens diameter og bruddlast kan punklastindeksen estimeres på følgende måte:

$$I_{s50} = (\frac{D_e}{50})^{0,45} * \frac{P}{{D_e}^2},$$

Der:

P = Bruddlast (kN)

D_e = Bergkjernens diameter (mm)

Punktlastindeksen kan benyttes til å estimere UCS, og det antas at den enaksielle kompresjonsstyrken vanligvis ligger rundt 20-25 ganger I_{s50}. Punktlasttesten er imidlertid ingen direkte UCS test og kan derfor gi større feilmarginer for UCS-estimering enn direkte kompresjonstester. (International Society for Rock Mechanics, 1985)

2.3 Empirisk analyse

Den empiriske analysen ble foretatt basert på blant annet klassifisering av bergmassen. Dette delkapitlet inneholder derfor korte forklaringer på relevante klassifiseringsmetoder.

2.3.1 RQD

RQD (Rock Quality Designation) er en indeksverdi for bergkvaliteten. Vanligvis blir RQD beregnet fra borehullskjerner og er summen av alle kjernelengder større enn 10 cm dividert på kjernens totale lengde, i prosent. RQD-verdien kan relateres til bergkvalitet etter Tabell 1.

Tabell 1. RQD relatert til bergmassekvalitet. (SGS, 2014)

RQD	**Bergkvalitet**
0-25 %	Veldig dårlig
25-50 %	Dårlig
50-75 %	Middels
7-90 %	God
90-100 %	Utmerket

2.3.2 Q-metoden

Q-systemet er et klassifiseringssystem som benyttes for klassifisering av bergmasse i felt eller i bergrom. Ved å estimere seks bergartsparametere kan Q-verdien beregnes etter følgende ligning:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$

Ligningens parametere er kort beskrevet under.

RQD = Indeksverdi for bergkvaliteten

J_n = *Antall sprekkesett*

J_r = *Sprekkeruhetstall*

J_a = *Sprekkealterasjonsnummer*

J_w = *Sprekkevannsreduksjonsfaktor*

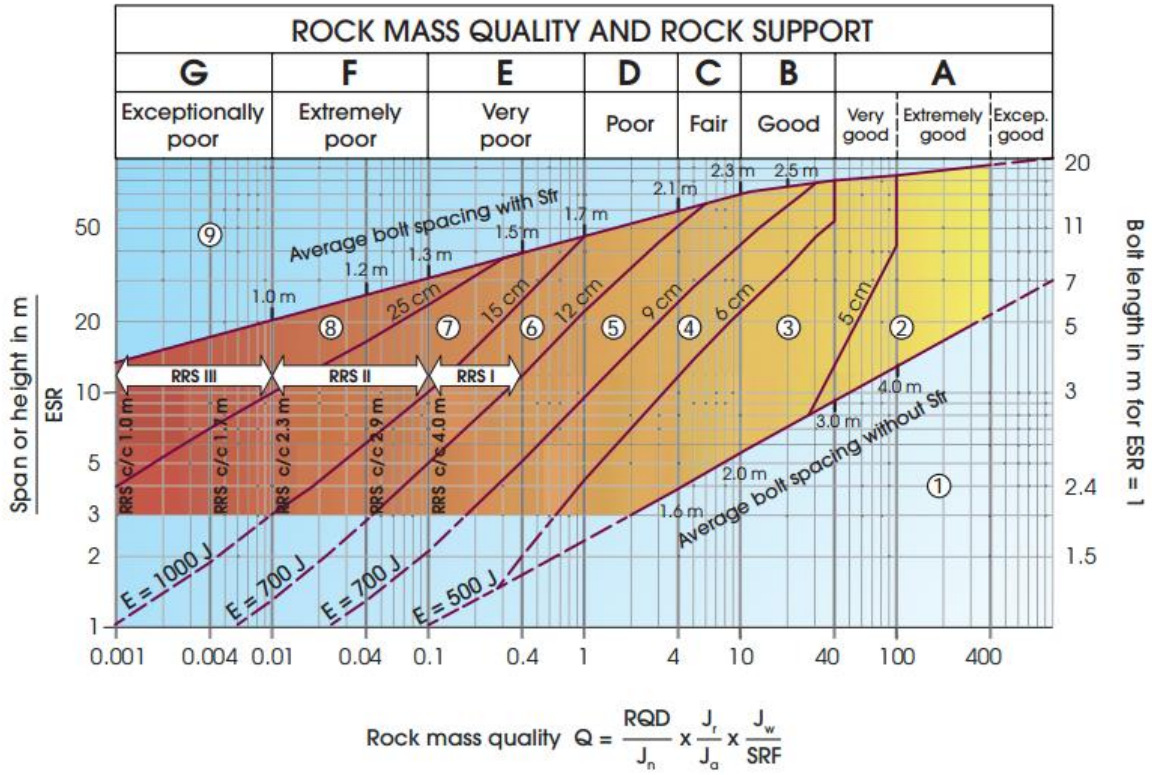
SRF = *Spenningsreduksjonsfaktor*

Når Q-verdien er estimert kan den relateres til bergmassekvalitet etter Tabell 2.

Tabell 2. Q-verdi relatert til bergmassekvalitet. (NGI, 2013)

Q-verdi	**Bergkvalitet**
400 +	Eksepsjonelt god
100-400	Ekstremt god
40-100	Veldig god
10-40	God
4-10	Middels
1-4	Dårlig
0,1-1	Veldig dårlig
0,01-0,1	Ekstremt dårlig
0,001-0,1	Eksepsjonelt dårlig

I tillegg til bergmasseklassifisering kan Q-systemet benyttes som veiledning til sikringsdesign i tunnel og bergrom. Avhengig av Q-verdi, sikkerhetskrav og bergromsdimensjoner foreslår Q-systemet nødvendig sikringsomfang etter diagrammet i Figur 6. ESR-verdien (Excavtion Support Ratio) bestemmes ut i fra sikkerhetskriterier, og er vanligvis gitt som 1 for jernbanetunneler. For nærmere informasjon om klassifiseringsmetoden vises det til NGIs håndbok om Q-systemet (NGI, 2013).



Support categories

① Unsupported or spot bolting
② Spot bolting, **SB**
③ Systematic bolting, fibre reinforced sprayed concrete, 5-6 cm, **B+Sfr**
④ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
⑤ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
⑥ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 12-15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
⑦ Fibre reinforced sprayed concrete >15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
⑧ Cast concrete lining, **CCA** or **Sfr (E1000)+RRS III+B**
⑨ Special evaluation

Bolts spacing is mainly based on Ø20 mm

E = Energy absorbtion in fibre reinforced sprayed concrete

ESR = Excavation Support Ratio

Areas with dashed lines have no empirical data

RRS - spacing related to Q-value

I
Si30/6 Ø16 - Ø20 (span 10m)
D40/6+2 Ø16-20 (span 20m)

II
Si35/6 Ø16-20 (span 5m)
D45/6+2 Ø16-20 (span 10m)
D55/6+4 Ø20 (span 20m)

III
D40/6+4 Ø16-20 (span 5 m)
D55/6+4 Ø20 (span 10 m)
D70/6+6 Ø20 (span 20 m)

Si30/6 = Single layer of 6 rebars, 30 cm thickness of sprayed concrete
D = Double layer of rebars
Ø16 = Rebar diameter is 16 mm
c/c = RSS spacing, centre - centre

Figur 6. Diagram som viser Q-verdi relatert til anbefalt sikringsomfang. (NGI, 2013)

2.3.3 RMR

RMR (Rock Mass Rating) er et klassifiseringssystem som i hovedsak baserer seg på kartlegging av følgende parametere:

- Bergstyrke (UCS)
- RQD
- Sprekkeavstand
- Sprekkekarakter
- Grunnvannsforhold

Parametrene gis en tallverdi avhengig av deres betydning for stabiliteten. Korreksjonsverdier basert på sprekkeorientering i forhold til drivretning blir så summert med parameterverdiene. Den endelige tallverdien representerer RMR-verdien som så kan relateres til bergmassekvalitet. Avhengig av RMR-verdi foreslår også klassifiseringsystemet anbefalt sikringsomfang for grunne konvensjonelt drevne tunneler basert på empiriske data. (Nilsen, B., Broch, E., 2010)

For mer informasjon om RMR-systemet vises det til kompendiet ”Ingeniørgeologi – berg” skrevet av Bjørn Nilsen og Einar Broch (2010).

2.4 Numerisk analyse

Dette kapitlet inneholder teori som er lagt til grunn for modelleringen og analysen av den.

2.4.1 Bruddkriterier

2.4.1.1 Mohr-Coulomb kriteriet

Mohr-coulomb kriteriet er et skjærbruddskriterium som etter Arne Myrvang (2001, s. 3-16) sier at „brudd eller varig deformasjon oppstår når den effektive skjærspenningen i bruddplanet overskrider en bestemt verdi som avhenger av normalspenningen på samme plan eller når strekkspenningen overskrider strekkfastheten“.

Kriteriet kan forklares med likningene:

$$\tau' = c' + \sigma_n' \tan\varphi' \text{ (direkte skjærformel)}$$

$$\sigma_1' = \frac{2c'\cos\varphi'}{1-\sin\varphi'} + \frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'}\sigma_3' \text{ (formel for triaksiell data)}$$

For mer informasjon om Mohr-Couloms bruddkriterium vises det til kapittel 3 om bergets mekaniske egenskaper i boka ”Bergmekanikk” av Arne Myrvang (Myrvang, A., 2001).

2.4.1.2 Generalisert Hoek-Brown

Generalisert Hoek-Brown er et empirisk bruddkriterium som fastslår styrken i bergmassen i forhold til største og minste hovedspenning (Rocscience, 2014). Kriteriet bygger på empirisk data fra triaksielle kompresjonstester. Bruddkriteriet kan forklares med følgende ligning:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s)^a$$

Der,

$\sigma_1' = Største\ hovedspenning$

$\sigma_3' = Minste\ hovedspenning$

$\sigma_{ci} = Enaksiell\ kompresjonsstyrke\ (UCS)$

m_b= *Redusert verdi for bergmassen av materialkonstanten* m_i*, for intakt berg, som kan estimeres etter empiriske data.*

Konstantene m_b, s og a kan estimeres etter bergmassekarakteristikker med følgende likninger:

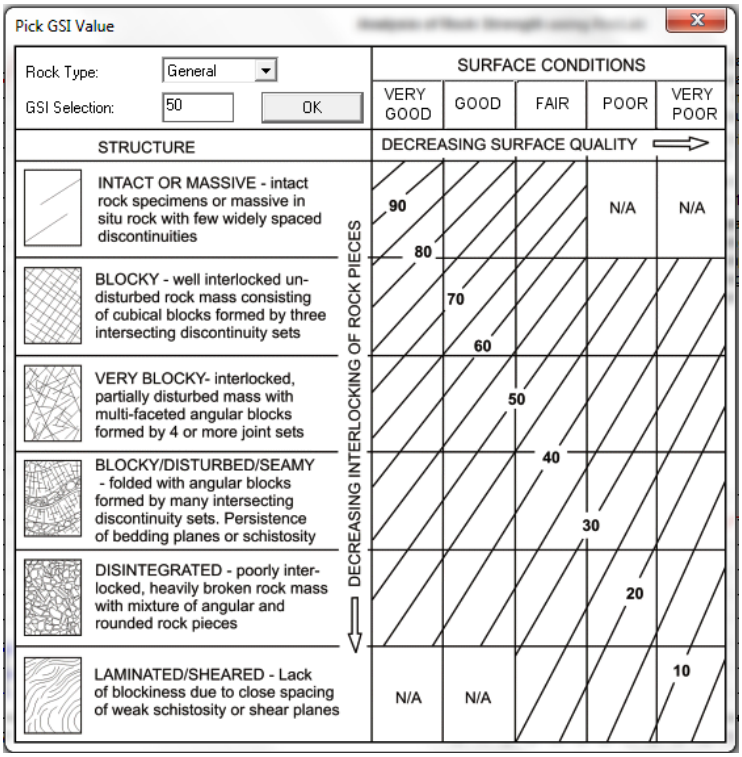
$$m_b = m_i * e^{(\frac{GSI-100}{9-3D})}$$

$$s = e^{(\frac{GSI-100}{9-3D})}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}})$$

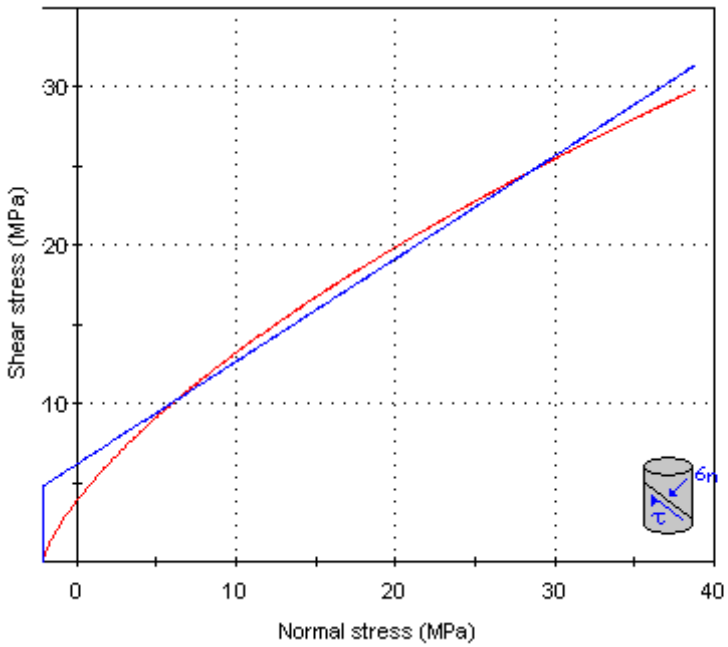
Parameteren D er en forstyrrelsesfaktor som avhenger av bergmassens påvirkning av sprengning og/eller spenningsavlastning. Faktoren varierer innenfor intervallet 0-1 og er definert som 0 for uforstyrret bergmasse og 1 for svært påvirket bergmasse. (Rocscience, 2014)

GSI er en klassifiseringsindeks for bergmassen. Hensikten er å korrelere redusert bergmassestyrke med feltobservasjoner som overflatetilstand og oppsprekkingsgrad (E. Hoek, P. Marinos, M. Benissi, 1998). GSI-verdiene kan estimeres ved hjelp av GSI matrisen vist i Figur 7.



Figur 7. GSI matrisen. (Hoek, E., 1998)

Ved å plotte sigma1/sigma3-diagram etter Hoek-Browns generaliserte bruddkriterium kan man estimere bergmasseparametere og ekvivalente Mohr-Coulomb parametere. Dette gjøres ved regresjonsanalyse der man trekker en best tilpasset lineær linje over et gitt område gjennom sigma1/sigma3-grafen. Figur 8 illustrerer dette.



Figur 8. Figuren viser en tilpasset Mohr-Coulomb omhyllingskurve (blå) funnet ved regresjonsanalyse etter Hoek-Brown kriteriet. Den røde linjen viser sigma1/sigma3-kurven etter Hoek-Brown kriteriet. (Rocscience, 2014)

For nærmere detaljer om bruddkriteriet vises det til Rocsciens sin hjemmeside (Rocscience, 2014).

2.4.2 Phase^2 og FEM

$Phase^2$ 8.0 er et 2D elasto-plastisk endelig element spenningsanalyseprogram som tilbys av organisasjonen RocScience Inc. Programmet er utviklet av geotekniske programvaredesignere og egner seg godt for analyse av ulike geologiske situasjoner. Programmet bygger på endelig element metoden, på engelsk kalt Finite element method (FEM).

Etter Hutton (2003, s. 1) er FEM definert som:

«En beregningsteknikk brukt for å finne tilnærmede løsninger av grenseverdiproblemer i ingeniørfag.»

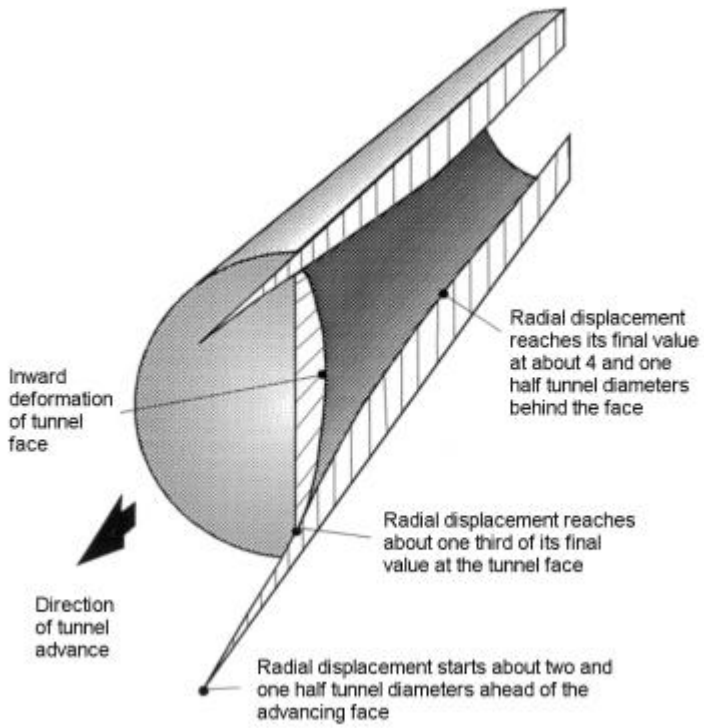
Han forklarer også et grenseverdiproblem som «et matematisk problem der en eller flere avhengige variabler må tilfredsstille en differensialligning over alt innen et kjent domene av uavhengige variabler og tilfredsstille spesielle betingelser på grensen av domenet».

For mer informasjon om FEM vises det til boka ”Fundamentals of Finite Element Analysis” (Hutton, D. V., 2003).

2.4.3 Indre trykk og deformasjon

2.4.3.1 Radiell deformasjon og indre trykk i usikret tunnel

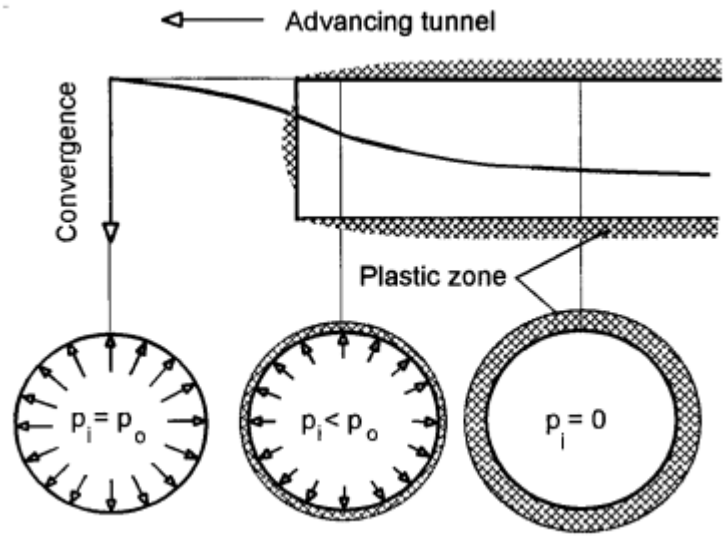
Dersom man tar utgangspunkt i en radiell, usikret tunnel under drift, vil den radielle deformasjonen i det omliggende berget utvikle seg avhengig av avstand fra stuff. Dette kan illustreres med Figur 9.



Figur 9. Ilustrasjon av utviklingen av den radielle deformasjonen i en usikret tunnel. Figuren bygger på 2D analyse av usikret tunnel i bergmasse. (Rocscience, 2014. Illustrasjon: RocSupport, 2009)

Det er typisk at den radielle deformasjonen starter omtrent 2 ½ tunneldiametre foran stuff, at den når omtrent 1/3 av totaldeformasjonen ved stuff, og at den når sitt maksimum ved ca. 4 ½ tunneldiametre bak stuff.

I takt med deformasjonen vil det indre sikringstrykket i berget også endre seg. Det er dette indre trykket som sørger for at tunnelen har en oppetid før sikring installeres. Det antas at det indre trykket er lik in-situ spenningstrykk foran stuff der deformasjonen er minimal, og at det reduseres til null mot maksimal deformasjon bak stuff. Dette er illustrert i Figur 10.



Figur 10. Illustrasjon av hvordan sikringstrykket endres med posisjon relativt til driveretning. (Illustrasjon: RocSupport, 2009)

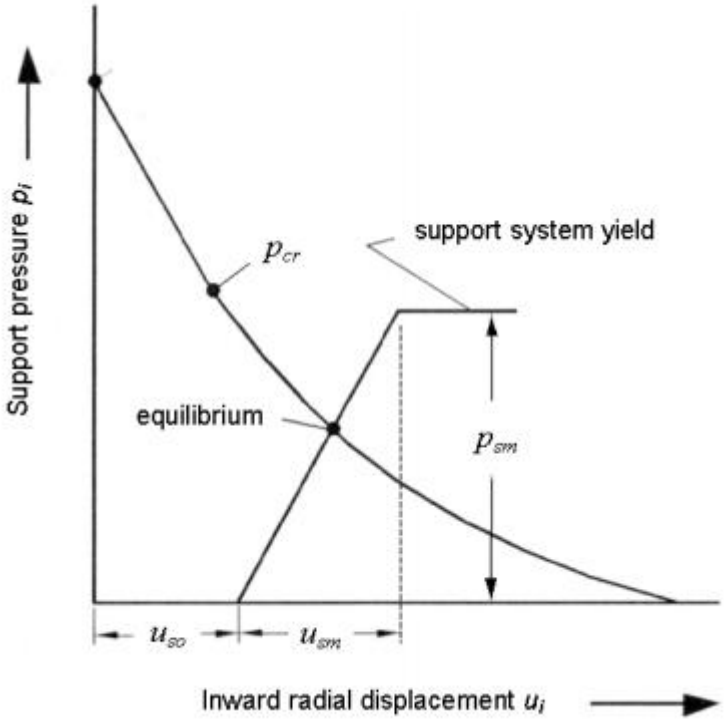
Altså antas det at berget inntil ca. 2,5 tunneldiametre foran stuff vil deformeres noe selv om det ikke er utsprengt ennå. Dette medfører at det antageligvis vil forekomme noe bergdeformasjon før sikring installeres.

2.4.3.2 Bergets responskurve, sikringens responskurve og likevektstrykk

Bergets responskurve, også kalt ”Ground reaction curve” på engelsk, korrelerer indre sikringstrykk med tunneldeformasjon. Dersom man antar en sirkulær tunnel med radius $r_0$og en hydrostatisk in-situ spenning lik p_0, samt et indre sikringstrykk lik p_i, vil berget omkring tunnelen gå i brudd når det indre trykket p_i er mindre enn et kritisk sikringstrykk, p_{cr}. Da vil

tunnelen være omringet av en plastisk sone med radius r_p. I motsetning vil tunnelen være stabil dersom det indre trykket er større enn kritisk sikringstrykk, og bergmassen vil oppføre seg elastisk.

"Sikringens responskurve" eller " Support reaction curve" korrelerer installert sikringstrykk og sikringsdeformasjon. Det er antatt likevekt mellom sikring og berg når sikringens responskurve krysser bergets responskurve før noen av kurvene har løpt for langt. Det vil si at sikringen må installeres før berget er deformert såpass at det er fare for kollaps, samt at berget potensielt må ha deformert nok til at sikringen holder bergtrykket.

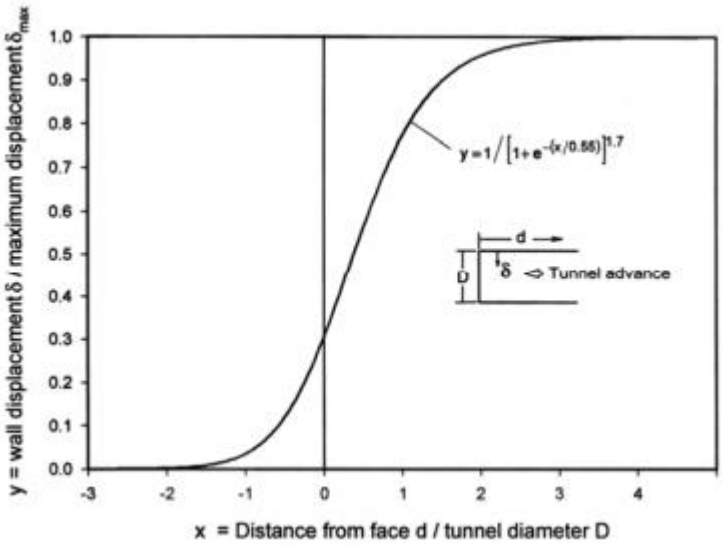


Figur 11. Illustrasjon av kombinert Ground reaction curve og Support reaction curve. u_{so} illustrerer deformasjon skjedd før installert sikring, og u_{sm} tilsvarer den maksimale deformasjonen sikringen er i stand til å motstå. (Illustrasjon: RocSupport, 2009)

2.4.3.3 *”Bjelkeeffekten”*

Bjelkeeffekten, også kjent som ”The beam effect” på engelsk, forekommer ved 2D tunnelmodelleringer av lengdesnitt og går ut på at berget over utsprengt tunnelheng opptrer som en slags langsgående bjelke fastlåst i begge ender. Når berget blir belastet vil det deformeres og bue seg som en bjelke inn mot tunnelen. Deformasjonen vil være størst ved midten av ”bjelken” og avhenger av bjelkelengden. I en 3D modell vil effekten av denne deformasjonen bli mindre, da tunnelveggene og omliggende berg vil begrense deformasjonen ved å ”støtte opp” bjelken.

For å oppnå en mest mulig realistisk lengdemodell i 2D kan det korrigeres for ”bjelkeeffekten”. Dette gjøres ved å estimere vertikaldeformasjonen i et representativt tverrsnitt av tunnelen, for deretter å begrense lengesnittets vertikaldeformasjon til samme verdi. I prinsippet burde begrensningen av vertikaldeformasjonen forekomme omtrent 4 tunneldiametre fra stuff ettersom at maksimal radiell deformasjon typisk forekommer ved denne avstanden (se Figur 12). (Trinh, Q. N., Broch, E., 2008)

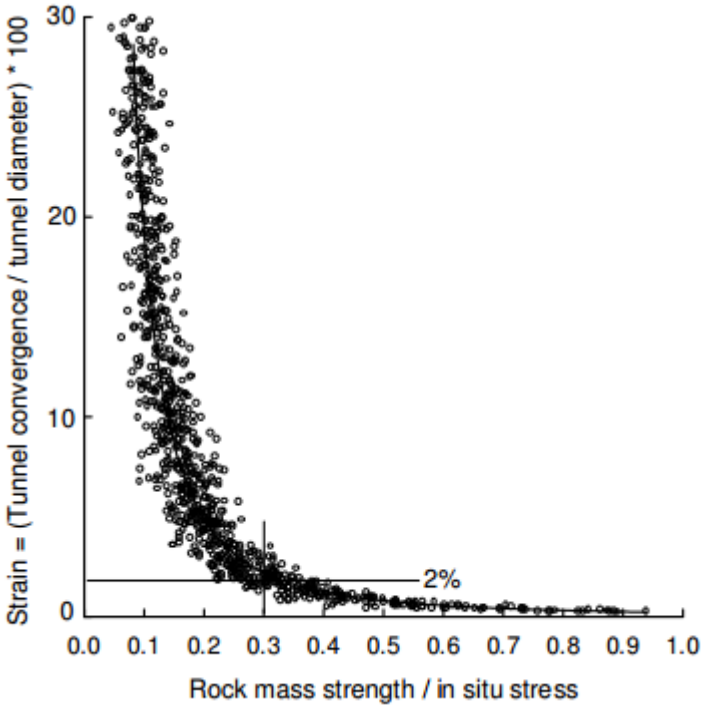


Figur 12. Maksimal vertikal deformasjon forekommer typisk rundt 4 tunneldiametre fra stuff. (Illustrasjon: RocSupport, 2009)

2.4.3.4 Kritisk deformasjon

Sakurai (1983) foreslo en sammenheng mellom tunnelstabilitet og bergmassedeformasjon. Han definerte deformasjonen som tunnelkonvergens dividert på tunneldiameter i prosent og hevdet at omtrent 2 % deformasjon representerte et skille mellom stabile og ustabile tunneler, som henholdsvis krever minimalt eller spesielt sikringsdesign. Dette ble i ettertid undersøkt av Chern m. fl. (1988) som studerte deformasjonen i flere tunneler i Taiwan, og det viste seg at resultatene var mer eller mindre i overensstemmelse med Sakurais påstander.

Figur 13 viser et plot av Sakurais kritiske deformasjon. Plottet bygger på analyser av flere tunneler med varierende bergmasseegenskaper, radius, dybder og spenningsforhold. I analysene er det antatt usikrede, sirkulære tunneler i isotrope spenningsfelt. (E. Hoek, 1999)



Figur 13. Plott av Sakurais kritiske deformasjon og 2%-grensen.
(Illustrasjon: E. Hoek, 1999)

.

3 INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD OG HISTORIE

3.1 Historie og regionalgeologi

Holmestrandområdet er en del av Osloriften som ble dannet for 241-310 millioner år siden. I Karbon, før dannelsen av Osloriften, dominerte et sedimentasjonsbasseng der det gjenværende kalles Askergruppa. Den består hovedsakelig av røde og grønne skifere, sandstein og kalkstein. I sen Karbon kom vulkanisme og forkastningsaktivitet etterfulgt av strømmer av basaltlava. Dette dannet fire basaltprovinser av ulik karakter, deriblant Holmestrand-Jeløya provinsen bestående av en rekke alkali-olivin basalter opptil 150 meter tykke ved Holmestrand. Den største vulkanismen og riftdannelsen fant sted etter at basaltprovinsene var dannet. Stadig flere basaltstrømmer opptrådte, og om lag 50 ulike rombeporfyrlavaer flommet ut over store deler av Vestfold. Rombeporfyrlavaen strømmet ut av mulige spaltevulkaner langs de dominerende sprekkeretningene til Osloriften. Høy vulkansk- og forkastningsaktivitet ledet til utviklingen av horster og grabener, blant annet Vestfoldgrabenen. I ettertid eksploderte vulkanene og ble til kalderaer. Nye vulkaner og intrusjoner strømmet på og sørget for blant annet granittdannelser og eksplosjonsbreksjer. (Nøttvedt, A., m.fl., 2006)

Basalten og rombeporfyren finner man igjen ved tunneltraseen i Holmestrand. En mer detaljert oversikt over utviklingen av Osloriften er illustrert i Vedlegg A - Utvikling av Oslograben.

3.2 Geologiske forhold - Løsmasser og bergarter generelt

Løsmassene i Holmestrandområdet domineres av tynne og tykke marine avsetninger, samt forvitringsmateriale. Tunneltraséen ligger under den marine grense som er om lag 200 m.o.h. Som følge av siste istid og etterfølgende landheving er det spor etter skredaktivitet. Parallelle bergrygger opptrer med dype, løsmassefylte grøfter. Boring og totalsondering tyder på at leirelag ligger over fjellet øst for banen, mens det også fins lagdelte grusige morenemasser på vestsiden. Langs traséen forekommer også fyllmasser som antageligvis er fra tidligere utbygging. (Jernbaneverket, 2011).

Bergartene i Holmestrand består for det meste av de permiske lavabergartene basalt og rombeporfyr, der basalten strekker seg langs kystlinjen. Som nevnt i kapittel 3.1. stammer basalten fra flere basaltstrømmer. Øverst er den noe forvitret og har innskudd av listelava og lavafragmenter etter assimilasjonsprosesser ved dannelsen (Jernbaneverket, 2010). Ellers er den typisk grå til mørkegrå, har stedvis spor etter konglomerat og har subhorisontal lagdeling. Basalten ligger i den nordlige delen av tunneltraseen og grenser mot rombeporfyr, som opptrer helt til påhugget i sør. Porfyren har likhetstrekk med basalten når det kommer til lagdelingen, dens orientering og fragmentinnskudd. (Jernbaneverket, 2010)

For geologiske bergarts- og løsmassekart over området, se Vedlegg B – Bergarts- og løsmassekart over Holmestrand.

3.3 Hydrogeologiske forhold

Tunneltraseen ligger over havnivå, og det ble antatt at Snekkestadtraseen går gjennom ca. 80% basalt og 20% rombeporfyr før løsmasseseksjonen ble oppdaget. Begge bergartene ble vurdert som relativt tette, og større lekkasjer ble antatt å følge sprekkesett og eruptivganger. Øst for tunnelens sørlige ende går Tangenbekken, en mindre bekk med utløp i Holmestrandsfjorden. (Jernbaneverket, 2010)

Til denne rapporten har det ikke forekommet tilgjenglig data om grunnvannsundersøkelser. Da problemområdet ble oppdaget var det uvisst hvordan vannføringen ville være i løsmassene. I etterkant av tunneldriften ble det imidlertid konstatert at forholdene var relativt tørre, og det antas at årsaken var et tett overliggende lag av finere geologisk materiale. (Drageset, L. N., 2013)

4 GRUNNUNDERSØKELSER OG LØSMASSEKARAKTERISTIKKER

Utførte grunnundersøkelser og løsmassekarakteristikker blir kort beskrevet i dette kapittelet. For detaljerte beskrivelser av undersøkelser, analyser og hvem som har foretatt disse vises det til prosjektoppgaven til student Susanne H. Myhre (2013) eller NGIs datarapport for grunnundersøkelser mellom P90180-P90350 (NGI, 2013). Til sist i kapittel 4.3 blir det redegjort for resultater fra nye laboratorieundersøkelser utført av student Susanne H. Myhre.

4.1 Kort om tidlige forundersøkelser og oppdagelser

Ved de tidlige forundersøkelsene foretatt somrene 2009 og 2010 ble det antydet mindre svakhetssoner i området, men ingenting tydet på et problemområde med utstrekning på om lag 60 m langs tunnelens trasé.

Etter mistanke om manglende overdekning vinteren 2013 ble følgende grunnundersøkelser foretatt:

- 3 x tripple tube core drilling fra terreng
- 2 kjerneboringer fra stuff
- 153 totalsonderinger
- 3 CPTU boringer fra terreng

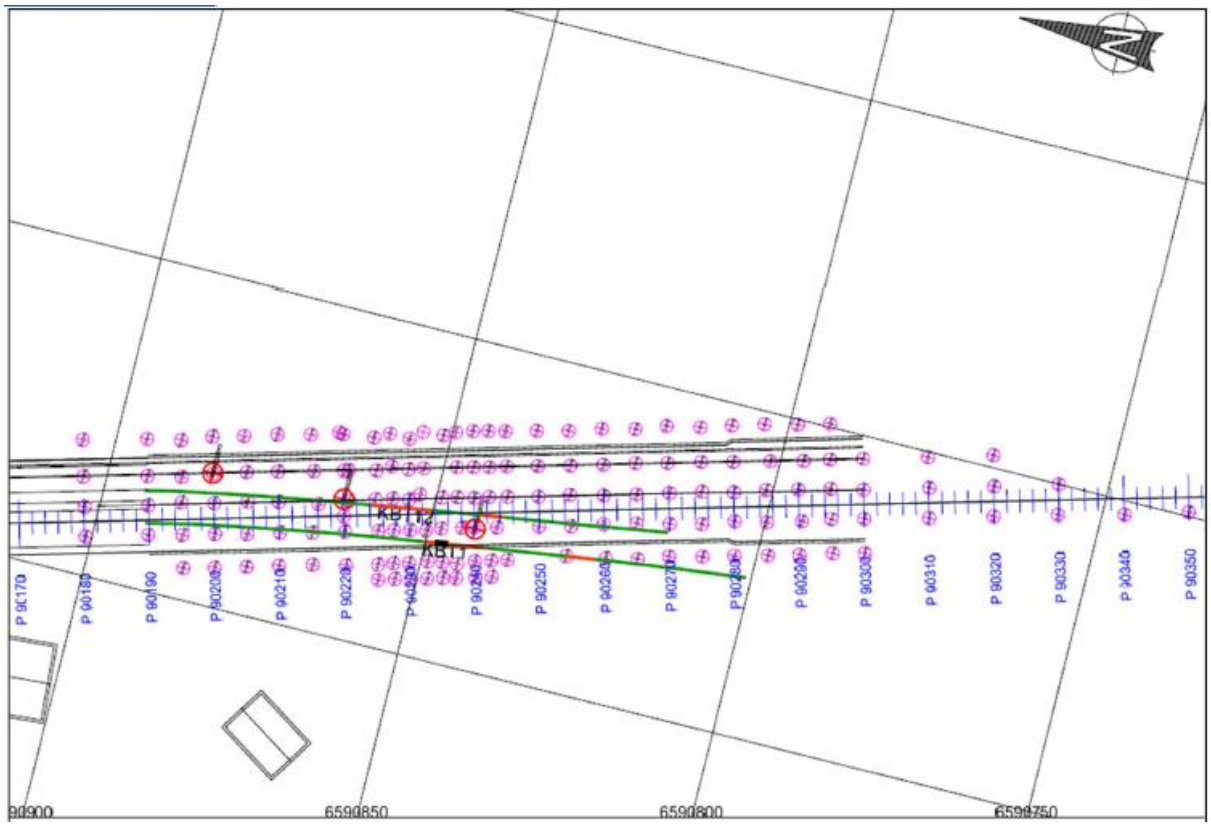
Et sammendrag av grunnundersøkelsenes resultater er presentert under. Figur 14 viser prøvelokasjonene.

Nøkkelfunn etter supplerende undersøkelser:

- **Kjerneboringer og RQD:** To kjerneboringer fra stuff antydet to kryssende svakhetssoner, en større med bredde 4,6 m og en mindre med bredde 1 m. Bakgrunnen for indikasjonen av svakhetssonene var kortere områder med svært lav RQD i motsetning til svært høy RQD der det ble antatt intakt berg. Bergartsgrensen mellom rombeporfyr og basalt viste seg å være ved ca. pel 90238. (se vedlegg C – registrerte RQD-verdier.)

- **Totalsonderinger:** 153 totalsonderinger ble utført fra terreng for å kontrollere dybde ned til fast fjell. Sonderingene avslørte lite og manglende fjelloverdekning over omtrent 60 m av tunnelstrekket.. Fra sonderingsdata kom det frem at svakhetssonen i drivretning beveger seg fra venstre til høyre vederlag i tunnelprofilet. På det meste så løsmassene ut til å nå hele 3,5 meter inn i tunnelprofilet, og tykkelsen på løsmassene over tunneltaket ble anslått til 15-17 meter (Drageset, L. N., 2013). Det ble antatt en lagfordeling nedover i grunnen med fastere masser over leire/silt som igjen lå over fastere masser (muligens morene). Det er antatt at de faste massene kan ha inneholdt blokker.
- **CPTU sonderinger:** Det ble utført tre CPTU sonderinger: P90240A, P90220B og P90200C. Alle sonderingene indikerte 4-5 meter med sandige masser over finere lag av silt eller leire.
- **Tripple tube core drilling:** Det ble utført tre ganger tripple tube core drilling fra terreng, henholdsvis prøvene KBT90240A, KBT90220B og KBT90200C. Generelt bestod alle prøvene av porfyrisk, delvis usammenhengende, bergkjerne og runde til kantete bergframenter av rombeporfyr og basalt med fragmentinnslag av granittisk sammensetning. Det må nevnes at noe prøvematerialet forsvant før logging, og det antas at massene muligens forflyttet seg i røret, noe som kan ha medført at massene ikke lå på sin opprinnelige plass under logging. Det antas at tomme rør skyldes vann eller finstoff som kan ha forsvunnet under prøvetaking (NGI, 2013). Et sammendrag av NGIs prøvelogging, samt ekstralogging av prøvene utført av student Susanne Halvorsen Myhre er presentert i tabellform i Vedlegg D – Logging av kjerneprøver fra terreng.

Samtlige prøveresultater antydet til sammen et problemområde med delvis eller manglende fjelloverdekning fra pelnummer 90190-90250.



Figur 14. Oversikt over supplerende prøvetakning i problemområdet. Drivretning var sørover, med økende pelnummer. De røde sirklene representerer lokasjoner for tripple tube core drilling, de rosa viser totalsonderinger og de grønne linjene illustrerer kjerneborhull fra stuff. De oransje/røde linjene illustrerer hvor kjerneborhullene fra stuff hadde oppknust materiale som indikerte svakhetssoner. (Illustrasjon: NGI, 2013)

4.2 Sikteprøver og sikteanalyser

Materialet fra ”tripple tube core drilling”-rørene KBT90220B og KBT90200C ble benyttet til å utføre tre sikteprøver for løsmasseklassifisering. Ettersom diameterne på rørene var 70 mm ble det kun testet for fraksjoner opp til samme størrelse. Prøvematerialet ble klassifisert som elvesortert grus etter USCS standarden for fraksjonsstørrelser og erfaringsdata for midlere kornstørrelse mot sortering for norske, leirrike knusingssoner i Norge. Det er viktig å legge merke til at klassifiseringen bare gjelder for prøvematerialet som ble testet og ikke for det opprinnelige materialet i rørene generelt, da det er sannsynlig at deler av materialet forsvant under prøvetaking. Sikteprøvene ble utført av student Susanne Halvorsen Myhre i september 2013.

4.3 Nye laboratorieundersøkelser – UCS, E-modul og Poissons forholdstall

Fra det bevarte intakte prøvematerialet fra tripple tube core drilling ble det forberedt seks kjerneprøver av rombeporfyr til enaksiell trykktesting og E-modul testing. Tabellen under viser hvilke rør og dybder kjernene stammer fra. Resultatene fra UCS og E-modul test er vist i Tabell 4.

Tabell 3. Materiale brukt til UCS og E-modultest.

Kjerneprøve	Prøve	Rør/Dybde (m)
1	KBT90220B	13,1-14,6
2	KBT90220B	13,1-14,6
3	KBT90220B	13,1-14,6
4	KBT90220B	13,1-14,6
5	KBT90220B	13,1-14,6
6	KBT90200C	13,9-15,6

Tabell 4. Resultater fra E-modul- og UCS-testing. Prøve nr. 6 ble ikke testet da lengde/bredde forholdet var i grenseland etter ISRM standarden.
** Prøven gikk i brudd langs eksisterende bruddplan og ble ikke medregnet i gjennomsnittsresultatene.*

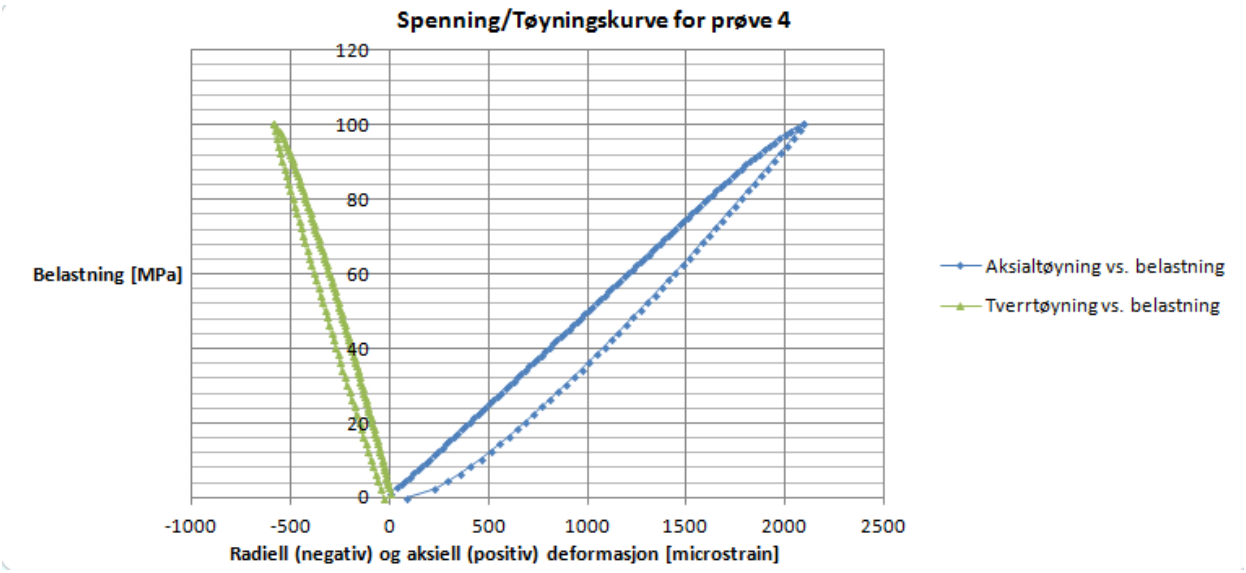
Kjerneprøve	E – modulus (GPa)	Poissons forholdstall (-)	Bruddstyrke (MPa)
1	51,7	0,45	193,6
2	42,6	0,51	66,6*
3	49,3	0,40	109,8
4	49,9	0,28	96,7
5	41,7	0,38	65,4*
Gjennomsnitt	47,0	0,40	133,4

E-modulen til rombeforpyren ble estimert til om lag 47 GPa, og bruddstyrken til ca. 130 MPa. Poissons forholdstall viste seg å være svært varierende fra 0,28-0,51 med et gjennomsnitt på 0,4. Sammenlignet med litteraturen er gjennomsnittet på 0,4 relativt høyt. Etter Myrvang (2001) fikk rombeporfyr testet ved NTH/NTNU/SINTEF et estimert Poissons forholdstall på

0,18. Det bør imidlertid nevnes at det denne verdien stammer fra laboratorietesting av kun en kjerneprøve.

Flere av prøvene gikk i brudd langs eksisterende bruddplan, og ved unntak ble bruddene relativt komplekse. Dette gjorde det vanskelig å finne bruddvinkelen, og indre friksjonsvinkel ble derfor ikke estimert.

Figur 15. Prøve 1 etter enaksiell kompresjonstest. Fra fotografiene ser man at bruddet var komplekst, og det var vanskelig å måle en bruddvinkel. (Foto: Susanne Halvorsen Myhre, 2014)



Figur 16. Figuren viser spenning/tøyning-kurven for prøve 4.

Figur 16 viser spenning/tøyning-kurven til prøve 4. De fleste prøvene ga relativt like spenning/tøyning-kurver. Grafen ligner en elastisk kurve med noe hysterese, som vil si at på- og avlastning følger ulike kurver tilbake til null (Myrvang, A., 2001). Pålastningskurven er imidlertid nokså lineær og ga en relativt konstant E-modul. At pålastningskurven viser liten avbøyning før brudd tyder på at rombeporfyren var en nokså sprø bergart. Samtlige prøver viste noe hysterese etter E-modul testing, før UCS testing. Dette tyder på at det kan ha forekommet noe varig deformasjon og mikrosprekker i prøvestykker etter E-modul testing. Det er mulig at dette kan ha påvirket prøvestykkene slik at bruddstyrken ble estimert noe lavere enn den ville vært dersom det ikke hadde blitt foretatt E-modul testing i forkant av UCS-testingen. I tillegg hadde flere av prøvene, allerede før testing, gjennomgående svakheter, noe som også kan ha påvirket bruddstyrken (se Figur 17). På grunn av dette og at prøve nr 6 ikke kunne testes ble det i tillegg foretatt punktlasttester på gjenværende intakt materiale for å vurdere UCS-verdiene nærmere. Resultatene fra punktlasttesten er vist i Tabell 5.

Figur 17 Fotografi av prøve 2 før (til venstre) og etter (til høyre) enaksiell kompresjonstest. Prøven går i brudd i svakheter som eksisterte før testing. (Foto: Susanne Halvorsen Myhre, 2014)

Tabell 5. Resultater fra punktlasttesten. Strekkstyrken er beregnet med en antagelse av at den er tilnærmet 0,8 ganger I_{S50}. UCS er antatt å være mellom 20-25 ganger I_{S50}. (International society for rock mechanics, 1985)

Punktlasttest		
Kjerneprøve	UCS intervaller (MPa)	Strekkstyrkeintervaller (MPa)
1	-	-
2	79,6-99,5	3,2
3	51,4-64,3	2
4	125,4-157,25	5
5	85,4-203,5	3,5-6,5
6	194,8-243,5	7,8
Gjennomsnitt	130,5	4,6

Resultatene fra punktlasttesten viser svært varierende UCS verdier. Prøve 6 ga for eksempel mye høyere verdier enn resten av prøvene. Dette har antageligvis en sammenheng med at materialet fra prøve 1-5 allerede var blitt brukt til enaksiell trykktesting og at de derfor hadde eksisterende mikrosprekker som følge av trykktesten og E-modul testen. Det er derfor mulig at de estimerte verdiene fra prøve 6 er mer nøyaktige enn verdiene fra prøve 2-5. På bakgrunn av dette og at flere av prøvene hadde gjennomgående svakheter er det rimelig å anta at bergmaterialet kan ha større styrke enn den gjennomsnittlige UCS-verdien på 130 MPa.

Spenning/tøyning-kurver, før- og etterfotografier, og laboratorieresultater fra samtlige tester er vedlagt i Vedlegg E - Laboratorietester.

5 EMPIRISK ANALYSE

Dette kapittelet inneholder en vurdering av tunnelstrekkets grunnforhold og sikringsbehov, samt en vurdering av oppetid og stabilitet under drift.

5.1 Metode

Estimering av grunnforhold og sikringsbehov er i hovedsak basert på Q-systemet og dets anbefalinger. Stabilitet og oppetid er vurdert etter empiriske data og typiske materialoppførsler. Tilgjengelig data benyttet i vurderingen er løsmassekarakteristikker (kapittel 4), Jernbaneverkets registrerte Q-verdier og tunnelkartlegginger under drift, og RQD-verdier fra fjellkontrollboringer.

5.2 Analyse

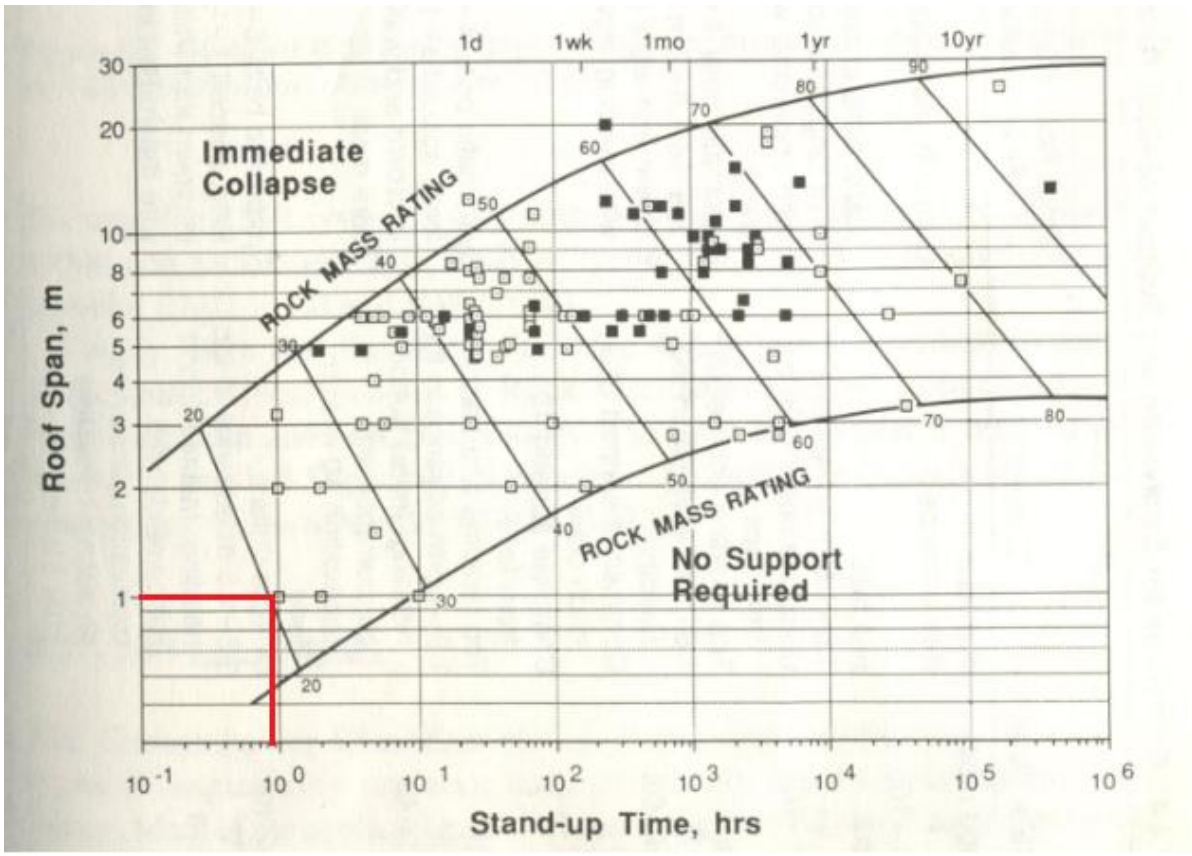
5.2.1 Oppetid og stabilitet på stuff

Oppetiden, tiden tunnelstuffen er stabil før sikring installeres, er en viktig sikkerhetsbetraktning ved ekskavering av løsmassetunneler. Tabell 6 viser typisk oppførsel ved usikret stuff for ulike fyllmaterialer i svakhetssoner. Fra forundersøkelsene er det funnet at løsmassene sannsynligvis er sammensatt av både morene, finere løsmasser og muligens blokker. Etter tabellen kan det ventes utfall og rulling av morenematerialet og blokker, samt svelling eller utglidning av potensiell leire.

Tabell 6. Tabellen viser typisk oppførsel av fyllmateriale ved tunneldrift gjennom svakhetssoner. (Tabell: Palmström, A., 1995)

Dominant material in fault gouge/filling	POTENTIAL BEHAVIOUR CAUSED BY THE GOUGE MATERIAL	
	At face	Later
Swelling clay	Free swell, sloughing. Swelling pressure and squeeze on shield.	Swelling pressure and squeeze on support or lining, free swell with down-fall or washing if lining is inadequate.
Inactive clay	Slaking and sloughing caused by squeeze. Heavy squeeze under extreme conditions.	Squeeze on supports or lining where un-protected, slaking and sloughing due to environmental changes.
Chlorite, talc, graphite, serpentine	Ravelling.	Heavy loads may develop due to low strength, in particular when wet.
Crushed rock fragments or sand-like gouge	Ravelling or running. Flowing if surplus of water. Stand-up time may be extremely short.	Loosening loads on lining, running and ravelling if unconfined.
Porous or flaky calcite, gypsum	Favourable conditions.	May dissolve, leading to instability of rock mass.

Oppetiden kan estimeres ved hjelp av Bienawskis (1989) oppetids-diagram som er basert på erfaringsdata av RMR-klassifisering og registrert oppetid på flere tunneler. RMR-verdien for løsmasseseksjonen ble estimert til 20 (NGI, 2013). Jernbaneverket valgte å drive problemområdet med en salvelengde på 1 meter, noe som er rimelig tatt de krevende geologiske forholdene i betraktning. Dersom man tar utgangspunkt i det overnevnte gir oppetidsdiagrammet en estimert oppetid på om lag en time, hvilket er et svært kort tidsrom. Det er rimelig å anta at det kreves rask sikringsmontering med mulig sprøyting av stuff for å unngå kollaps før permanent sikringsinstallering. Den estimerte oppetiden kan imidlertid være varierende og bygger som nevnt på erfaringer. Dessuten er det vanskelig å si om RMR-verdien som ble estimert er en gjennomsnittsverdi for problemområdet eller om det er en verdi som representerer de verste geologiske forholdene. Dersom det er en gjennomsnittsverdi vil estimert oppetid etter oppetidsdiagrammet kunne bli enda kortere. Som nevnt bygger oppetidsdiagrammet på empiriske data, og det er ikke gitt at tunnelen følger trenden i diagrammet. Selv om vurderingen av oppetiden er usikker vil den likevel kunne gi en god indikasjon på at man burde vært forberedt på korte oppetider og rask sikringsmontering med de gitte geologiske forholdene.



Figur 18. Diagrammet estimerer oppetid etter usikret spennvidde og RMR-verdi basert på empirisk data. De tomme firkantene representerer tunneleksempler med kjente spennvidder, RMR-verier og oppetider. De røde linjene viser estimering av oppetid for tunnelen i Holmestrand. (Diagram: Bieniawski, Z. T., 1989)

5.2.2 Q-metoden

Tabell 7 Registrerte Q-verdier for problemområdet gjennom pilottunnelen. (Sveinson, E., 2014)

Pel.nr.	Q-verdi	Bergmassekvalitet
90190 - 90195	4,8	Middels
90195 - 90200	2,65	Dårlig
90200 - 90205	2,65	Dårlig
90205 - 90209	2	Dårlig
90209 - 90214	2,33	Dårlig

Normalt registreres Q-verdiene for Holm-Nykirke tunnelen for hver byggherrens halvtime. Q-verdiene i problemområdet ble dog bare registrert i pilottunnelen, mellom pel 90190-90214 (se Tabell 7). Disse viser at Q-verdien faller jo lengre inn i problemområdet man kommer. I tillegg til disse ble det estimert en samlet Q-verdi på 0,125 for hele løsmasseområdet (NGI, 2013), en Q-verdi som tilsvarer veldig dårlig berg. Det er naturlig at denne Q-verdien er noe lavere enn de estimerte Q-verdiene i pilottunnelen, da løsmassene befant seg i hengen og kanskje ikke var synlige i piloten.

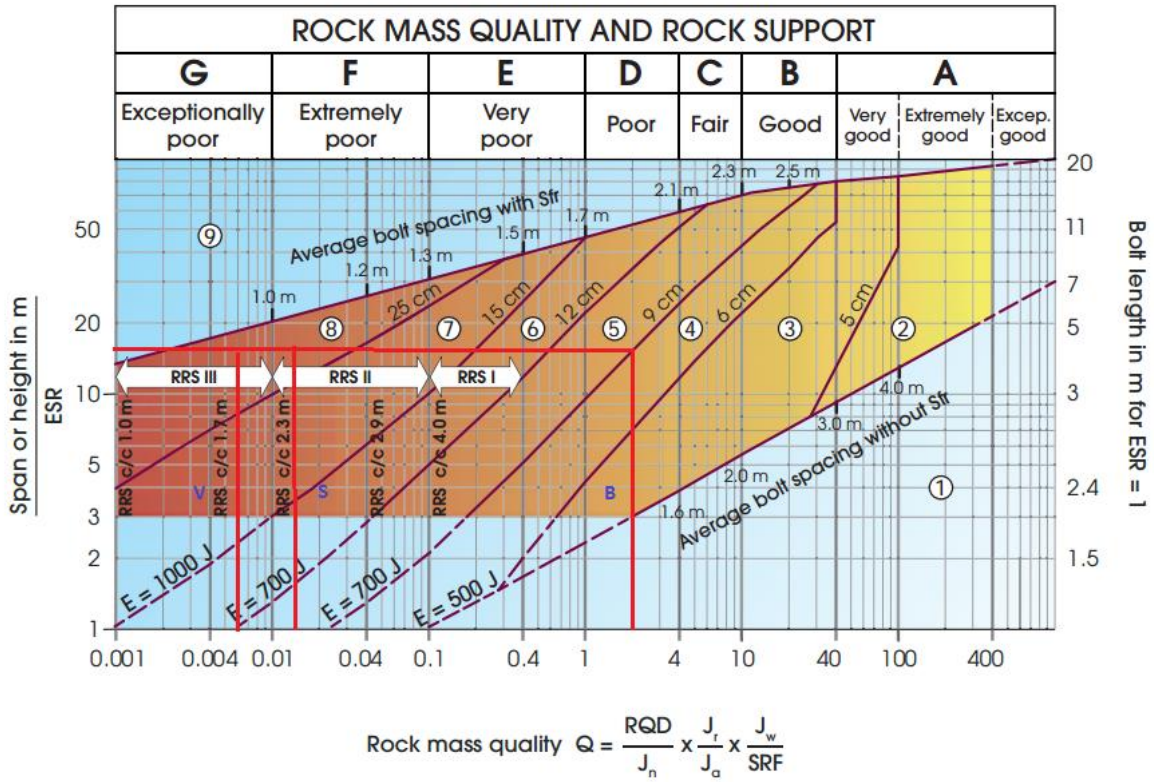
Fra RQD verdiene tolket av NGI (2013) fra kjerneboringer fra stuff (se vedlegg C – Registrerte RQD-verdier) er det tydelig at bergmassekvaliteten er svært varierende langs problemområdet, og en samlet Q-verdi kan være lite beskrivende for den varierende geologien. Derfor er det, av student Susanne Halvorsen Myhre, blitt foretatt en estimering av Q-verdien over et intervall fra dårligste til beste Q-verdi i problemområdet. Det må nevnes at disse Q-verdiene ikke er blitt estimert i felt ettersom at det gjeldende tunnelstrekket var ferdig drevet under påstart av denne masteroppgaven. Begrunnelse for valg av samtlige Q-verdi faktorer er vedlagt i Vedlegg F – Estimering av Q-verdier i problemområdet. Tabell 8 viser studentens estimerte Q-verdier.

Tabell 8. Tabellen viser valgte faktorer og estimering av Q-verdier i problemområdet.

Estimering av Q-verdier	**Dårligste bergforhold**	**Beste bergforhold**	**Snitt over svakhetssone**
RQD	10	100	25
Jn	20	1	20
Jr	1,5	1	1
Ja	4	3	3
Jw	1	1	1
SRF	10	10	10
Q-verdi	**0,006**	**0,111**	**0,014**

Fra de egne estimeringene ser det ut til at Q-verdiene i problemområdet varierer svært mye. I beste tilfelle er Q-verdien estimert til 0,111, i nærheten av 0,125 som var Q-verdien foreslått av NGI. I verste tilfelle ser det ut til at Q-verdien kan falle helt ned til 0,006. Etter Q-systemet tilsier dette en variasjon fra dårlig til eksepsjonelt dårlig berg.

Dersom man tar utgangspunkt i en ESR=1, et takspenn på ca. 15 m og et Q-verdi-intervall på 0,006-0,111 vil anbefalt sikringsklasse etter Q-systemet variere fra sikringsklasse 5-8 (se Figur 19). Etter sikringsklasse 5 er det anbefalt sikring med fiberarmert sprøytebetong og bolter og etter sikringsklasse 8 anbefales full utstøpning. Ettersom løsmassene er dimensjonerende for sikringen er det rimelig å anta at sikringsforslag funnet med svakhetssonenes snitt-Q-verdier er mest representative for nødvendig sikring. Det er likevel viktig å ha i tankene at Q-systemet kun er et veiledende system og at valgt sikring burde vurderes nøye og ikke velges slavisk etter en tabell. Selv om systemet indikerer at tunnelen ikke krever sikring etter sikringsklasse 9 er det likevel mulig at det kunne vært en fornuftig løsning med et spesielt tilpasset sikringsdesign for dette tilfellet, da det finnes store deler løsmasser i hengen og estimert oppetid er kort. Sikring med rørparaply og buer eller forbolter og gitterbuer må kunne regnes som et spesielt tilpasset sikringsdesign.



Figur 19. De røde linjene viser estimering av sikringskategori. De blå bokstavene V, S og B representerer estimering etter henholdsvis dårligste bergforhold, gjennomsnittet for svakhetssonene og beste bergforhold. Tunnelspennet er om lag 15 m, ESR faktoren er valgt til 1 og Q-verdien varierer mellom 0,006 og 0,111. (Diagram: NGI, 2013)

5.2.3 Oppsummering

Kort fortalt viser den empiriske analysen at bergmassen i problemområdet varierer fra dårlig til eksepsjonelt dårlig berg med Q-verdier mellom 0,006-0,111. Det kan forventes instabilitet på stuff i form av utglidning og rulling, og estimert oppetid er om lag 1 time. For å ta hensyn til de aller dårligste geologiske forholdene i problemområdet anbefales det, etter Q-systemet, full utstøpning, men det kan også være fornuftig med et spesielt sikringsdesign som for eksempel rørparaply eller forbolter, da det er løsmasser i store deler av hengen og oppetiden regnes å være kort.

6 NUMERISK ANALYSE

Den numeriske analysen ble utført ved hjelp av 2D analyseprogrammet Phase^{2}8.0. Det ble modeller tre tverrsnitt, henholdsvis tverrsnitt 90213, 90227 og et gjennomsnittlig tverrsnitt for estimering av beameffekten fra pel 90212 og nordover. I tillegg ble det modellert et lengdesnitt gjennom midten av tunnelen. Snittene ble således studert med de ulike sikringsalternativene, forbolter og rørparaply.

6.1 Oppbygning av modellen

For oppbygning av modellen har det blitt benyttet data fra grunnundersøkelser, egenutførte laboratorieundersøkelser, sikringstegninger og tilgjengelig litteratur. Dette kapittelet gjennomgår oppbygningen av modellen og valg av samtlige inngangsdata.

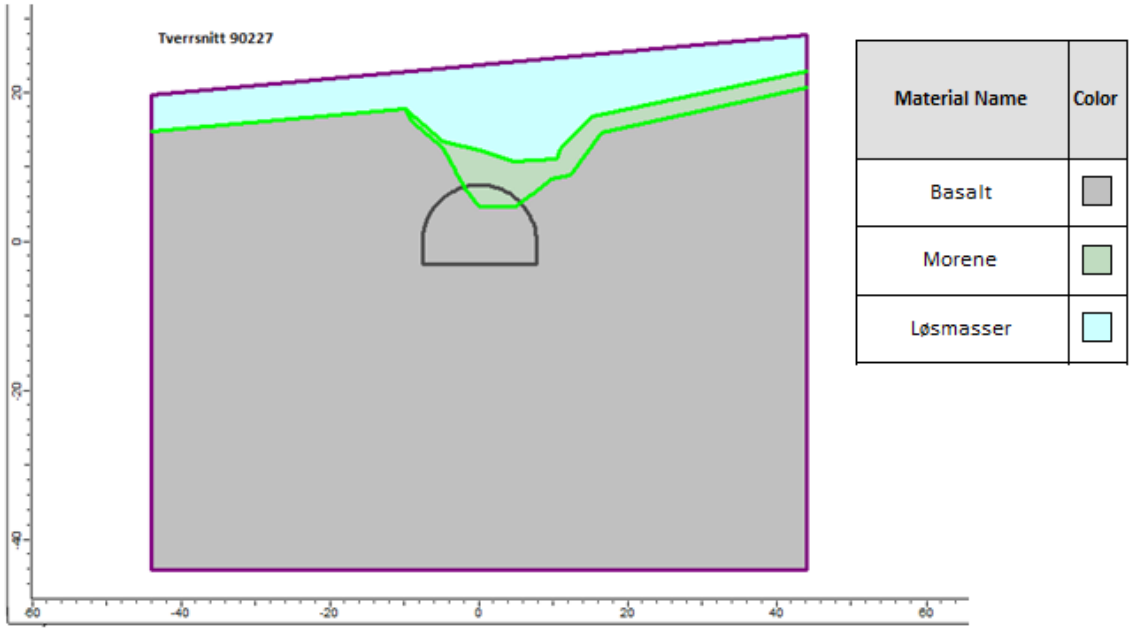
6.1.1 Geologiske enheter og laggrenser

Fra Jernbaneverket er det mottatt tverrsnitt med tegninger og tolkninger av totalsonderinger langs hele problemområdet. Disse, samt tverrprofiler konstruert av Jernbaneverket basert på totalsonderinger, er blitt benyttet for å modellere de geologiske forholdene i Phase^2.

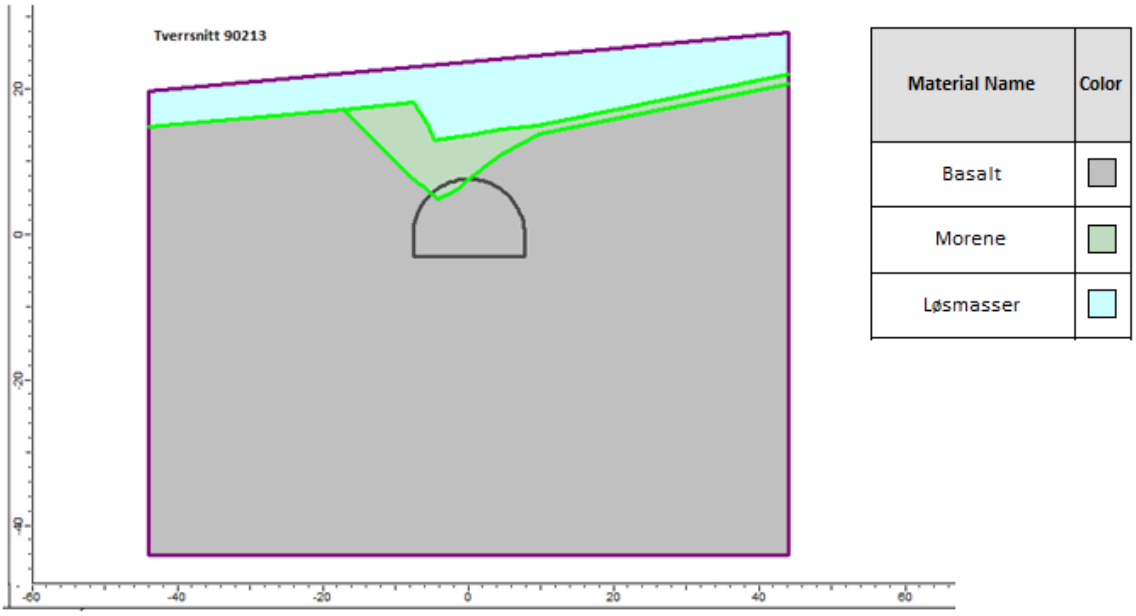
Totalsonderingen viste at løsmassene over tunnelen generelt bestod av fastere masser av sand/leire/silt i de øverste 4-5 meterne og leire/silt i en dybde av 7,5-10 m som igjen ligger over fastere masser som kan minne om morene (NGI, 2013). Ettersom de fineste massene hadde varierende dybder som var tidkrevende og komplisert å kartlegge ble det valgt å modellere ett enkelt lag kalt ”løsmasser” over det som er antatt å være morene. Skillet mellom intakt berg og løsmasser var derimot enklere å tolke etter totalsonderingene. De geologiske enhetene i modellen ble derfor delt inn i fire, henholdsvis basalt, rombeporfyr, morene og løsmasser. Modellerte tverrsnitt og lengdesnitt med materialgrenser for de geologiske enhetene er vist i figurene 20-22.

Ettersom tverrprofilene og lengdeprofilet i Phase^2 i hovedsak bygger på tolkede totalsonderinger er profilene konstruert svært enkle. I utgangspunktet er det vanskelig å si noe om geologien utenfor totalsonderingshullene, men ettersom det er foretatt hele 153

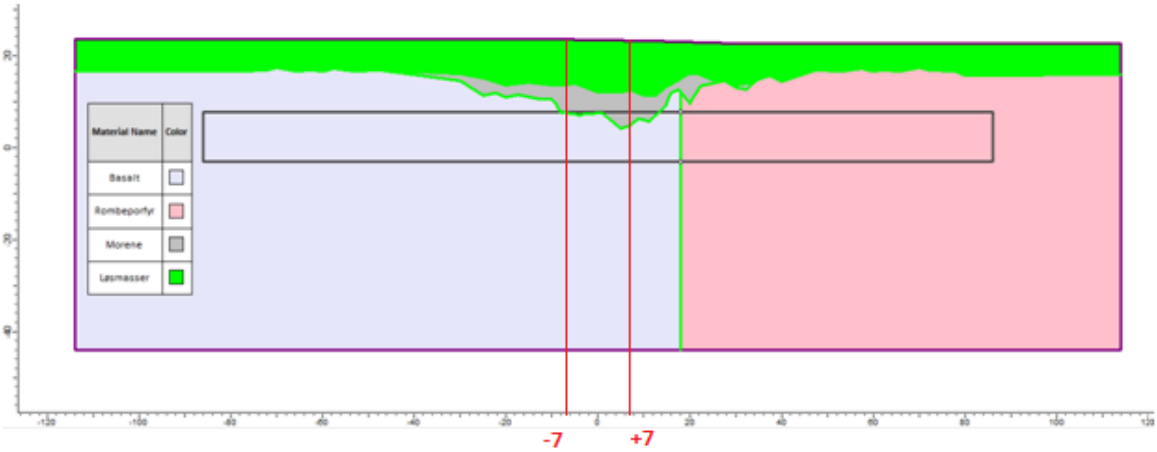
totalsonderinger er det antatt at de geologiske forholdene er relativt like mellom hvert borehull. Derfor er det, i modellene, kun lagt inn koordinater til punker der geologien er kjent etter tolkning av totalsonderinger. I mellom disse lokasjonene er materialgrensene ekstrapolert til kjente borehullslokasjoner. Vedlegg G – Koordinater og laggrenser i Phase^2 viser koordinatene til laggrensene modellert i Phase^2.



Figur 20. Tverrsnitt 90227, tilsvarende lengdekoordinat 7 i Phase^2.



Figur 21. Tverrsnitt 90213, tilsvarende lengdekoordinat -7 i Phase².



Figur 22. Lengdesnittet modellert i Phase². Problemområdet er på omtrent 60 m der morenen ligger over tunnelhengen, og på noen områder når helt ned i tunneltverrsnittet. De røde linjene representerer hvor i lengdesnittet tverrsnittene er lokalisert. Linjen til høyre viser til tverrsnitt 90227 og linjen til venstre tverrsnitt 90213. Rosa område representerer rombeporfyren, blå/grått basalt, mørkegrått morene og grønt overliggende løsmasselag.

6.1.2 Geotekniske parametere

Dette kapittelet inneholder vurderinger og estimeringer av geotekniske egenskaper for de geologiske enhetene i den numeriske modellen.

Tilgjengelig informasjon om bergartsparametere for de geologiske enhetene i området var begrenset, med unntak av enkelte parametere estimert av NGI. Derfor ble det valgt å estimere parametere ved hjelp av regresjonsanalyse i programmet RocLab som er en del av RocScience sin programvare. RocLab ble matet med bergmasseparametere etter Hoek-Browns generaliserte bruddkriterium og deretter ble disse tilpasset Mohr Coulombs bruddkriterium, som ble benyttet i den numeriske modelleringen. Fordelen med å operere via Hoek-Browns bruddkriterium og RocLab var at programmet hadde innebygde funksjoner bygget på empirisk data og klassifiseringsmetoder som foreslo bergartsparametere for samtlige bergmasser av interesse. På denne måten ble det lettere å estimere enkelte geotekniske parametere uten tilstrekkelig data fra laboratorieprøver. Tabell 9 viser prosedyren.

Tabell 9. Bergmassens inngangs- og utgangsdata i RocLab.

RocLab	
Inngangsdata	**Utgangsdata**
Enaksiell trykkstyrke, UCS	
Geologisk styrke indeks, GSI	Kohesjon, c
Materialkonstant, m_i	Indre friksjonsvinkel, φ
Forstyrrelsesfaktor, D	Bergmassens strekkstyrke, σ_t
Youngs modulus, E	

Forstyrrelsesfaktoren D er blitt satt lik 0 i alle tilfeller, da det er antatt skånsom sprengning med 1 meters-salver.

I tillegg til overnevnte parametere måtte følgende bergartsparametere velges for numerisk modellering i Phase^2:

- Poissons forholdstall
- Enhetsvekt
- Strekkstyrke
- Dilatasjonsvinkel

- Residual friksjonsvinkel
- Residual kohesjon
- Residual strekkstyrke

Disse parametrene ble estimert ved hjelp av laboratorieforsøk, faglitteratur eller rimelige antagelser. Videre i kapitlet blir det redegjort for de geologiske enhetenes geotekniske parametere benyttet i den numeriske modelleringen.

6.1.2.1 Basalt

Inngangsparametere i RocLab:

Enaksiell kompresjonsstyrke

Enaksiell kompresjonsstyrke for basalt er typisk mellom 100-300 MPa (Stanford University, 2014). NGI estimerte den enaksielle kompresjonsstyrken på det intakte berget i problemområdet til omtrent 102 MPa (NGI, 2013), noe som er relativt lavt i forhold til litteraturen. Ettersom dette er den eneste tilgjengelige estimerte verdien av berget antas det at basalten har en UCS=102 MPa.

E-modul

For Skandinavisk basalt varier E-modulen typisk fra 50-100 GPa (Nilsen, B., Palmström, A., 2000). NGI har estimert E-modulen på det intakte berget i problemområdet til 35 GPa (NGI, 2013). Ettersom dette er noe lavt i forhold til litteraturen er det i den videre analysen antatt at basalten har en E-modul lik 40 GPa.

GSI

Etter NGIs vurdering er GSI for det intakte berget omtrent 70 (NGI, 2013), noe som er antatt i en videre analysen.

mi

I henhold til RocLab varierer materialkonstanten til basalt mellom 20-30, og basalten har i dette tilfellet fått en snittverdi på m_i=25.

Utgangsparametere fra RocLab:

Friksjonsvinkel og kohesjon

Med overnevnte verdier som inngangsparametere ble kohesjonen og friksjonsvinkelen for basalten estimert til henholdsvis 9 MPa og 44°.

Andre inngangsparametere i $Phase^2$:

Poissons forholdstall

Poissons forholdstall for Basalt er typisk 0,23, en verdi som også er blitt antatt i modelleringen. (Nilsen, B., Palmström, A., 2000)

Enhetsvekt

Typisk enhetsvekt for basalt ligger mellom 22-27 kN/m^3, og basalten i modellen har fått en enhetsvekt innenfor dette intervallet på om lag 0,027 MN/m^3 (Epole polytechnique Fédérale de Lausanne, 2014).

Dilatasjonsvinkel

For godt berg er dilatasjonsvinkelen, Ψ, omlag $\frac{\varphi}{4}$ og for middels godt berg er dilatasjonsvinkelen ca. $\frac{\varphi}{8}$ (E., Hoek, E. T. Brown, 1997). I vårt tilfelle har basalten høy RQD og er karakterisert som godt berg. Derfor har dilatasjonsvinkelen blitt estimert til om lag 11°.

Strekkstyrke

Typisk strekkstyrke for basalt er 10-30 MPa (Epole polytechnique Fédérale de Lausanne, 2014). Derfor har basalten i modellen fått en strekkstyrke på 10 MPa, som er innenfor det typiske intervallet.

Residual strekkstyrke

Det er antatt at strekkstyrken etter brudd er lik null.

Residual friksjon og residual kohesjon

Etter skjærforsøk viser berg typisk noe reduksjon i kohesjon og friksjonsvinkel, og det er rimelig å anta at denne reduksjonen er omtrent 1/3. (Nilsen, B., 2014)

Tabell 10 viser en oppsummering av estimerte bergartsparametere for basalten.

Tabell 10. Tabellen viser en oppsummering av basaltens inngangs- og utgangsdata i RocLab og $Phase^2$.

RocLab		**Phase2**
Inngangsdata	*Utgangsdata*	*Inngangsdata*
UCS = 102 MPa GSI = 70 m_i= 25 D = 0 E = 40 GPa	c = 9 MPa φ = 44°	E = 40 GPa ν = 0,23 σ_t = 10 MPa $\sigma_{tresidual}$ = 0 MPa φ = 44° c = 9 MPa Ψ = 11° $c_{residual} = 6\ MPa$ ɣ = 0,027 MN/m^3

6.1.2.2 Rombeporfyr

<u>*Inngangsparametere i RocLab:*</u>

Enaksiell kompresjonsstryke

Enaksielt trykkforsøk og punktlasttest utført av student Susanne Halvorsen Myhre viste at rombeporfyren fra kjerneprøver hadde en gjennomsnittlig UCS=130 MPa. Den samme verdien er blitt benyttet i modelleringen.

E-modul

Etter E-modul test på laboratoriet utført av student Susanne Halvorsen Myhre ble E-modulen til rombeporfyren i kjerneprøvene estimert til 47 GPa. Denne verdien er også blitt benyttet i modelleringen.

GSI

Etter NGIs vurdering av berget i problemområdet ble GSI estimert til omtrent 70, noe som også er antatt i modelleringen. (NGI, 2013)

mi

I henhold til RocLab varierer materialkonstanten til rombeporfyr mellom 15-25. I modelleringen er det blitt benyttet en snittverdi på 20.

Parametere estimert i RocLab:

Friksjonsvinkel og kohesjon

Med overnevnte verdier ble kohesjonen estimert til ca. 11 MPa og friksjonsvinkelen til omtrent 42°.

Andre parametere i $Phase^2$:

Poissons forholdstall

Poissons forholdstall ble fra laboratorieforsøk på kjerneprøver av rombeporfyren, utført av student Susanne Halvorsen Myhre, estimert til omtrent 0,4, noe som også er antatt i den videre analysen.

Strekkstyrke

Lavabergarter har en typisk strekkstyrke mellom 5-30 MPa. Etter punktlasttesten ble det funnet en tilnærmet strekkstyrke på 4,6 MPa. Denne verdien er noe lav i forhold til litteraturen, men det er antatt at strekkstyrken til rombeporfyren er omtrent 5 MPa.

Egenvekt

Det er antatt at rombeporfyren har en egenvekt på om lag 0,027MN/m^3 som er relativt gjennomsnittlig for lavabergarter. (Stanford University, 2014)

Dilatasjonsvinkel

Kjerneprøvene viste at RQD-verdiene for rombeporfyren var høy, og at rombeporfyren ble klassifisert som godt berg. Derfor er dilatasjonsvinkelen, Ψ, i likehet med basalten estimert til å være omtrent $\frac{\varphi}{4}$ som tilsvarer 10,5°.

Residualkohesjon og residualfriksjon

I likehet med basalten er det antatt at residualparametrene er omtrent 2/3 av parameterverdiene før brudd. (Nilsen, B. 2014)

Tabell 11. Tabellen viser en oppsummering av rombeporfyrens inngangs- og utgangsdata i RocLab og $Phase^2$.

RocLab		**Phase2**
Inngangsdata	Utgangsdata	Inngangsdata
UCS = 130 MPa GSI = 70 m_i = 20 D = 0 E = 47 GPa	c = 11 MPa φ = 42°	E = 47 GPa ν = 0,4 σ_t= 5 MPa $\sigma_{tresidual}$ = 3 MPa φ = 42° φ_{res} = 28° c = 11 MPa Ψ = 10,5° $c_{residual} = 7\ MPa$ ɣ = 0,027 MN/m^3

6.1.2.3 Løsmasser

Ettersom den geologiske enheten løsmasser bestod av varierende mengder med leire, sand og silt har den i den numeriske modelleringen fått geotekniske egenskaper som er relativt

”gjennomsnittlige” for disse materialene tilnærmet egenskapene for silt. Tabell 12 viser inngangsparametrene for laget ”løsmasser”.

Residualparametere:

Dilatasjonsvinkelen, Ψ, til løsmasser kan estimeres med formelen Ψ = φ - 30° (Fine civil engineering software, 2014). Dette gir en tilnærmet dilatasjonsvinkel på omtrent 4°.

Det er antatt at løsmassene har en strekkstyrke tilnærmet 0 MPa.

Etter skjærprøvetest på morenemateriale utført av ingeniørgeologistudent Margrete Øie Langåker så det ut til at morenens residualkohesjon og residualfriksjon var relativt like som henholdsvis estimert kohesjon og friksjon (Langåker, M. Ø., 2014). Det er antatt at dette også gjelder for løsmassene i Holmestrand, da det her ikke var tilgjengelig materiale å utføre skjærprøvetester på.

Tabell 12. Inngangsparametere i $Phase^2$ for løsmassene inneholdende leire, sand og silt. Andre parametere enn residualparametrene er hentet fra litteraturen (Stanford University, 2014) og er typiske verdier for silt.

Inngangsparametere i $Phase^2$	**Verdier**
Enhetsvekt, ɣ	0,021 MN/m^3
Poissons ratio, ν	0,3
Youngs modulus, E	30 MPa
Friksjonsvinkel, φ	34°
Residual friksjonsvinkel, φ_{res}	34°
Kohesjon, c	0,075 MPa
Residualkohesjon	0,075 MPa
Strekkstyrke, σ_t	0
Residual strekkstyrke, σ_t	0
Dilatasjonsvinkel, Ψ	4°

6.1.2.4 Morene

Inngangsparametere i RocLab

Enaksiell kompresjonsstyrke

Etter grunnundersøkelsene er det rimelig å anta at morenen består av en nokså stor del finere materiale, men også større fraksjoner og muligens blokker. Ettersom det var et begrenset uttak av finere materiale er det vanskelig å si om dette er mykt eller hardt.

UCS verdier mellom 25-50 MPa er for bergarter klassifisert som medium sterkt og UCS for løsmasser kan i prinsippet variere svært mye (Stanford University, 2014). I og med at hardheten på det finere materialet og kombinasjonen av mengde fint og grovt materiale er veldig usikkert, er det antatt relativt gjennomsnittlige verdier for materialene etter ”Some Useful Numbers on the Engineering Properties of Materials” (Stanford University, 2014), og morenen har derfor fått tilegnet en UCS verdi på 35 MPa.

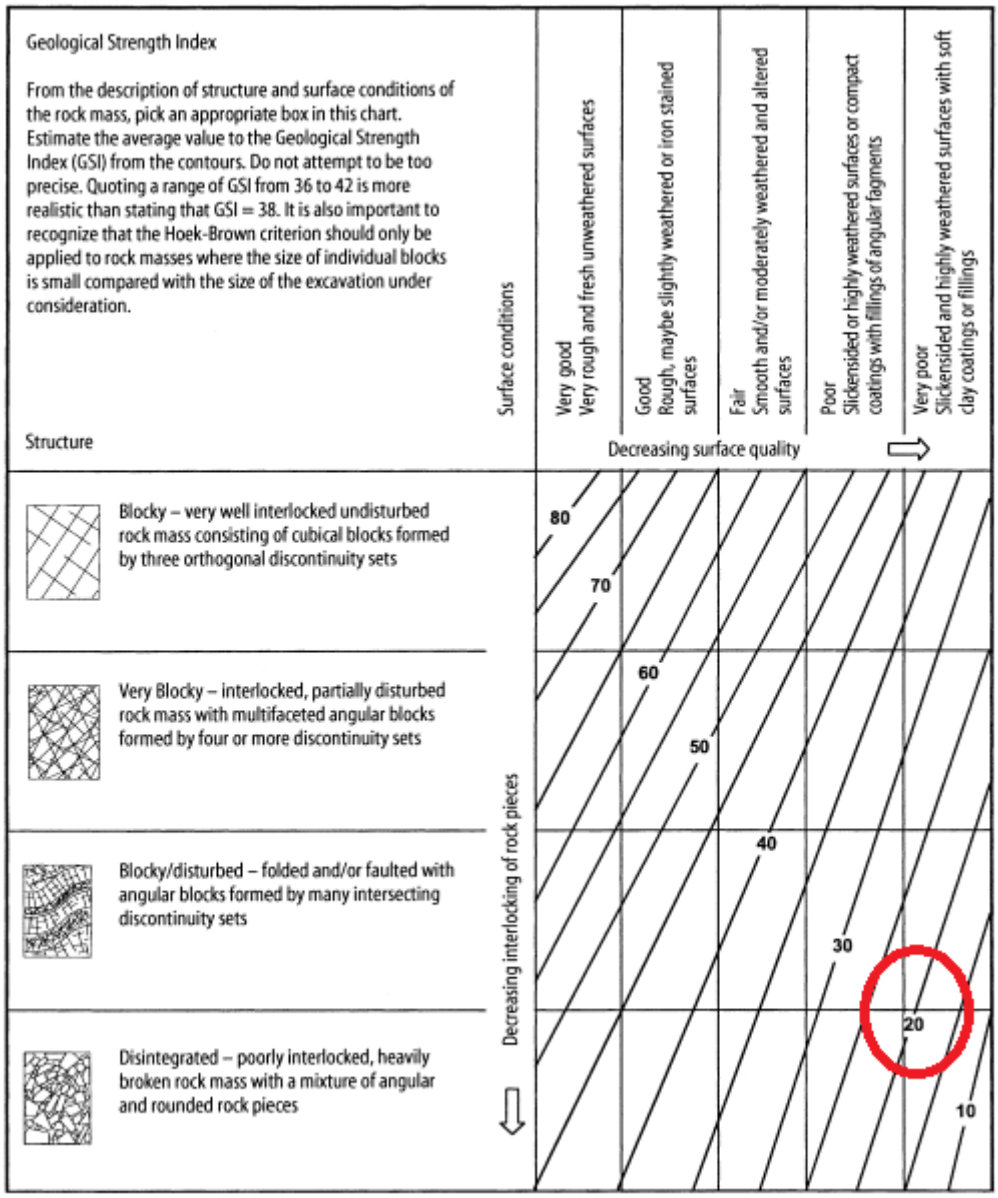
E-modul

Morene kan være svært varierende i sammensetningen, og det er derfor vanskelig å vurdere E-modulen ut i fra litteraturen. E-modulen for grusig sand er typisk 70-170 MPa. Fra tripple tube core drillingen er det kjent at løsmassene i røret bestod av mye grusig, kantet materiale, og det er antatt at finere masser er forsvunnet der rørene var tomme. Morene på vestsiden av banen har tidligere blitt karakterisert som sandig og grusig (Jernbaneverket, 2011). På bakgrunn av dette og overnevnte typiske verdier for grusig sand har morenen i modelleringen fått tilegnet en E-modul på 150 MPa. Den valgte E-modulen er i det øverste sjiktet av typiske verdier, med dette kan være rimelig da det også er indikert større fragmenter og blokker i morenen som antageligvis bidrar til stivere masser og økt E-modul.

GSI

Av det som lignet morene i tripple tube core drilling rørene var massene en blanding av oppløst kantet og avrundet materiale. Morenen har derfor fått en nokså lav GSI verdi på 20 som er typisk for kantet og avrundet materiale (se Figur 23). En GSI verdi på 20 er nokså rimelig med tanke på at NGI vurderte GSI-verdien i løsmasseområdet til en verdi på 25.

Det er usikkert om GSI-verdien fra NGI er en gjennomsnittsverdi eller om den representerer den dårligste GSI-verdien i området. For å ta utgangspunkt i ”et verste tilfelle” er GSI-verdien for den videre analysen satt til 20.



Figur 23. En GSI på 20 passer godt for bergmasser som består av løse, runde, kantete materialer og materialer av blokker. Det er dessuten rimelig å anta redusert overflatekvalitet da det er snakk om morenemateriale i en slags løsmassefylt renne. (Tabell: Hoek, 1998)

mi

Fra logging av kjerneprøver fra terreng så det ut til at morenematerialet bestod av fragmenter av blant annet kvarts og rombeporfyr. Derfor har mi-verdien blitt satt lik 20 som er nokså gjennomsnittlig for disse bergartene.

Parametere estimert i RocLab

Friksjonsvinkel og kohesjon

Med inngangsparametrene over fikk morenen en estimert kohesjon på 1,5 MPa og en friksjonsvinkel på 27°.

Andre inngangsparametere i Phase^2

Poissons forholdstall

I likehet med E-modulen er Poissons forholdstall også vanskelig å estimere uten tilgjengelig prøvemateriale. Derfor har morenen fått tilegnet en verdi på 0,3, som er relativt gjennomsnittlig for geologisk materiale. (Stanford University, 2014)

Enhetsvekt

Det er usikkert hva enhetsvekten til morenen er, da den består av ulike typer materiale og mengdeforholdene mellom fint og grovt materiale er vanskelig å bedømme etter grunnundersøkelsene. Etter sikteprøvene ble materialet i tripple tube core drilling rørene karakterisert som grusig materiale. På bakgrunn av det har enhetsvekten i modelleringen blitt satt til 0,019MN/m^3 som er typisk enhetsvekt for grusige løsmasser (Stanford University, 2014). I forbindelse med utbygging av et boligfelt på Øverås i Røyken ble den grusige morenen der vurdert til å ha tilsvarende enhetsvekt, noe som underbygger sannsynlighetene av parametervalget. (Stokkebø competanse AS, 2011)

Dilatasjonsvinkel

Dilatasjonsvinkelen, Ψ, til løsmasser kan estimeres med formelen Ψ = ϕ - 30°. (Fine civil engineering software, 2014). Dette gir en tilnærmet dilatasjonsvinkel i nærheten av 0°.

Residualkohesjon og residual friksjon

I likehet med løsmassene er det antatt at morenens residualkohesjon og residual friksjon er lik som kohesjon og friksjon, basert på prøveresultater testet på annen morene av student Margrete Øie Langåker. (Langåker, M. Ø., 2014).

Strekkstyrke

Det er antatt at strekkstyrken til morenen er 0 MPa.

Tabell 13. viser hvilke omtrentlige utgangsdata RocLab beregnet for morenen med overnevnte verdier, samt inngangsdata i Phase^2.

Tabell 13. Morenens inngangs- og utgangsdata for RocLab og $Phase^2$.

RocLab		**Phase2**
Inngangsdata	Utgangsdata	Inngangsdata
UCS = 35 MPa GSI = 20 m_i= 20 D = 0 E = 150 MPa	c = 1,5 MPa φ = 27°	E = 35 MPa ν=0,3 σ_t= 0 MPa φ = 27° φ_{res} = 27° c = 1,5 MPa Ψ = 0° $\sigma_{tresidual}$= 0 MPa $c_{residual} = 1{,}5\ MPa$ ɣ = 0,019 MN/m^3

6.1.3 Geometri

I modelleringen ble det gjort noen forenklinger på tverrsnitt og terrengoverflate. Det ble antatt at overflaten er helt flat og har lik helning langs alle tverrsnitt og lengdesnitt. I praksis vil det være små ujevnheter langs overflaten, men dette utgjør antageligvis ikke store forskjeller i modelleringens resultat. Tunnelens geometri er valgt ut i fra sikringstegninger mottatt fra Jernbaneverket (Se Vedlegg H – Sikring i lengde- og tverrsnitt) som viser at tunnelen har en omtrentlig radius på 7,65 m og en sentrert høyde på 7,65 + 3,05 m. For å unngå endeeffekter er modellen ekstrapolert i lengderetningene, slik at lagtykkelse og lagforhold er konstante ved modellens ender.

6.1.4 Bruddkriterium

Bruddkriteriet benyttet i 2D modelleringen er Mohr-Coulombs bruddkriterium. Ettersom det var planlagt å gjøre parameterstudier for morenens egenskaper, deriblant friksjon, var det

enklest å benytte overnevnte bruddkriterium da at dette tillater studie av parameterne direkte i modellen. Etter diskusjon med veileder, Bjørn Nilsen (2014), ble det i tillegg vurdert at Mohr-Coulombs bruddkriterium egnet seg godt til analysen. For mer informasjon om bruddkriteriet vises det til kapittel 2.4.1.1 Mohr-Coulomb kriteriet.

6.1.5 Spenninger

Det forekommer ingen tilgjengelige spenningsmålinger fra problemområdet. Da store deler av de geologiske enhetene er løsmasser er det imidlertid rimelig å anta at spenningene i massene er lave. Derfor har det blitt benyttet isotrope spenninger og gravitasjonskrefter i modelleringen. Etter veiledningsmøte med Bjørn Nilsen og Quoc Nghia Trinh (2014) ble det konkludert med at det var rimelig å modellere med et spenningsforhold mellom horisontal- og vertikalspenninger lik 1.

6.1.6 Stegvis drift

Tunnelen i Holmestrand ble utsprengt med 1 meters salver og deretter sikret med stålbuer/armeringsnett og sprøytebetong omtrent 1m bak stuff. Toppskiva ble sprengt ut først, og deretter ble bunnskiva sprengt ut i større salvelengder. Det var omtrent 4 m kontinuerlig forskjell i fremdrift på toppskiva og bunnskiva. Den stegvise driften har blitt tatt hensyn til i modelleringen av både rørparaply og forbolter.

6.1.7 Sikring og sikringstrykk

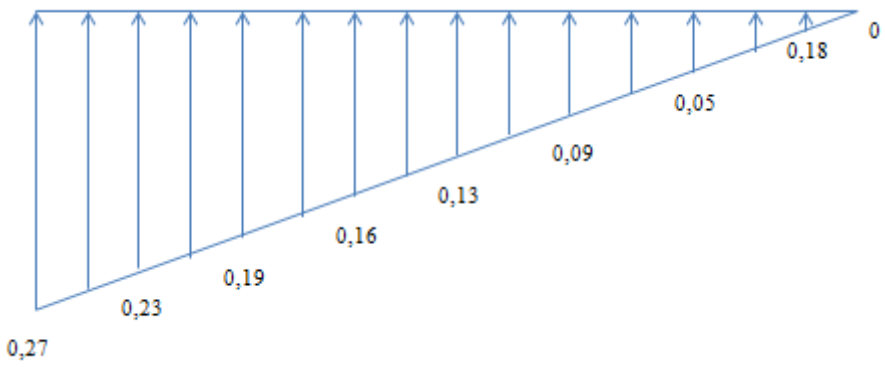
6.1.7.1 Rørparaply

Rørparaplyen som ble installert i Holmestrand bestod av 15 m lange ø114 mm stålrør med en indre radius på 106 mm. For å unngå brudd i skjøtene ble paraplyens stivhet økt med installasjon av 12 m lange ø32 mm kamstål inne i paraplyrørene. Fra Pretecs produktblad er kapasiteten på kamstålet om lag 350 kN (Pretec, 2014). Paraplyrørene har en kompresjonsstyrke på 510MPa (Müller+Hereth, 2013). Med et stålareal på 1382 mm^2 vil stålrøret dermed ha en kapasitet på ca. 700 kN. Addert blir det totale rørets kapasitet minst 1 MPa. (Se vedlegg I - Kapasitetsberegninger)

Foreløpig er det imidlertid ingen tilgjengelig metode for å beregne kapasiteten på et rørparaplysystem (Trinh, Q. N., 2014). Derfor ble det valgt å benytte estimerte sikringstrykk fra tidligere 2D analyser. Rørparaply og forbolter er dessuten ingen direkte sikringsvalg i modelleringsprogrammet Phase^2. Av den grunn ble rørparaplyen modellert som sikringstrykk langs tunnelhengen i lengdeprofilet. 2D modellering tillater altså ikke modellering av rørparaplyen direkte, noe som derimot er mulig med 3D modellering. Likevel viser forskning at 2D rørparaply/forbolting-modeller gir nyttige resultater og gode grunnlag for analyse av svakhetssoner (Trinh, Q. N., Broch, E., 2008).

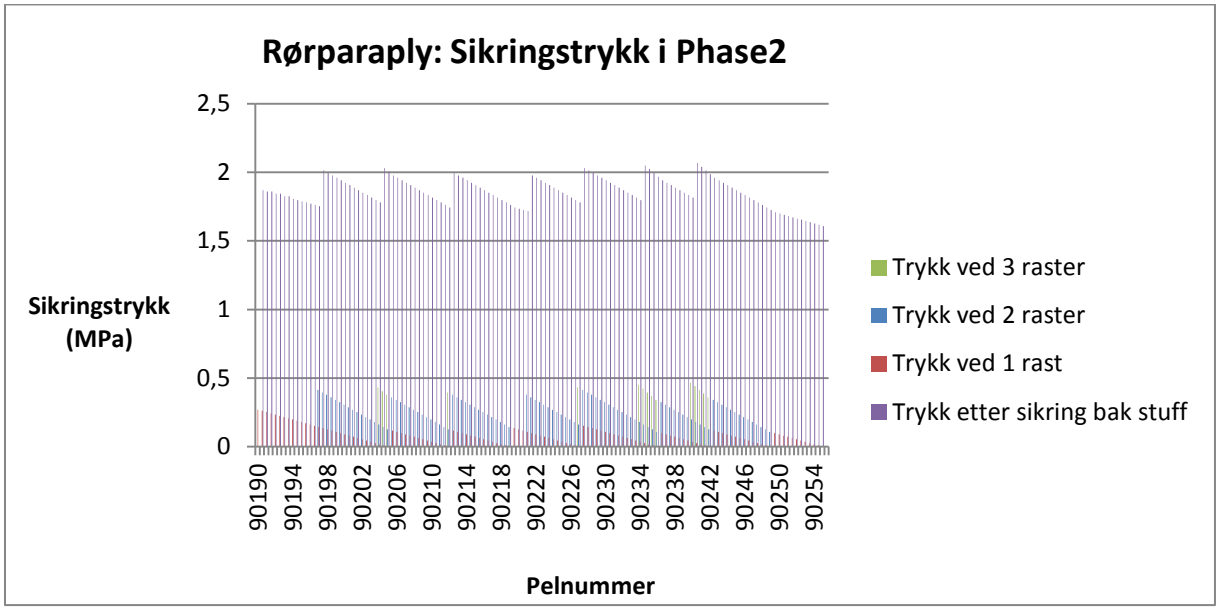
Sikringstrykket til rørparaplyen ble modellert som triaksielle sikringstrykk, da det antas at sikringstrykket endres med posisjon relativt til driveretning (se kapittel 2.4.3.1 Radiell deformasjon og indre trykk i usikret tunnel). Ved å se sikringstrykket relativt til tunnelkonvergens vil dermed sikringstrykket i stavene reduseres fra maksimalt sikringstrykk ved stuff til null sikringstrykk ved stavens ende foran stuff. Det er antatt at rørparaplyen kan utøve et maksimalt sikringtrykk på 0,27 MPa, etter foreslåtte estimerte verdier av Trinh & Broch (2008).

Sikringsmonteringen i modellen er modellert etter den faktiske stegvise driften. Det vil si at alle trykk som er modellert forandres etter hvert som ekstra sikring monteres. Det første trykket som ble lagt inn per meter tilsvarer trykket til rørparaplyen avhengig av posisjon på rør (se Figur 24).



Figur 24. Figuren illustrerer antatt trykkfordeling langs rørparaplyen i MPa. Da rørparaplyen var 15 m lang ble den montert som et 15 m langt triaksialt sikringstrykk.

Den første meteren foran stuff fikk en triaksial last fra 0,27 MPa til 0,25 MPa. Etter hver som driften gikk fremover, og samme pelnummer havnet 1 meter bak stuff, ble trykket økt slik at det totale sikringstrykket tilsvarte rørparaplytrykket i samme meter pluss sikringstrykket fra buer og sprøytebetong. Der boltene er installert i flere raster har trykket fra samtlige staver blitt addert. Figur 25 viser modellerte trykk og trykkforandringer for rørparaplyen for samtlige pelnummer. Utregninger og trykkdata er vedlagt i Vedlegg J – Trykkberegninger. Estimerte sikringstrykk for sprøytebetong og buer, samt modellering av injeksjon gjennomgås senere i kapittelet.



Figur 25 Modellert sikringstrykk for rørparaplyen i $Phase^2$. Gjennomsnittlig totalt sikringstrykk med samtlige raster ble omtrent 1,7 MPa.

I modellen er en rørparaply modellert for omtrent hver 7. tunnelmeter, tilsvarende faktisk utført sikring etter mottatte sikringstegninger fra Jernbaneverket (Se vedlegg H – Sikring i lengde- og tverrsnitt).

6.1.7.2 Forbolter

Forboltene som ble vurdert som sikringsalternativ til rørparaplyen var av typen injiserbare Ischebeck stag. I og med at metoden ikke ble realisert i prosjektet ble det heller ikke bestemt dimensjoner på forboltene. De tilgjengelige typene Ischebeck stag finnes i Tabell 14.

Tabell 14. Tabellen viser hvilke typer ischebeckstag som er tilgjengelig på markedet samt deres dimensjoner og egenskaper. (Tabell: De neef, 2004)

Tekniska data - dimensioner, hållfasthetsparametrar och tvärsnittskonstanter - för olika typer av injekteringsstålet Ischebeck TITAN (NB: 30/14, 73/56 och 130/60 tillverkas efter beställning)

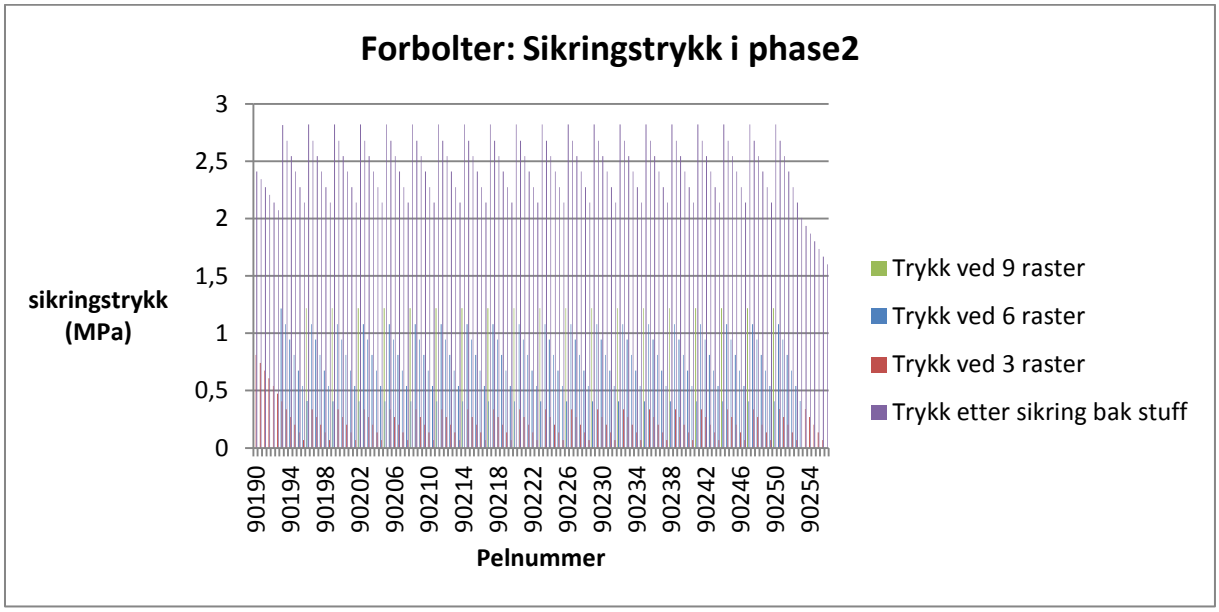
	TITAN 30/16	TITAN 30/14	TITAN 30/11	TITAN 40/20	TITAN 40/16	TITAN 52/26	TITAN 73/56	TITAN 73/53	TITAN 73/45	TITAN 103/78	TITAN 103/51	TITAN 130/60
Ytterdiameter d_y [mm]	30	30	30	40	40	52	73	73	73	103	103	130
Innerdiameter d_i [mm]	16	14	11	20	16	26	56	53	45	78	51	60
Tvärsnittsarea A [mm^2] 1)	382	395	446	726	879	1337	1400	1631	2260	3146	5501	9540
Sträckgräns f_{yk} [N/mm^2]	470	556	580	590	590	550	560	590	510	570	500	550
Sträcklast P_y [kN]	180	220	260	430	525	730	785	970	1180	1800	2726	5250
Brottlast P_b [kN]	220	260	320	539	660	929	1194	1160	1630	2282	3460	7940
Tillåten tvärkraft V_{till} [kN] 2)	56	69	81	134	164	228	245	303	369	563	852	1641
Tröghetsmoment I_s [cm^4] 3)	2,37	1,88	2,24	7,82	8,98	25,6	70,2	78,5	97,6	317	425	1153
Böjmotstånd W [cm^3]	1,79	1,47	1,71	4,31	4,84	10,5	20,0	22,4	27,9	63,2	86,3	183,8
Plastiskt böjmot-stånd W_p [cm^3]	2,67	2,30	2,78	6,70	7,83	16,4	28,1	32,1	41,9	89,6	135,0	293,4
Böjstyvhet EI_s [kNm^2] 4)	4,98	3,95	4,70	16,42	18,86	53,76	147,42	164,9	205,0	665,7	892,5	2421,3
Massa per meter M [kg/m]	2,7	2,9	3,3	5,6	7,0	10,0	11,1	12,3	17,8	24,9	43,4	75,0
Gångans riktning (V eller H)	V	V	V	V	V	V / H	H	H	H	H	H	H
Diameter skarv-hylsa d_s [mm]	38	38	38	54	54	70	89	89	89	123	132	178

1) Tvärsnittsarean A beräknas från stagens massa och skiljer sig därför från $A = \pi(r_y^2 - r_i^2)$.
2) Tillåten tvärkraft beräknad till $V_{till} = T_s / 1,6$ med total säkerhetsfaktor (skjuvkraften enligt praxis satt till $T_s = P_y / 2$).
3) Tvärsnittskonstanter (I, W, W_p) beräknas från effektiv ytterdiameter (skiljer sig något från angiven ytterdiameter).
4) Böjstyvheten EI_s är beräknad med en oreducerad elasticitetsmodul för stålet, dvs E_s = 210 GPa.

Under drift av tunnelen under Akersgata i Oslo ble det benyttet Ischebeck Titan 30/11, 40/20 og 40/16 stag rundt tunnelprofilet (Huth & Wien Engineering AS, 2013). I og med at tunnelen i Holmestrand har en relativt lik geologi, men et betydelig mye større tunneltverrsnitt, er det rimelig å anta at forboltene der burde vært av noe større dimensjoner enn benyttet under Akersgata. Dersom man sammenligner kapasiteten på forboltene med kapasiteten på paraplyrørene er det kanskje rimelig å anta at man burde valgt forbolter av typen 52/26, som har en bruddlast på oppimot 1000 kN.

Som nevn ble ikke dimensjonen på forboltene bestemt og et detaljert sikringsdesign i forhold til hvordan forboltene ville blitt installert er heller ikke tilgjengelig, men det ble foreslått at

forboltene antageligvis burde blitt satt i 2-3 raster med 6 m lengde. Det kan virke litt mye med tre raster, men det er ikke usannsynlig at det ville fungert dersom man for eksempel installerte de med ulik avstand bak stuff. Trykkmodelleringen ble gjort på samme måte som for rørparaplyen, men da med tre raster i stedet for en. Det gjennomsnittlige totale sikringstrykket ble dermed noe høyere for forboltene enn for rørparaplyen, om lag 2,5 MPa.



Figur 26. Modellert sikringstrykk for forboltene i $Phase^2$.

6.1.7.3 Sprøytebetong, stålbuer og gitterbuer

Når det gjelder sikringstrykk fra buer og betong er disse blitt estimert i programmet RocSupport, som er en del av programvarepakken til RocScience.

I RocSupport er det mulig å lage enkle geologiske tunnelmodeller for å estimere deformasjon og sikringstrykk, samt vurdere interaksjonen mellom berg og sikring. Programmet bygger på en rekke antagelser som er listet under (RocSupport, 2009):

- Sirkulær tunnel
- Hydrostatisk spenningsfelt

  σ_z = ρgz,

  Der:

  σ_z = Hydrostatisk spenning

ρ = Tettheten til bergmassen (kg/m^3)

g = gravitasjonskonstant (m/s^2)

h = høyden av bergmassen (m)

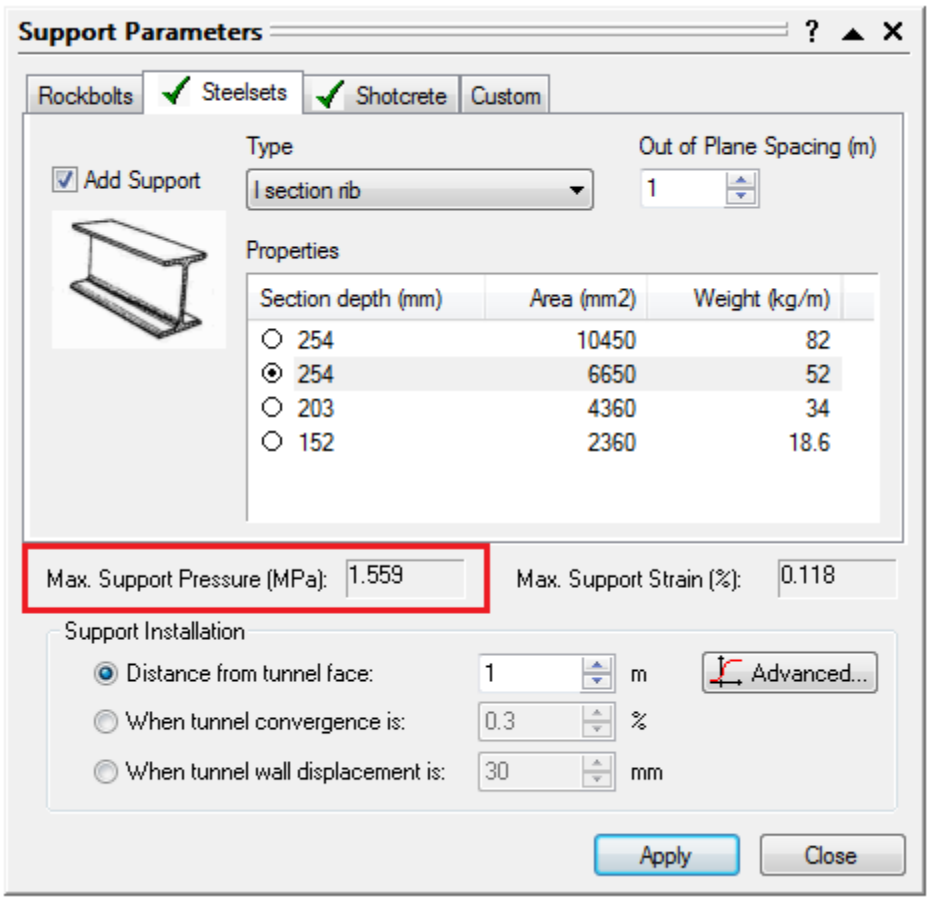
- Isotrop og homogen geologi
- Elastisk – perfekt plastisk sikringsrespons
- Sikringen modelleres som et ekvivalent uniformt indre trykk omkring hele tunnelens omkrets
- Sprøytebetong og buer monteres som lukkede ringer
- Bergbolter installeres omkring hele tunnelomkretsen

For en gitt geologisk modell kan man, i RocSupport, velge blant et utvalg av tradisjonell sikring, blant annet ulike typer sprøytebetong, bolter og buer. Ved hjelp av Hoek og Brown (1980) og Brady og Brown (1990) sine sikringsligninger blir sikringens stivhet og kapasitet estimert.

Sikringen bak stuff bestod i hovedsak av stålbuer og sprøytebetong. Det ble også satt enkelte bolter i sideberget, men disse hadde antageligvis ikke stor betydning for stabiliteten til løsmassene i taket. Derfor er disse neglisjert i lengdesnittsmodelleringen av rørparaply og forbolter.

Det er vanskelig å bestemme kapasiteten til sprøytebetongen, da denne forbedres i takt med at den herdes. I tillegg er det begrenset med valg av tykkelseskombinasjoner og tørkedager i RocSupport. Sprøytebetongen i Holmestrand var 30 cm tykk. I analysen ble det derfor valgt en sprøytebetongtykkelse med tilsvarende tykkelse og kapasitet etter 28 dager. For en mer nøyaktig modellering burde kapasiteten på sprøytebetongen endres med utgravingsstegene i Phase^2-modellen, men i og med at denne endringen har liten innvirkning på langtidsstabiliteten i tunnelen er den neglisjert.

Når det gjelder stålbuene er det i Holmestrand benyttet HEB200 buer med vekt 63,1 kg/m og areal 78,1 cm^2. Akkurat denne buen er ikke valgbar i RocSupport. Derfor er det valgt en lignende bue med noe lavere kapasitet, for ikke å gjøre et overslag av sikringskapasiteten. Det maksimale sikringstrykket til sprøytebetong og buer ble estimert i RocSupport til om lag 1,6 MPa, der sprøytebetongen tilføyde omtrent 1,3 MPa.



Figur 27. Kapasiteten på stålbuer og sprøytebetong estimert i Rocsupport.

Når det gjelder gitterbuer foreslår RocSupport at trekantede gitterbuer har et maksimalt sikringstrykk på omtrent 0,1 MPa. I og med at de estimerte sikringstrykkene til forboltene er relativt usikre, og at de ulike buene har et nokså likt sikringstrykk, er det gjort en forenkling i modelleringen slik at det er benyttet samme sikringstrykk for gitterbuer som for stålbuer.

6.1.7.4 Injeksjon/Forbedret materiale

Både forboltene og paraplyrørene er i praksis injiserbare. Det var vanskelig å integrere effekten av sementinjeksjon i trykkmodelleringen. Derfor ble rørskjermen og forboltene modellert som en kombinasjon av stegvis trykkforandring og injisering. Det vil si at omliggende morenemateriale i takt med sikringsinstallering ble omgjort fra morene til injisert/forbedret materiale.

Erfaringsmessig er det vanskelig å si noe sikkert om hvor godt injeksjonsmassen sprer seg i ulike bergmasser. Dessuten opplevde ingeniørgeologene i Holmestrand at sementen til tider ga utgang på stuff (Jernbaneverket, 2013). For å ta hensyn til dette er det foretatt modellering med varierende egenskaper for det forbedrede materialet som skal representere morene injisert med sement. Parametrene til det forbedrede materialet er vurdert etter morenen og sementens egenskaper. Müller+Hereths (2013) estimerte parametere for sprøytebetongen. Disse er vist i tabellen under, og det er antatt at injeksjonssementen har tilnærmet like egenskaper.

Tabell 15. Tabellen viser egenskaper for sement hentet fra Müller+Hereths tekniske rapport (Müller+Hereth, 2013), estimerte egenskaper for morene og antatte egenskaper for det forbedrede materialet. Tallene 50/50, 20/80 og 80/20 representerer forholdet mellom henholdsvis sprøytebetong og morene.

Parametere	**Sement**	**Morene**	**Forbedret materiale 50/50**	**Forbedret materiale 20/80**	**Forbedret materiale 80/20**
E-modul	20 000 MPa	150 MPa	10075 MPa	4120 MPa	16030 MPa
Friksjonsvinkel	-	27°	36°	31°	41°
Poissons forholdstall	0,15	0,3	0,2	0,27	0,18
Kompresjonsstyrke	40 MPa	35 MPa	37,5 MPa	32MPa	38 MPa
Strekkstyrke	2 MPa	0	1 MPa	0	2 MPa
Enhetsvekt	0,024 MN/m3	0,019 MN/m3	0,021 MN/m3	0,020 MN/m3	0,023 MN/m3
Kohesjon	-	1,5 MPa	4 MPa	2,5 MPa	6 MPa

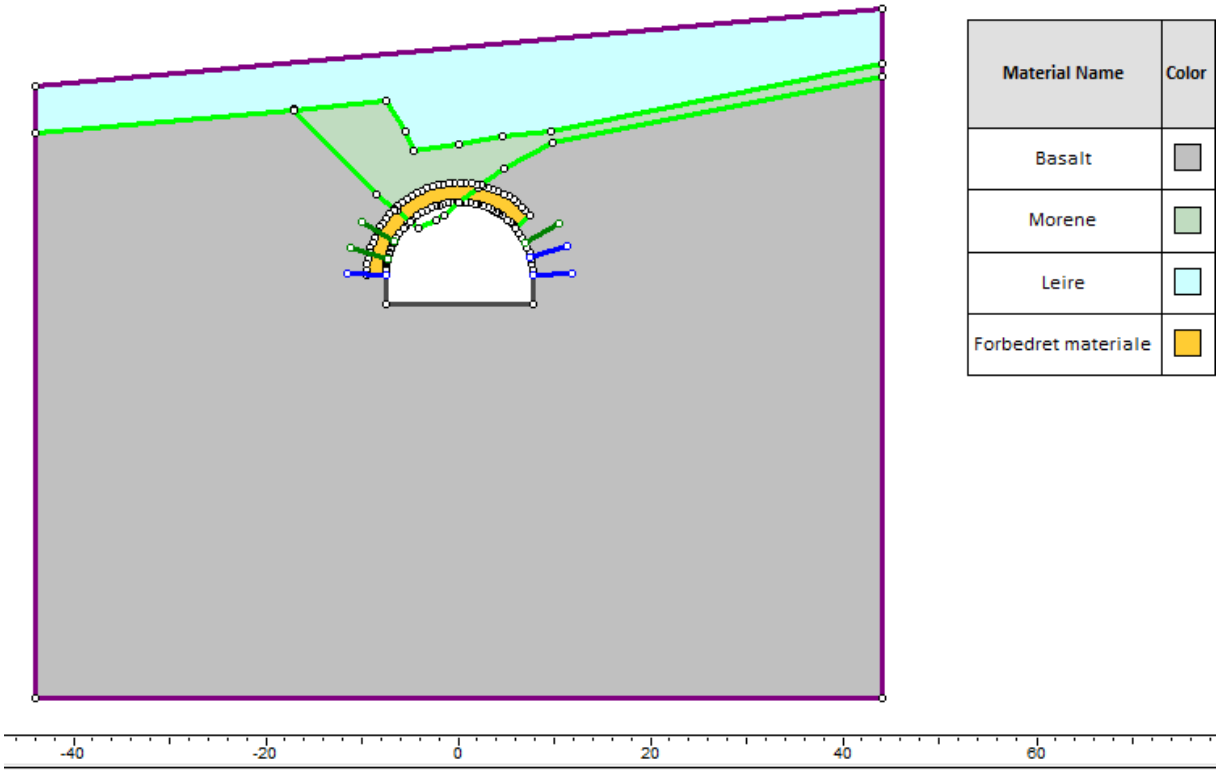
I tillegg til parametere estimert av Müller+Hereth (2013) er det tatt utgangspunkt i at friksjonsvinkelen på sprøytebetongen er omtrent 45° og at kohesjonen er 7 MPa, som er typiske sprøytebetongparametere etter Mao, D., Nilsen, B. og Lu, M. (2011).

Når det gjelder kompresjonsstyrken til injeksjonssementen skal den, etter Statens Vegvesens håndbok 025, være minst 35 MPa. En kompresjonsstyrke på 40 MPa virker derfor rimelig.

Når det gjelder dilatasjonsvinkel, residual kohesjon, residual strekkstyrke og residual friksjonsvinkel er disse estimert på samme måte som for løsmassene, og har henholdsvis fått

følgende verdier: 6°, 4 MPa, 0 MPa og 36° for 50/50 tilfellet og 1°, 2,5 MPa, 0 MPa og 31° for 20/80 tilfellet og 11°, 6 MPa, 0 MPa og 41° for 80/20 tilfellet.

Som nevnt er det vanskelig å forutsi hvor godt injeksjonssementen vil spre seg. Derfor er det gjort en antagelse om at den sprees like langt foran stuff og like høyt over stuff som gjeldende paraplyrør/forbolt rekker. For tverrsnittene det forbedrede materialet da modellert som en bue om tunnelhengen der rørparaplyen ble satt (Se Figur 28).



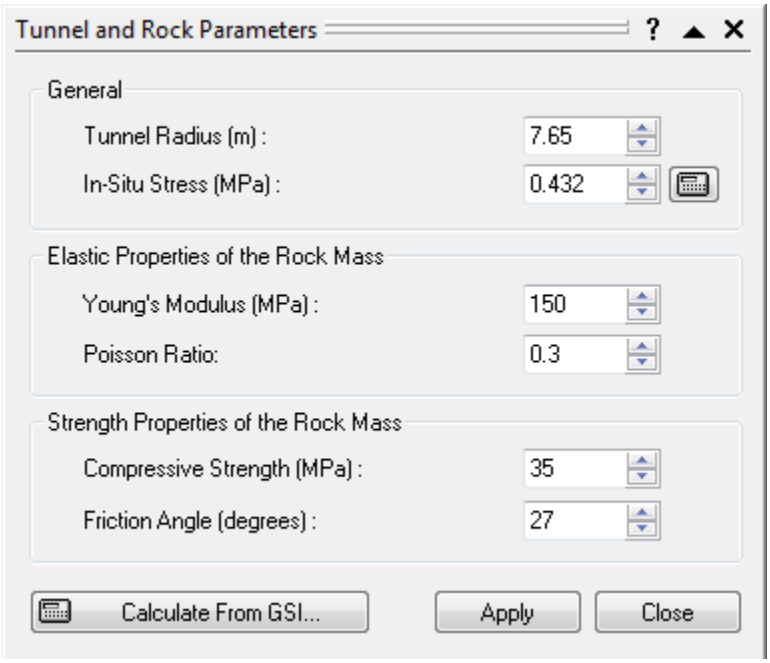
Figur 28. Illustrasjon av modellering med forbedret materiale (gult felt) i tverrsnitt 90213.

6.1.7.5 Likevektstrykk

For å gjøre en vurdering av tilstrekkelig sikringstrykk i løsmasseområdet ble det modellert en svært enkel geologisk modell i RocSupport. I dette analyseprogrammet er det kun mulig å modellere med en type bergmasse. Med modellering med basalt og deretter rombeporfyr, med samme geotekniske parametere som i kapittel 6.1.2., så tunnelen i begge tilfeller ut til å være stabil og viste 0 % tunnelkonvergens. I og med at morenen og det intakte omliggende berget har svært ulike bergartsparametere ble det vanskelig å lage en kombinert modell. Fokusområdet er dessuten på løsmassene i tunnelhengen, og det virket mest naturlig å fokusere på bare en modell med morenens bergartsparametere. Det er imidlertid viktig å legge

merke til at RocSupport baserer seg på en rekke antagelser som ikke er helt i tråd med tunnelens egentlige forhold (Se kapittel 6.1.7.3 Sprøytebetong, stålbuer og gitterbuer). Dessuten er de geologiske forholdene i modellen mye dårligere enn de er i virkeligheten, da morenemassene kun befant seg i tunnelhengen og ikke hele tverrsnittet som er en antagelse i RocSupport.

Inngansparametrene som ble benyttet for modellering av morenen i RocSupport er vist i Figur 29 og er basert på de geotekniske parameterne estimert for morenen i delkapittel 6.1.2.4 Morene.

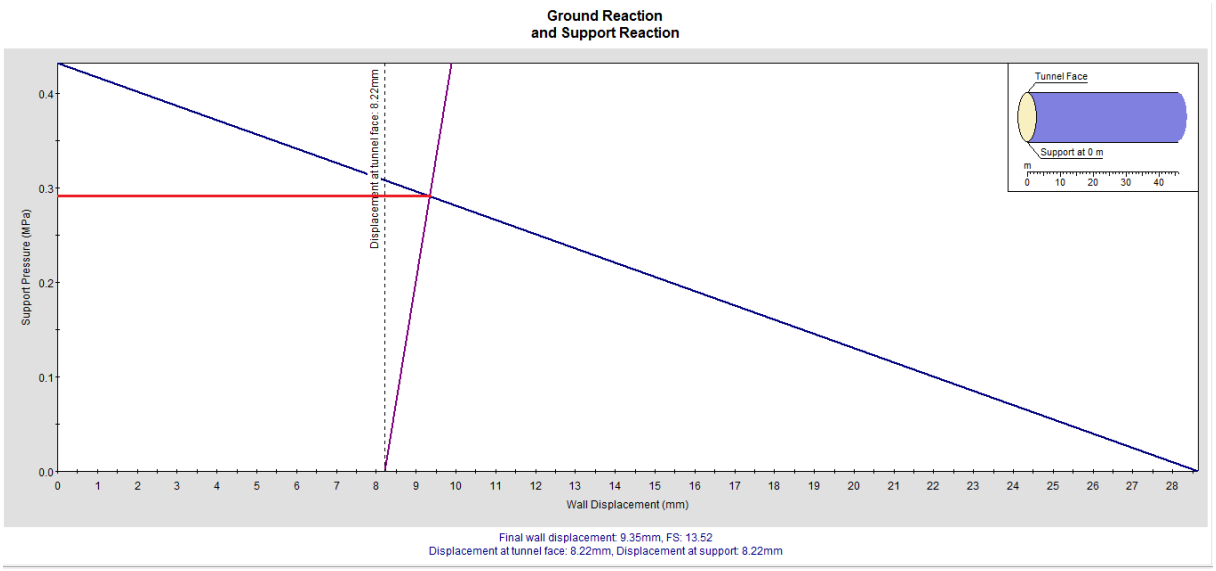


Figur 29. Inngangsparametere i RocSupport.

I og med at det ikke er mulig å modellere med rørparaply/forbolter i RocSupport ble likevektstrykket funnet ved modellering av bergbolter med tilsvarende c/c forhold som rørparaplyen.

Analysen i RocSupport viser at trykket ved likevekt mellom modellert sikring og berg var om lag 0,28 MPa (se Figur 30). Dersom man sammenligner dette likevektstrykket med gjennomsnittlig totalt sikringstrykk for rørparaply og forbolter burde disse sikringstrykkene være mer enn høye nok for å holde løsmassene innenfor en deformasjon på 9 mm og for at sikringen skal kunne påta seg en viss sikringsdeformasjon. Vel og merke blir det noe upresist

å sammenligne Rocsupport modellen med virkeligheten da de geologiske forholdene og sikringen er ganske ulik.



Figur 30 Figuren viser bergets responskurve og sikringens responskurve for morenemodellen i RocSupport med all sikring 1 m bak stuff. Den røde linjen viser at likevektstrykket mellom sikring og bergmasser er omtrent 0,28 MPa, og at morenens totaldeformasjon ved likevekt var 9 mm.

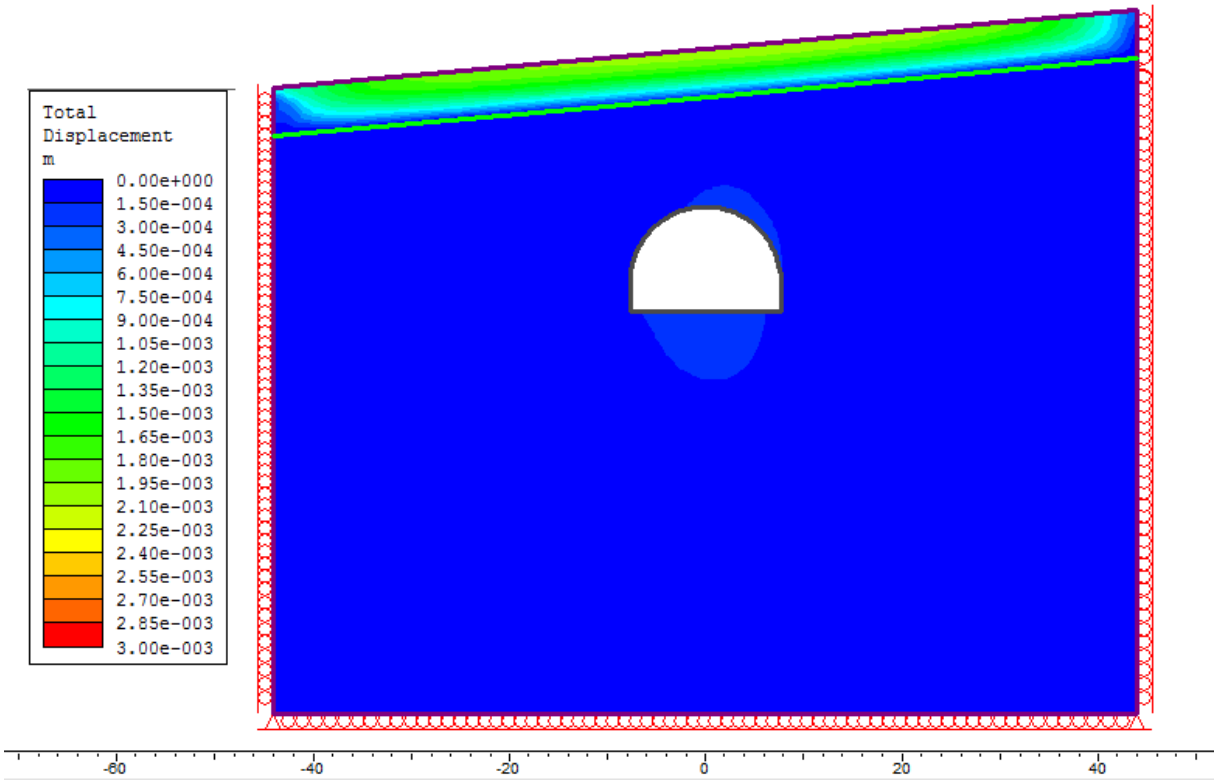
6.1.7.6 Bergbolter

I veggene på det intakte berget ble det i Holmestrand montert bergbolter av typen Pretec i 3 og 4 meters lengder som illustrert på sikringstegningen i Vedlegg K – Utført sikring. Tilsvarende bolter ble installert i tverrsnittene, og kapasiteten ble beregnet direkte i Phase^2 basert på Brown (1980) og Brady og Brown (1990) sine sikringsligninger. Ettersom bergboltene ikke er installert i løsmassene ble disse neglisjert i lengdesnittet.

6.1.8 ”Bjelkeeffekten”

Den nordlige delen av tunnelstrekket går gjennom basalt, før løsmassene treffer hengen lengre sør. Bjelkeeffekten måtte tas hensyn til i området med intakt berg før løsmassene inntraff (se kapittel 2.4.3.3. Bjelkeeffekten).

I lengdesnittet er forholdene mellom lagtykkelsene på geologien relativt like der bjelkeeffekten måtte korrigeres for (se Figur 22). På grunnlag av dette ble den totale deformasjonen i hengen antatt lik langs hele lengdesnittet med basalt som er berørt av bjelkeeffekten, og det ble modellert et gjennomsnittlig tverrsnitt for dette området. Resultatene etter simulering er vist i Figur 31. Den totale deformasjonen i hengen ble omtrent 0,3 mm. I områder der bjelkeeffekten måtte korrigeres for ble derfor vertikaldeformasjonen satt til maksimalt 0,3 mm.



Figur 31 Figuren viser resultatene etter simulering i $Phase^2$. Den grønne linjen viser laggrensen mellom de geologiske enhetene; basalt som tunnelen går gjennom og løsmasser ved terrengoverflaten.

Under analysen viste det seg imidlertid at bjelkeeffekten også måtte korrigeres for i enkelte områder med løsmasser. Det var kun mulig å ekskavere omtrent 5 m med rørparaply (sikringstrykk) før bjelkeeffekten slo inn og ga modellen usannsynlig høye deformasjoner. Det vil si at det ble nødvendig å angi en maksimal deformasjon også for morenen som lå i forkant av utgravingsområdet som ble studert for deformasjonsutvikling. Denne deformasjonsbegrensningen ble vurdert etter analyse av maksimaldeformasjoner i tverrsnitt 90227 og 90213 uten sikring. Ettersom tverrsnittene ga relativt lave deformasjoner under tørre

vannforhold ble de samme deformasjonsbegrensningene benyttet for morenen som for basalten. I utgangspunktet burde deformasjonsbegrensningen i morenen blitt satt noe lavere, men i og med at deformasjonene var såpass lave for begge materialene antas det at det utgjør liten forskjell på deformasjonsutviklingen.

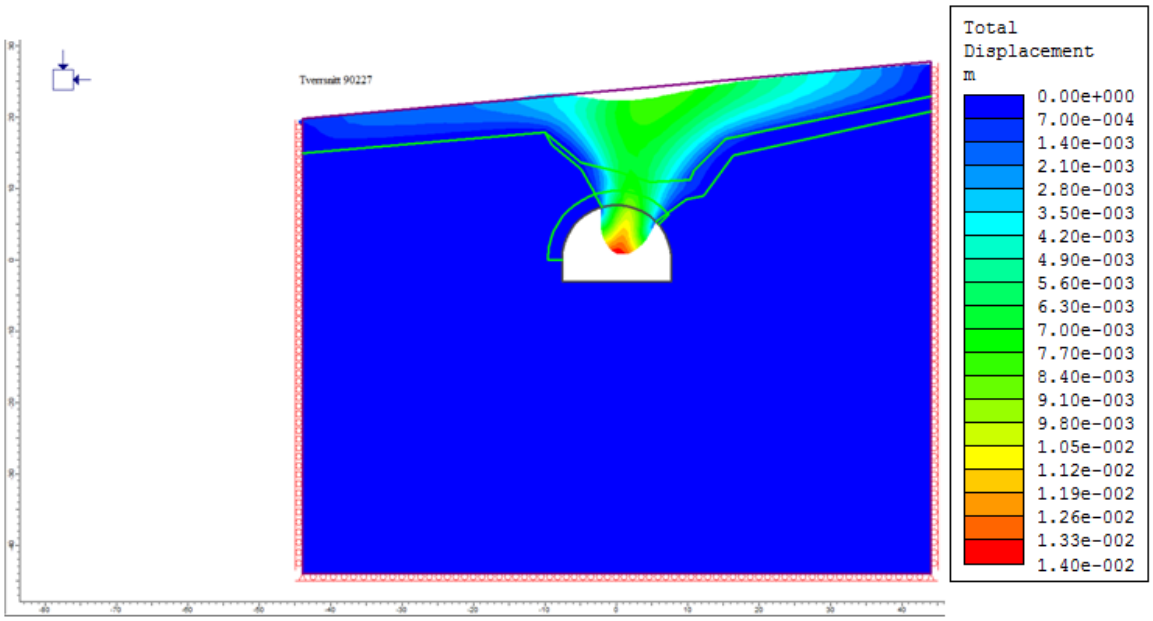
6.2 Analyse

I analysekapittelet blir det gjennomgått resultater fra simulering av tverrsnitt 90213, 90227 og lengdesnittet. Analysen tar for seg deformasjoner i snitt med og uten sikring, deformasjonsforskjeller ved de ulike sikringsmetodene, forbolter og rørparaply, samt parameterstudier med hensyn på E-modul og friksjonsvinkel, vannforhold og injeksjonsforhold. Med mindre annet er nevnt er det i alle analyser antatt et sement/morene forhold på 20/80.

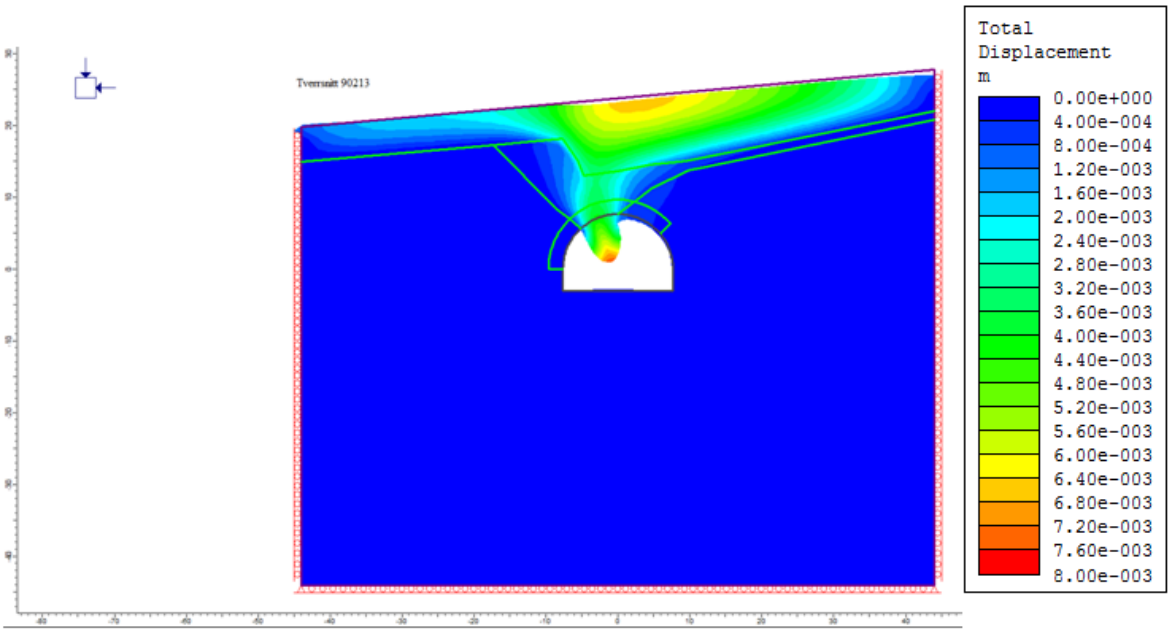
6.2.1 Tunnelen uten sikring

Figur 32 og Figur 33 viser estimerte deformasjoner i henholdsvis tunneltverrsnitt 90227 og 90213 ved tørre vannforhold. Deformasjonen i hengen til tverrsnitt 90227 ble omtrent 1,4 cm, og deformasjonen i hengen til tverrsnitt 90213 var cirka 8 mm. Dette er i utgangspunktet ikke spesielt store deformasjoner med tanke på at det er løsmasser i hengen. Deformasjonene steg imidlertid drastisk med økende vannforhold (Se Figur 34 og Figur 35). Etter simulering med et antatt grunnvannspeil 2 m under terrengoverflaten gikk deformasjonene opp til meterskala. Maksimaldeformasjonen i tverrsnitt 90227 ble da estimert til 1,3 m og deformasjonen i tverrsnitt 90213 ble ca. 2,25 m.

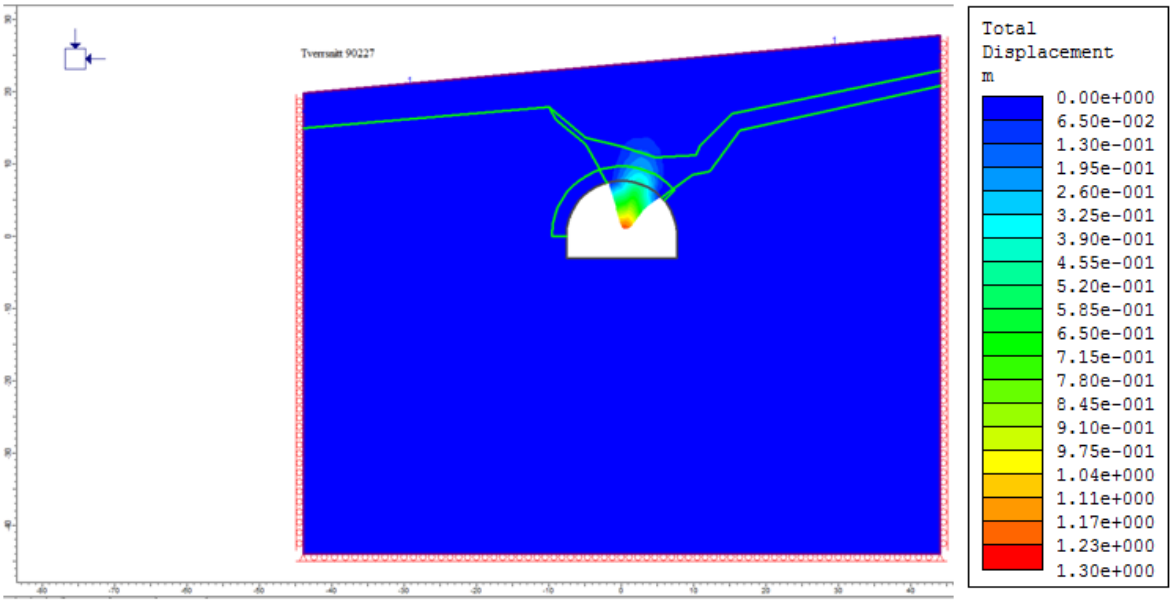
Man kan merke seg at disse resultatene bare gjelder for et par tverrsnitt, og at deformasjonene sannsynligvis varier langs lengdesnittet av tunnelen avhengig av dimensjonen på løsmassene i tverrsnittene. Dette viser uansett at løsmasseområdet uten sikring gir deformasjoner i hengen og at det vil være nødvendig med sikring for å være sikker på at tunnelen ikke vil kollapse.



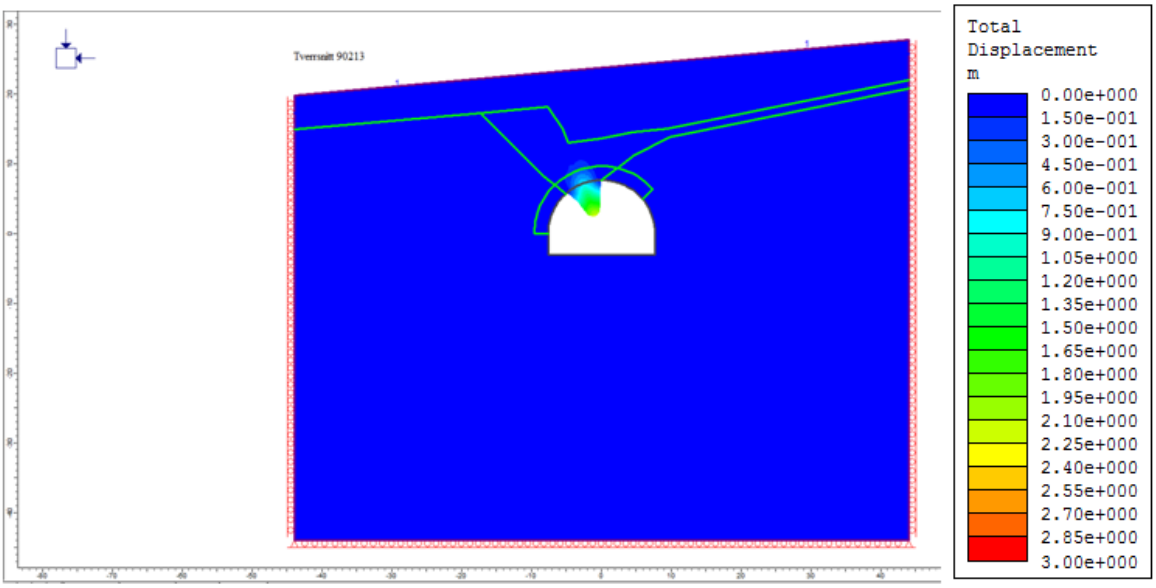
Figur 32 Deformasjoner i tverrsnitt 90227 uten sikring under tørre forhold.



Figur 33 Deformasjoner i tverrsnitt 90213 uten sikring under tørre forhold.



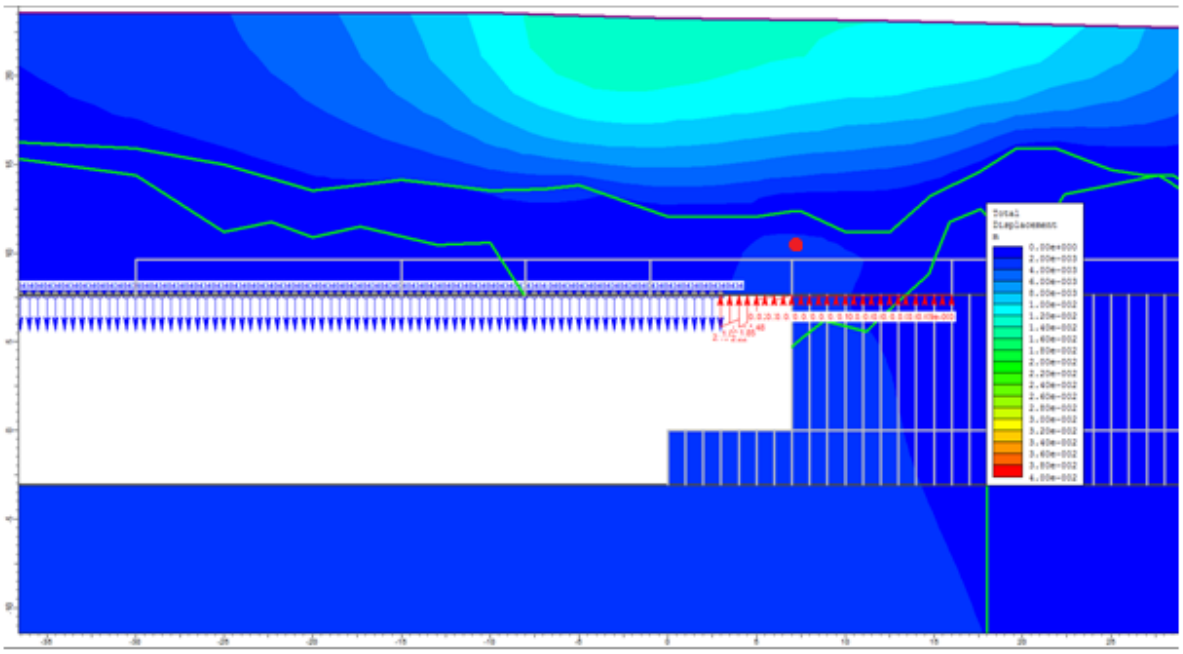
Figur 34 Deformasjoner i tverrsnitt 90227 uten sikring med grunnvannsspeilet et par meter under terrengoverflaten. Maksimal deformasjon i hengen ble omtrent 1,3 m.



Figur 35 Deformasjoner i tverrsnitt 90213 uten sikring med grunnvannsspeilet et par meter under terrengoverflaten.

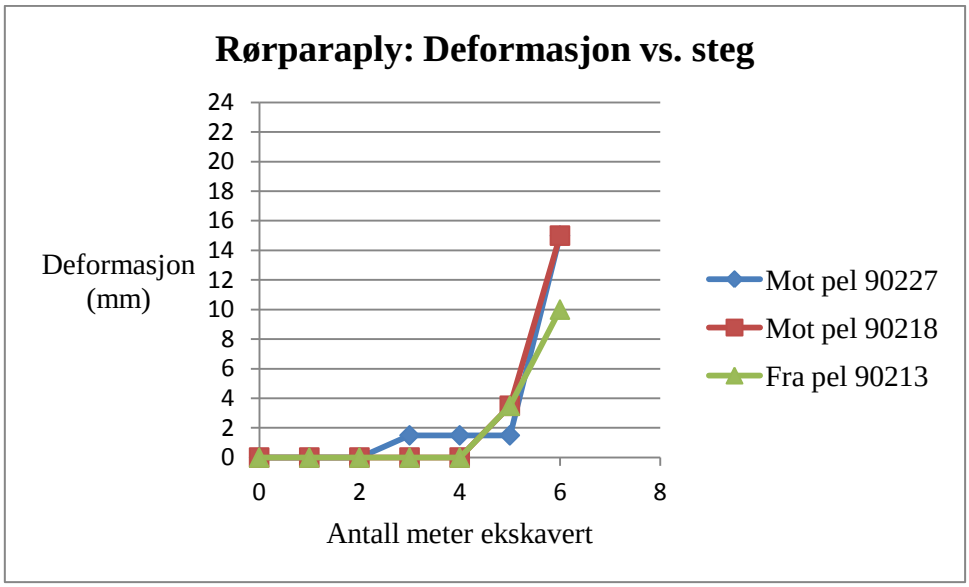
6.2.2 Rørparaply vs. Forbolter

For å studere deformasjonen i lengdemodellene ble det valgt å ta for seg et gitt punkt i morenen over sikringen og se på deformasjonsutviklingen i dette punktet i takt med sikringsinstalleringen. Det ble valgt ut tre punkter om lag 1m over installert sikring, det vil si totalt ca. 3 m over tunnelhengen. Disse var lokalisert ved pel 90213, 90218 og 90227, og deformasjonsutviklingen ble studert i punktene for begge sikringsalternativene. Figur 36 illustrerer ett av punktene for rørparaplymodellen.



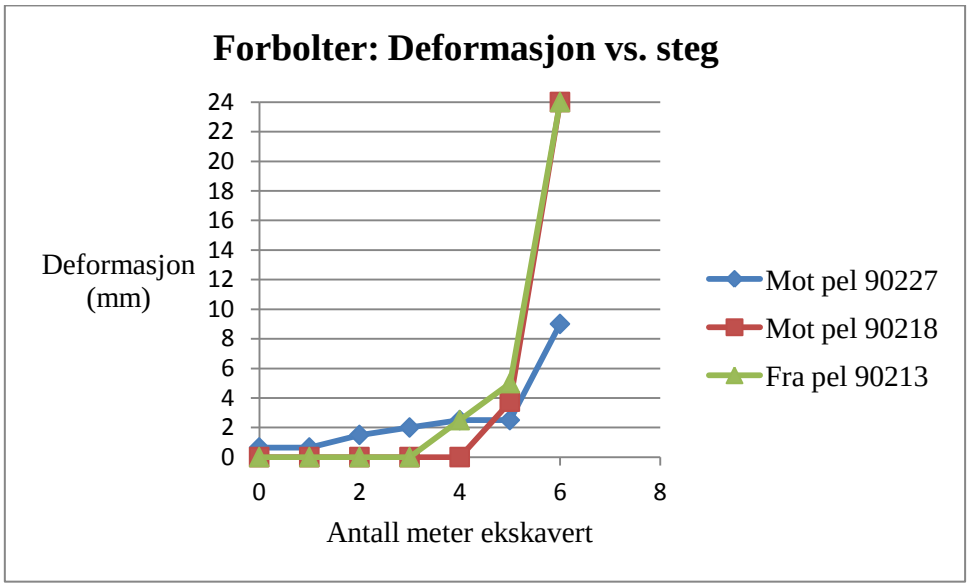
Figur 36. Figuren viser modelleringen av lengdesnittet med rørparaply som sikringsmetode. Den røde prikken er om lag 1 m over installert sikring (rørparaply) ved pel 90227 og representerer et av punktene der deformasjonsutviklingen ble studert. Blå piler representerer områder med angitte deformasjonsbegrensninger. Røde piler illustrerer rørparaplyen. De grønne linjene viser grenser mellom geologiske enheter og hvitt parti representerer utsprengt tunnel.

Figur 37 viser deformasjonsutviklingen i punktene 1 m over pel 90227, 90218 og 90213. Det er tydelig at bjelkeeffekten slår inn etter 6 m utsprengning da deformasjonen øker drastisk. Grafen ”Mot pel 90227” beskriver deformasjonsutviklingen når ekskavering starter fem meter før pel 90227. Det sammen gjelder for grafen ”Mot pel 90218”. I motsetning starter ekskaveringen for grafen ”Fra pel 90213” i pel 90213 og fortsetter 6 m forbi samme pel.



Figur 37. Grafene viser deformasjonsutviklingen i tre punkter over pel 90227, 90218 og 90213 for drift med rørparaply.

Deformasjonsutviklingen i de samme punktene ble studert på tilsvarende måte med modellering med forbolter. Figur 38 viser deformasjonsutviklingen.



Figur 38. Grafene viser deformasjonsutviklingen i tre punkter over pel 90227, 90218 og 90213 for drift med forbolter.

I utgangspunktet ser det ut til at deformasjonsutviklingene er relativt like for begge sikringsmetodene, men at forboltene i noen steg gir noe høyere deformasjon. Ved pel 90227,

som er tverrsnittet med størst dimensjon av morene i hengen ser det også ut til at deformasjonen starter tidligere med forbolter enn med rørparaply. Dette til tross for at sikringstrykket i forboltene er noe høyere enn for rørparaplyen siden disse er modellert i flere raster. Dette kan ha en sammenheng med at forboltene er mye kortere enn rørparaplyen og at rørparaplyen dermed er i bedre stand til å hindre deformasjonsutvikling foran stuff. Denne tendensen virker ganske logisk dersom man ser indre trykk relativt til typisk deformasjonsutvikling for en usikret tunnel (se kapittel 2.4.3.1 Radiell deformasjon og indre trykk i usikret tunnel). Det må nevnes at den typiske deformasjonsutviklingen egentlig gjelder for bergmasser og ikke løsmasser. Likevel er det kanskje rimelig å anta en glidende overgang mellom deformasjonsoppførselen til dårlig bergmasse og løsmasse. I så fall er det sannsynlig at deformasjonen i løsmassene vil starte et stykke foran stuff. I tillegg er rørlengdene, med unntak av trykkfaktorene, den eneste direkte forskjellen på modelleringen av rørparaply kontra forbolter. Av den grunn er det rimelig sikkert at rørlengdene er av betydning for deformasjonsforskjellene.

Det ser ut til at begge sikringsmetodene fungerer godt og gir minimal deformasjon. Det hadde imidlertid vært interessant å modellere drivemetodene i 3D slik at bjelkeeffekten ikke hadde virket inn på modellen. Da kunne man ekskavert over en større lengde og vurdert om deformasjonen ville holdt seg på mm-skala eller utviklet seg videre etter 5m utsprengning.

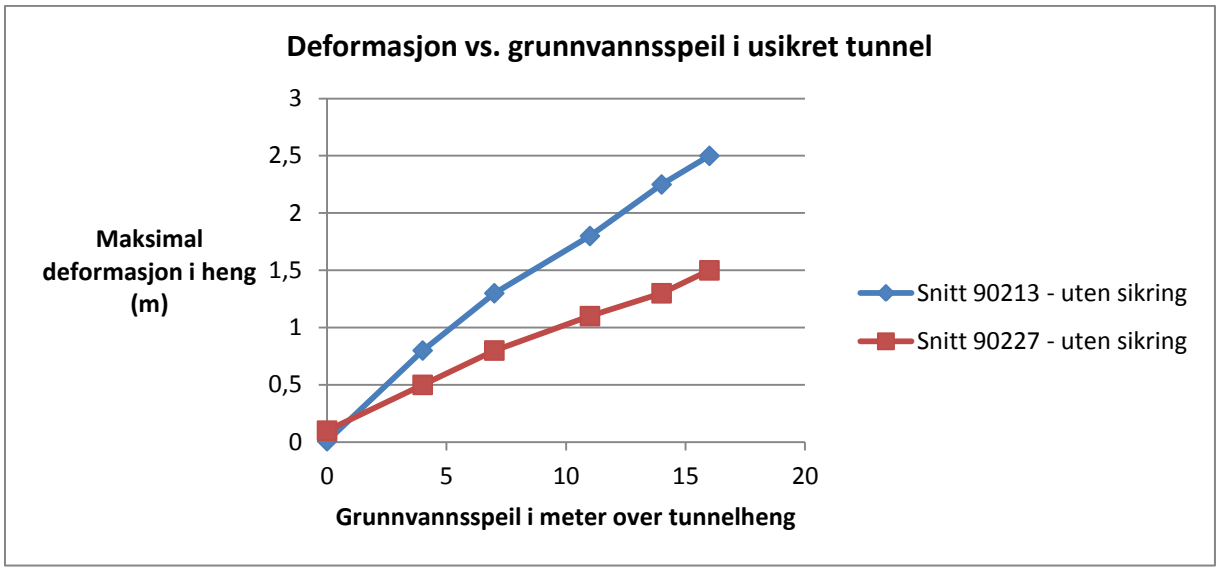
6.2.3 Parameterstudier

For å vurdere hvilke faktorer som har vesentlig betydning for stabiliteten ved sikring med rørparaply og forbolter ble det valgt å gjøre en studie med varierende vannforhold, injeksjonsmengde, E-modul og friksjonsvinkel.

6.2.3.1 Vannforhold

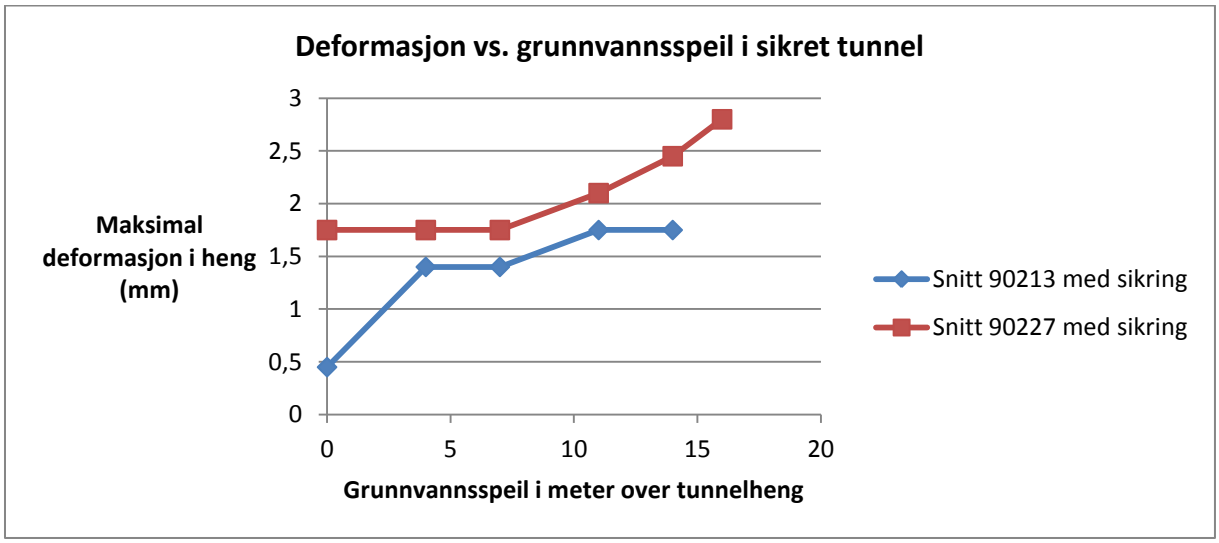
For å undersøke effekten av ulike grunnvannsnivå ble tverrsnitt 90227 og 90213 analysert med grunnvannsspeil fra 0-15 m over tunnelhengen, det vil si opptil terrengoverflaten. Ettersom det ikke er mulig å modellere rørparaplytrykket i tverrsnittene ble studiet gjort med forbedret materiale, sprøytebetong og buer som installert sikring.

Det ser ut til at deformasjonen øker nesten lineært med økende vannivå over tunnelen (se Figur 39).



Figur 39. Deformasjon vs. grunnvannsspeil i usikret tunnel.

I likhet økte også deformasjonen for sikret tunnel med økende vannforhold (se Figur 40). Deformasjonene er likevel minimale i forhold til deformasjonene under usikrede forhold. Dette viser at deformasjonen i stor grad avhenger av vannforholdene. Dermed er det rimelig å anta at injeksjonen er en viktig del av rørparaplyen/forboltene som sikring, ettersom den kan være med på å hindre vanngjennomstrømning. Det ser ut til at det forbedrede materialet i modellen virker som en impermeabel barriere. Likevel er det i modellen antatt at sementen har spredt seg like godt over alt i morenen, noe som i virkeligheten kan være vanskelig å oppnå.

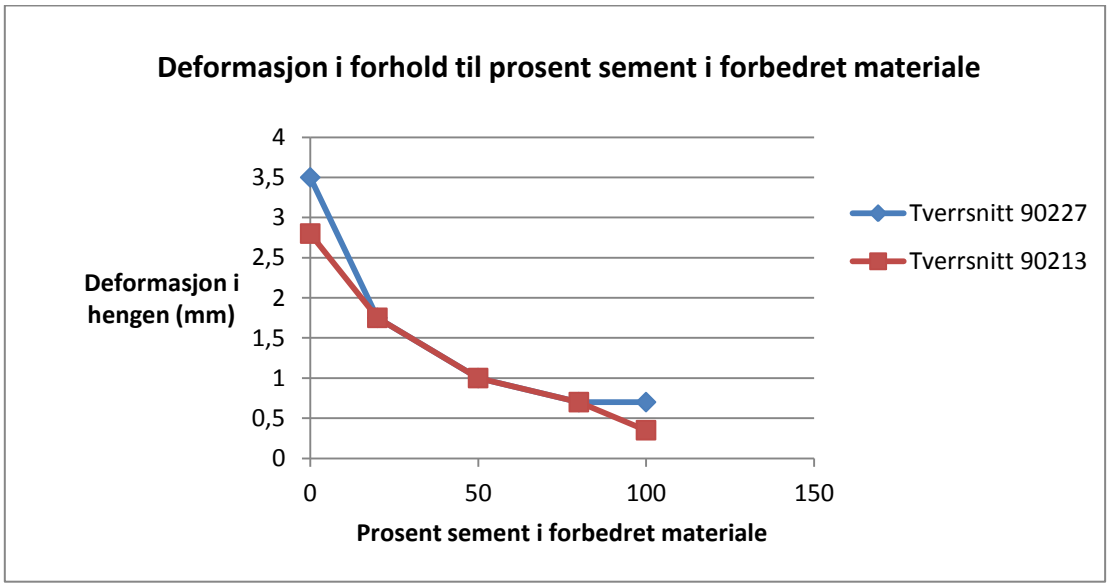


Figur 40. Deformasjon vs. grunnvannsspeil i sikret tunnel.

6.2.3.2 *Injeksjonsforhold*

I prinsippet er det mulig med sementinjeksjon med både rørparaply og forbolter. I hvilken grad den ene sikringsmetoden gir bedre injeksjon enn den andre er imidlertid vanskelig å vurdere ved hjelp av modellering da man i modellen må anta et injeksjonsforhold. Det er mulig at paraplyrøret kan spre sementen bedre ettersom det har en rekke hull langs røret, i motsetning til forbolten der sementen må injiseres til enden før den kan strømme tilbake rundt røret og deretter spres i omliggende bergmasse. Likevel er dette vanskelig å si noe om uten en omfattende analyse med for eksempel stikkprøver av kjernematerialer fra flere tunneler bygd med samme metoder.

Det er likevel foretatt en parameteranalyse for å vurdere effekten av prosent sement i forhold til morene i det forbedrede materialet. Selv om det er urealistisk at man kan oppnå 100 % sement i det forbedrede materialet er det gjort en analyse fra 0-100% sement for å se effekten av økt injeksjonsmateriale. Studiet er gjort for modellen med rørparaply som sikringsmetode under tørre vannforhold og resultatene er vist i Figur 41. Det er tydelig at økt sementmengde reduserer deformasjonen, og bare 20 % sement gir nesten halvert deformasjon i forhold til 0% sement. Dette indikerer at injeksjonen som en del av rørparaplymetoden er en vesentlig faktor for stabiliteten, selv under tørre vannforhold.

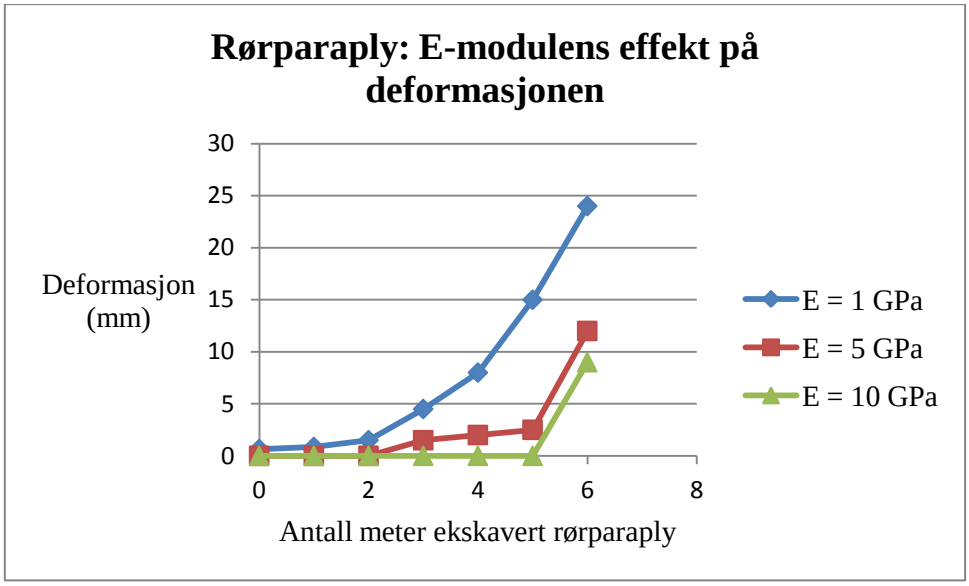


Figur 41. Deformasjon i forhold til prosent sement i rørparaplymodellen.

6.2.3.3 *E-modul på forbedret materiale*

Det ble foretatt et parameterstudie for å vurdere effekten av E-modulen i det forbedrede materialet i forhold til deformasjon. Med utgangspunkt i estimerte parametere for et forbedret materiale med et sement/morene-forhold på 20/80 ble bare E-modulen endret. Studiet ble gjort for modellen med rørparaply som sikringsmetode, og resultatene er vist i Figur 42.

Fra resultatene er det tydelig at E-modulen i det forbedrede materialet har stor innvirkning på deformasjonen. E-moduler fra 5 GPa og høyere gir relativt lite deformasjon før bjelkeeffekten påvirker modellen. En E-modul på bare 1 GPa gir derimot rask og høyere deformasjonsøkning. Dette indikerer at det er vesentlig å benytte seg av injekssjonssement som har tilstrekkelig høy E-modul og at sementen sammen med det geologiske materialet burde ha en E-modul på minst 5 GPa for å hindre rask deformasjonsutvikling.



Figur 42. Deformasjonsresultater i punkt 1m over pel 90227 for rørparaplymodellen (sement/morene-forhold 20/80) med varierende E-modul. Utsprengning starter 5 m før pel 90227.

6.2.3.4 *Friksjonsvinkel på morene og forbedret materiale*

Ingen av tverrsnittene viste særlig forandring ved variasjon av friksjonsvinkel mellom 20-40° på morenen. Dette gjelder både ved analyse med og uten sikring. Man skulle tro at

deformasjonen ville reduseres med økt friksjonsvinkel. Det er mulig at effekten av økende friksjonsvinkel ble overskygget av andre effekter. Det er rimelig å anta at gravitasjonen utgjør en viktig faktor med tanke på at morenen faller mer eller mindre vertikalt i tunneltverrsnittet. I tillegg er det mulig at sikringen er såpass sterk at friksjonsvinkelen har liten innvirkning på stabiliteten etter at tunnelen er sikret.

6.2.4 2 % - grensen

Den maksimale deformasjonen som er funnet for usikret tunnel ved analyse av tverrsnittene er omtrent 2,25 m. Med utgangspunkt i en tunnelradius på 7,65 m gir dette en deformasjon på 14,7 % etter Sakurais definisjon på deformasjon (se kapittel 2.4.3.4 Kritisk deformasjon). Etter Sakurai (1983) er tunneler med mer enn 2 % deformasjon ustabile og krever et spesielt sikringsdesign. Dette stemmer for øvrig godt med analysen som viser at tunnelen (særlig med vannfylte masser) er ustabil, men stabil med spesiell sikring som rørparaply eller forbolter.

6.2.5 Oppsummering og usikkerheter

Tunnelen viste høye deformasjoner uten sikring, spesielt under våte forhold. Deformasjonene økte i tverrsnittene med økende grunnvannsnivå over tunnelhengen, og modelleringen viste at det var nødvendig med sikring for å unngå kollaps. På det meste var deformasjonene langt over Sakurais kritiske deformasjonsgrense, noe som også tilsier at tunnelen behøver spesiell sikring.

Med sikring ble deformasjonene redusert betraktelig og det virket som at en impermeabel barriere i form av et lag med injisert materiale var vesentlig for tunnelstabiliteten. For å hindre rask deformasjonsutvikling burde dette laget etter analysen ha en E-modul på minst 5 GPa. For å oppnå dette er det viktig at injeksjonssementen har en tilstrekkelig høy E-modul. Det så ikke ut til at friksjonsvinkelen på morenen eller det forbedrede materialet hadde stor innvirkning på stabiliteten, men dette kan igjen forekomme av at friksjonsvinkelens effekt ble overskygget av andre faktorer, som for eksempel gravitasjonskraft. Analysen viste lav deformasjon for begge drivemetodene, men den var typisk noe høyere for drift med forbolter. Det så dessuten ut til at forboltene hadde en tendens til å gi høyere og raskere deformasjonsutvikling enn rørparaplyen. Dette kommer antageligvis av at paraplyformasjonen er lengre enn forboltene, noe som dermed gjør rørparaplyen i bedre stand til å hindre tidlig

deformasjonsutvikling fremfor stuff. Som nevnt virket det som at en vellykket injisering er vesentlig for stabiliteten både for forbolter og rørparaply. Som sagt er det også vanskelig å vurdere metodenes injeksjonspotensiale ved modellering. Det er dessuten en stor usikkerhet knyttet til trykkmodelleringen, da det ikke er mulig å estimere rørenes indre trykk. Uavhengig av dette vil antageligvis tendensen på deformasjonsutviklingen basert på modellert trykkfordeling bli representative for metodene. Det hadde likevel vært interessant å foretatt en 3D analyse av situasjonen for å studere deformasjonsutviklingen nærmere, da en 3D modellering kunne gitt en bedre modell av paraplyformasjonen. Dessuten er det usikkert om deformasjonene ville utviklet seg videre dersom bjelkeeffekten på trykkmodelleringen ikke hadde virket inn. Det er også mulig at bjelkeeffekten slår inn tidligere enn antatt, og at den reflekteres i deformasjonsresultatene etter bare et par meter utgraving.

7 DISKUSJON OG SAMMENLIGNING AV ANALYSER OG FAKTISKE TILTAK

Den empiriske analysen indikerte at geologien varierte langs problemområdet og var spesielt dårlig ved kryssende svakhetssoner antydet fra kjerneboring fra stuff. Med løsmassene dimensjonerende for sikringen ble det etter Q-systemet vurdert at tunnelen behøvde tung sikring eller et spesielt sikringsdesign etter forholdene, noe blant annet rørparaply og forbolter må regnes som. Den numeriske analysen viste også at disse drivemetodene, med modellert sikringsomfang, var tilstrekkelige for å oppnå en stabil tunnel. Jernvaneverkets valg av sikringsmetode er derfor i tråd med vurderingen av nødvendig sikringsomfang.

I tillegg viste den empiriske analysen at det var rimelig å regne med instabiliteter på stuff i form av utfall og kort oppetid, og at dette burde blitt forebygget med rask sikringsmontering og eventuell sprøyting av stuff. Jernbaneverket gjorde dette og monterte i tillegg armeringsnett og midlertidige bolter i stuffen. Oppetiden ble estimert til om lag 1 time, men det er umulig å si om den kunne vært lengre da det i virkeligheten ikke forekom kollaps og sikringsmonteringen i tunnelen var rask og startet like etter utsprengning.

Den numeriske analysen viste i tillegg at stabiliteten i tunnelen var svært avhengig av grunnvannsnivå, og at tørre vannforhold ga minimal deformasjon. Under drift av tunnelen viste det seg at forholdene var relativt tørre, og at stuffen var mer eller mindre stabil med unntak av et par større utfall (Drageset, L. N., 2013). Jernbaneverket antok at instabiliteten på stuff ville økt dersom det ikke hadde vært for et overliggende tett lag av finere løsmasser. Den numeriske modelleringen støtter antagelsen, da resultatene viste at deformasjonene i usikret tunnel økte betraktelig med stigende vannmengde i løsmassene. Analysen viste også at en impermeabel barriere av injisert materiale virket effektivt for deformasjonsreduksjon. Det er imidlertid vanskelig å si om det i virkeligheten ble opprettet en impermeabel barriere. Noe som kan tale i mot er at Jernbaneverket til stadighet observerte sementutgang på stuff. Utgangen var hovedsakelig mellom rør og løsmasser, da injeksjonspakkerne var installert inne i hvert stålrør. På bakgrunn av dette kan det stilles spørsmål om det var en fordel at paraplyrørene hadde injeksjonshull for hver lengdemeter. Dersom rørene bare hadde hatt hull i enden, slik som forboltene, hadde man i det minste vært sikker på at det hadde vært

injeksjonsmasse langs hele røret. Dette spørsmålet var ikke mulig å vurdere ved hjelp av modelleringen, da det måtte antas et gitt forhold mellom sement og geologisk materiale.

Når det gjelder estimerte deformasjoner ble disse for sikret tunnel, med et sement/morene forhold på 20/80, estimert til et maksimum på omtrent 5 mm, med forbehold om at det ikke ville utviklet seg videre etter at bjelkeeffekten virket inn på modellen. Jernbaneverket har montert målepunkter for settingsmåling i taket på tunnelen. Med en målenøyaktighet på +/- 3 mm ble maksimal deformasjon målt til om lag 9 mm i problemområdet. Målepunkt T18 (se Vedlegg L – Deformasjonsmålinger), målepunktet nærmest tverrsnitt 90213, viste en maksimal deformasjon på 3 mm, noe som er svært likt estimerte deformasjon fra den numeriske analysen. Man kan tenke seg at dette tyder på at medgått injeksjonsmengde er i nærheten av modellert injeksjonsmengde, men i og med at deformasjonsforskjellene med de varierende injeksjonsforholdene mellom morene og sement i sikret tunnel er minimale, og målenøyaktigheten er på +/- 3 mm, kan ikke medgått injeksjonsmengde vurderes etter modelleringen. Kanskje hadde det vært mulig å anslå dersom massene hadde inneholdt mer vann og deformasjonene hadde vært større, slik at stabilitetseffekten av injeksjonen i sikret tunnel hadde vært tydeligere.

Kort sagt er utført sikringsmontering i tråd med sikringskravene vurdert ut i fra empirisk og numerisk analyse. Den numeriske modelleringen viste at tunnelen så ut til å være stabil med både forboler og rørparaply, og estimerte deformasjoner virket rimelige sammenlignet med faktiske deformasjonsmålinger utført av Jernbaneverket.

8 ANVENDBARHET OG BEGRENSNINGER FOR RØRPARAPLY OG FORBOLTER

Det finnes svært få referanseprosjekter til rørparaplymetoden i Skandinavia, og med prosjektet i Holmestrand ble rørparaplyen for første gang benyttet i Norge. Dersom man har lite erfaring med en drivemetode er det vanskeligere å forutse og vurdere graden av problemer som kan oppstå i forhold til planlegging, effektivitet, drift, sikkerhet, stabilitet osv. Uventede problemer kan fort øke tidsforbruk og kostnader. Å velge en metode man ikke kjenner godt til kan derfor utgjøre en stor risiko. I motsetning til rørparaply er bruk av forbolter en mer tradisjonell metode her til lands, og det finnes flere referanseprosjekter der injiserbare Ischebeck stag er blitt benyttet. Eksempler på dette er drift av tunnelen under Akersgata i Oslo, utviding av Nationaltheatret stasjon og ved T-bane ringen ved Sinsen (Skotåm, P. G., 2008). Derfor er kanskje forbolter en noe enklere og tryggere metode å velge basert på kunnskap og forventet effektivitet. Likevel representerer kanskje prosjektet i Holmestrand en fremgang for rørparaplymetoden i Norge, og metoden skal blant annet benyttes også ved drift av Joberget-tunnelen i Hordaland. Fremtidsmessig er dette lovende for vurdering av rørparaplymetoden til nye prosjekter i Norge.

Generelt er rørparaplymetoden en relativt kostbar metode sammenlignet med forbolting, spesielt dersom flere rør må settes i berg, noe som blir tidkrevende og dermed kostbart (Drageset, L. N., 2013). Løsmasseområder bør altså være av en gitt utstrekning for at rørparaplymetoden skal være gunstig. I tillegg kreves det spesielle rigger eller spesielt utstyr som festes på boreriggen for å bore rørparaplyene, noe som ikke er nødvendig ved bruk av forbolter.

Jernbaneverket mistenkte at det ville vært vanskeligere å drive tunnelen dersom det hadde vært større vannmengder som gjorde massene ustabile. Samme vurdering ble gjort etter drift av tunnelen under Akersgata med forbolter som drivemetode. I artikkelen ”Bygging av tunnel i løsmasse under Akersgata i Oslo” (Skotåm, P. G., 2008) står det:

”Ved større vannmengder i massene ville nok utfordringene også blitt eksponentielt større”.

Store vannmengder kan altså være en begrensning for vellykket drift med både rørparaply og forbolter. Dersom man vurderer metodene for fremtidig tunneldrift anbefales det derfor å

gjøre grundige hydrogeologiske undersøkelser. Da kan man være bedre forberedt på eventuelle utfordringer knyttet til injeksjon og instabilitet, og man kan for eksempel vurdere å montere dreneringsrør som leder vann vekk fra stuff. Dette ble etter hvert benyttet i Holmestrand og så ut til å ha en god effekt. Et annet forslag fra Jernbaneverket for å unngå vannfylte løsmasser var å bore uten vann, men dette ble ikke testet. (Drageset, L. N., 2013)

Fra analysen er det tydelig at injiseringen er en viktig del av rørskjermen. Uten en impermeabel barriere kan det være vanskelig å oppnå stabilitet på stuff, spesielt ved vannfylte løsmasser. Det er imidlertid vanskelig å forutsi hvor mye injeksjonsmasse man klarer å injisere, og det er vanskelig å si hvor godt sementen vil spe seg i omliggende løsmasser. Under forsøk på jetpeling i Oslofjordtunnelen var det vanskelig å injisere løsmasser med høyt vanninnhold (Backer, L., Blindheim, O. T., 1999), og i Holmestrand ble det flere ganger observert sementutgang under injeksjon selv i tørre masser (Drageset, L. N., 2013). Det kan være en fordel at paraplyrørene har en rekke hull langs rørene som skal forenkle spredningen av sementmassen. På den måten er det kanskje lettere å binde rør og sement til en helhetlig vifteformasjon og en impermeabel barriere, i motsetning til forboltene som bare har åpninger ved rørets ende. I Holmestrand ble det imidlertid observert sementutgang mellom rør og løsmasser, og det funderes i om injeksjonsmassene nådde rørets ende eller om de bare nådde de første hullene langs røret og spredde seg videre derfra. Dersom dette er tilfellet kan det være en begrensning for rørparaplymetoden, spesielt ved drift i vannfylte løsmasser der injeksjonen er vesentlig for stabiliteten. Dersom man hadde unngått utgang mellom rør og løsmasser hadde kanskje rørenes langsgående injeksjonshull vært av større nytte. En videreutvikling av pakker-løsningen hadde kanskje økt det fremtidige injeksjonspotensialet og dermed anvendbarheten til rørparaplymetoden.

En annen begrensning med rørparaplymetoden, som ble erfart i Holmestrand, var at det var vanskelig å få sprøytet tilstrekkelig med sprøytebetong bak sikringsbuene. Dette problemet ble imidlertid tatt hånd om med ettersprøyting. Det var likevel ugunstig da det medførte ekstraarbeid og ekstrakostnader. Dersom de hadde benyttet forbolter og gitterbuer hadde dette kanskje ikke vært et problem ettersom gitterbuenes design gjør det lettere å integrere buene i betongen. For fremtidig drift med rørparaply i Norge hadde det kanskje vært en idé å vurdere gitterbuer fremfor stålbuer.

Fra modelleringsanalysen så det ut til at rørparaplyen hadde en liten tendens til å hindre deformasjonsutvikling foran stuff bedre enn forboltene. Selv om både forboltene og

rørparaplyen virket å gi tilstrekkelig sikring kan det, på bakgrunn av overnevnte, hende at en massiv rørparaply er mer anvendbar enn forbolter ved enda dårligere geologiske forhold, for eksempel med løsmasser i hele tverrsnittet. Dette er noe som kan tas i betraktning ved vurdering av drivemetoder for nye løsmasseprosjekter i Norge.

Tunnelen i Holmestrand er så langt stabil, og fra modelleringen så det ut til at sikringen var tilstrekkelig. Denne vurderingen er også i tråd med Rambølls og NGIs konkludering om at rørparaplyen er tilstrekkelig som permanent sikring (Rambøll Norge v/NGI, 2013). Antageligvis ville også forbolter vært en god løsning etter vurdering fra den numeriske analysen. Det er imidlertid viktig å huske at analysen er basert på en modell som bygger på en rekke antagelser og relativt usikre inngangsparametere. Modelleringen kan derfor bare benyttes som sikringsveiledning og er ingen fasit på en reell situasjon.

Anvendbarheten av metodene må vurderes helt spesielt etter hvilke forhold som forekommer ved fremtidige prosjektlokasjoner. Selv om det finnes flere eksempler på at metodene har egnet seg ved tidligere tunneldrift er det ingen garanti for at metodene vil fungere godt i fremtiden. Geologisk materiale, vannforhold og injeksjonsmuligheter er vesentlige faktorer som spiller inn på anvendbarheten. Gode geologiske undersøkelser, hydrogeologiske undersøkelser, vurdering av injeksjonspotensiale, nøye planlegging og rask sikringsmontering er nødvendigheter for vellykket drift med både rørparaply og forbolter.

9 KONKLUSJON

- Geologien langs problemområdet varierer fra veldig dårlig til ekstremt dårlige forhold. Oppetiden er estimert til om lag 1 time. Uten sikring er det fare for tunnelkollaps, og instabiliteten virker stigende med økende vannforhold i løsmassene.
- For å ta hensyn til eksepsjonelt dårlige geologiske forhold burde tunnelen minst ha blitt sikret etter Q-systemets sikringsklasse 8. Sikring med rørparaply og stålbuer, som var Jernbaneverkets sikringsvalg, eller forbolter og gitterbuer faller begge innenfor tilstrekkelig sikringsomfang basert på resultater fra både empirisk og numerisk analyse.
- Resultater fra den numeriske analysen viser at rørparaplyen ga mindre deformasjoner enn forbolter. Begge drivemetodene ga likevel, med et sement/morene forhold på 20/80, minimal deformasjon og en stabil tunnel. Estimerte deformasjoner etter numerisk modellering med rørparaply var relativt like som faktiske målte deformasjoner etter drift i Holmestrandtunnelen.
- Det så ut til at rørparaplyen har en tendens til å hindre deformasjonsutvikling foran stuff bedre enn forboltene, da denne rørskjermen er lengre.
- Det virker vesentlig for stabiliteten, for både rørparaply og forbolter, at man får opprettet en impermeabel barriere av forbedret materiale (sement og løsmasser) foran stuff. Dette gjelder spesielt ved vannfylte løsmasser. I prinsippet burde det vært lettere å oppnå en impermeabel barriere med bruk av rørparaply enn forbolter, grunnet paraplyrørenes langsgående injeksjonshull. Likevel indikerte erfaringer fra Holmestrand at pakker-løsningen ikke fungerte optimalt og at det muligens kunne vært bedre med injeksjonshull kun i endene, slik som forboltene har.
- Fra analysen virker det som at forbolter kunne vært et godt alternativ, men ettersom de geologiske forholdene var tørre, at entreprenøren hadde erfaring med rørparaplymetoden, samt at rørparaplymetoden muligens har en tendens til å hindre deformasjonsutvikling bedre enn forbolter, er det mulig at rørparaply var et noe bedre metodevalg.

- Begrensninger for rørparaply som drivemetode avhenger i stor grad av vannforhold og injeksjonspotensiale i løsmassene, da disse momentene er vesentlige for stabiliteten under drift.
- Tatt i betraktning at kjennskapen til rørparaplymetoden øker, kan metoden være meget anvendbar for fremtidig drift av løsmassetunneler i Norge. Dette med forbehold om at vannmengden i løsmassene er minimale eller kontrollerbare og at løsmassene egner seg for injeksjon. Det er også en vesentlig fordel med grundige geologiske og hydrogeologiske undersøkelser. I tillegg burde man være forberedt på rask sikringsmontering og kort oppetid.

10 REFERANSER

Backer, L., Blindheim, O. T., 1999. Oslofjord Challenge. Tunnels & Tunneling International, 1999. Vol. 31 nr. 12. s. 39

Bieniawski, Z. T., 1989. *Engineering Rock Mass Classifications. A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. Canada: John Wiley & Sons, Inc. Kapittel 4 Geomechanics Classification, s. 61 Figur 4.1.

Chern, J.C., Yu, C.W. and Shiao, F.Y. 1998. Tunnelling in squeezing ground and support estimation. Proc. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Taipei. 192-202.

De neef, 2004. *Dimensioneringsguide|3 för Ischebeck TITAN-stag och påle*. Revidert utg. 2004

De neef Scandinavia AB, 2014. *Produkter, Ischebeck TITAN.* [På nett] Tilgjengelig på: <http://www.deneef.se/ischebeck-titan.aspx> [Sist besøkt: 17.05.2014]

Drageset, L. N., 2013. *Jernbanetunnel Holm-Nykirke – "Rørparaplymetoden" Overraskende parti med lite overdekning.* Fjellsprengningsdagen, 2013.

Dywidag-Systems International, *2012. AT – Pipe Umbrella System.* [på nett] Tilgjengelig på: <http://www.dywidag-norge.no/wp-content/uploads/2013/09/DSI-Systems-AT-Pipe-Umbrella-System.pdf > [Sist besøkt: 20.05.2014]

Epole polytechnique Fédérale de Lausanne, 2014. *Chapter 4 Properties of Rock Materials*. [på nett] Tilgjengelig på: <http://lmrwww.epfl.ch/en/ensei/Rock_Mechanics/ENS_080312_EN_JZ_Notes_Chapter_4.pdf> [Sist besøkt: 16.05.2014]

Fine civil engineering software, 2014. *Angle of dilation.* [på nett] Tilgjengelig på: <http://www.finesoftware.eu/help/geo5/en/angle-of-dilation-01/ > [Sist besøkt 16.05.2014]

Hoek, E., 2012. *Blast Damage Factor D*. Teknist notat for RockNews, 2012, Vinterutgave.

Hoek, E., Brown, E. T., 1997. *Practical estimates of rock mass strength*. [på nett] Tilgjengelig på: <https://www.rocscience.com/hoek/references/H1997.pdf> [sist besøkt 17.05.2014]

Hoek, E., Marinos, P., Benissi, M., 1998. *Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athen schist formation*. Bull Eng Geol Env, 1998. Springer-Verlag.

Huth & Wien Engineering AS, 2014. *Ischebeck TITAN*. [på nett] Tilgjengelig på: <http://www.hwe.no/?page_id=140> [Sist besøkt: 20.05.2014]

Huth & Wien Engineering AS, 2013. *PANTEX gitterbue*, [på nett] Tilgjengelig på: < http://www.hwe.no/?page_id=269> [Sist besøkt 02.11.2013]

Huth & Wien Engineering AS, 2013. *Ischebeck TITAN – Spiling*, [på nett] Tilgjengelig på: <http://www.hwe.no/?page_id=241> [Sist besøkt 02.11.2013]

Huth & Wien Engineering AS, 2013. *Aktuelle prosjekter, Akersgata-Oslo*, [på nett] Tilgjengelig på: < http://www.hwe.no/?page_id=72 > [Sist besøkt 25.05.2014]

Hutton, D. V., 2003. *Fundamentals of Finite Element Analysis.* 1. utg. New York: McGraw-Hill.

International society for rock mechanics, 1985. "*Suggested method for determining point load strength*", Commission on testing methods. Great Britain, 1985.

Jernbaneverket, 2014. *Monteringsskjerma settningspunker i tak på snekkestad*. Mottatt per mail: 27.03.2014

Jernbaneverket, 2013. Dagbok 9. mai, Snekkestad

Jernbaneverket, 2013. *Overview of rock support and tests Fegstad*, 22.08.2013.

Jernbaneverket, 2010. *Parsell 5.3 Holmestrand – Nykirke UHN-07 Snekkestad Ingeniørgeologisk - Hydrogeologisk rapport*. Dokumentnummer: UVB-53-A-17101, revisjon 00B. Jernbaneverket Utbygging.

Jernbaneverket, 2011. *Byggeplan 5.3 Holmestrand – Nykirke Entreprise UHN-07 Snekkestad Geoteknikk fagrapport*. Dokumentnummer: UVB-53-A-17103, revisjon00B. Jernbaneverket Utbygging

Langåker, M. Ø., 2014. Personlig meddelelse. 25.03.2014

Mao, D., Nilsen, B., Lu, M., 2011. *Analysis of loading effects on reinforced shotcrete ribs caused by weakness zone containing swelling clay*. Tunnelig and Underground Space Technology 26, 2011. Tabell 6, Properties of shotcrete.

Müller+Hereth, 2013. *Modernization of Vestfoldbanen. Technical report. Excavation concept fromkm 90+190-90+242,5*. Teknisk rapport for klient Marti IAV AG. Dokumentnummer: B-NO-AF-ST-1585.01-PA-1001.00-02

Müller+Hereth, 2013. *Support class for excavation concept from km 90+190-90+250*. Prosjekt: Tunnel of Snekkestad, Norway. Prosjekt nummer, plan nummer: 1585-01.

Myhre, S. H., 2013. *Ingeniørgeologisk analyse av tunneldriving gjennom løsmasser, Holmestrandtunnelen*. Trondheim: NTNU, prosjektoppgave

Myrvang, A., 2001. *Bergmekanikk*. Institutt for geologi og bergmekanikk, NTNU. Trondheim, 2001. Kapittel 3: Bergets mekaniske egenskaper, s. 3-1.

Myrvang, A., 2001. *Bergmekanikk*. Institutt for geologi og bergmekanikk, NTNU. Trondheim, 2001. Vedlegg 1.

NFF, 2008. *Håndbok nr. 05 Tung bergsikting i undergrunnsanlegg*. [på nett] Tilgjengelig på: NFF <http://nff.no/index.php?c=181&kat=NFF+H%E5ndb%F8ker> [Sist besøkt 11.11.2013]. Kap. 4. Metodebeskrivelser

NGI, 2013. Datarapport for grunnundersøkelser mellom P90180-P90350. Prosjekt: Holmestrand UHN 07. Dokumentnummer: 20092191-82-R (UVB-53-A-17111)

NGI, 2013. *Using the Q-system, Rock mass classification and support design*. Handbook. [på nett] tilgjengelig på:< http://www.ngi.no/upload/6700/Q-method%20Handbook%202013%20web-version.pdf> [Sist besøkt: 17.05.2014]

NGI, 2013. *Teknisk notat. Kommentarer til arbeidstegninger for rørparaply metode fra Marti IAV*. Prosjekt: Detalj-, regulerings- og byggeplan for parsell 5.3 Holmestrand-Nykirke. Dokumentnummer: 20092191-102-TN (N-RA-224)

NGI, 2013. NGIs rapport om utsprengning av pilottunnelen. Sendt fra NGI til Marti IAV DA, per mail 03.06.2013.

Nilsen, B., Palmström, A., 2000. *Engineering Geology and Rock Engineering*. Norwegian group for rock mechanics, NGB, Norwegian Tunneling Society, NFF, 2000. Handbook 2, Chapter 2 Geology and Rocks.

Nilsen, B., 2014. Personlig meddelelse. 12.06.2014

Nilsen, B., 2014. Personlig meddelelse og diskusjon angående bruddkriterier. Mars 2014.

Nilsen, B., Broch E., 2010. *Ingeniørgeologi – berg*, grunnkurskompendium. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag, Kompendieforlaget, 2010. Kap. 11, s. 205-207.

Nilsen, B., Trinh, Q. N., 2014. Personlige meddelelser.

Nøttvedt, A., Ramberg, I. B., Bryhni, I., 2006. *Landet blir til. Norges geologi.* Trondheim: Norges geologiske forening.

Palmström, A., 1995. *A rockmass characterization system for rock engineering purposes*. Doktorgrad, Universitetet i Oslo: 1995. Kapittel 6: The use of RMi in design of rock support in underground openings.

Pretec, 2014. *Spilingbolt Ø32*. Produktblad. [på nett] Tilgjengelig på: <http://www.pretec.no/admin/common/getImg2.asp?Fileid=2540> [Sist besøkt: 13.05.2014]

Rambøll Norge v/NGI, 2013. *Vurdering av utført sikring i seksjon med liten eller manglende overdekning*. Oppdrag: 2100049 Detalj, reguleringsplan og byggeplan. Parsell 5.3 Holmestrand-Nykirke. Notatnr: N-RA-251

Rocscience, 2014. *Mohr-Coulomb Criterion*. [på nett] Tilgjengelig på: <http://www.rocscience.com/help/rocdata/webhelp/rocdata/Mohr-Coulomb_Criterion.htm> [Sist besøkt: 16.05.2014]

Rocsciende, 2014. *Rock-support interaction analysis for tunnels in weak rock masses*. Hoeks corner. [på nett] Tilgjengelig på: <http://www.rocscience.com/hoek/corner/12_Tunnels_in_weak_rock.pdf> [Sist besøkt: 16.06.2014]

Rocscience, 2014. *Generalized Hoek-Brown Criterion*. [på nett] Tilgjengelig på: <http://www.rocscience.com/help/rocdata/webhelp/rocdata/Generalized_Hoek-Brown_Criterion.htm> [Sist besøkt: 16.05.2014]

RocSupport, 2009. *Rock support interaction and deformation analysis for tunnels in weak rock, Tutorial manual*. RocScience Inc., 2000-2009.

Sakurai, S. 1983. Displacement measurements associated with the design of underground openings. Proc. Intnl. Symp. Field Measurements in Geomechanics, Zurich. Vol. 2, 1163-1178

SGS, 2014. *Rock Quality Designation (RQD)*. [på nett] Tilgjengelig på: <http://www.sgs.com/en/Mining/Metallurgy-and-Process-Design/Unit-Operations-and-Metallurgical-Services/Comminution-and-Beneficiation/Rock-Quality-Designation-RQD.aspx> [Sist besøkt: 09.06.2014]

South Dakota school of mines & technology, 2014. *Basic Rock Mechanics*. [på nett] Tilgjengelig på: <http://webpages.sdsmt.edu/~lstetler/merlot/rock_mechanics.htm> [sist besøkt: 16.05.2014]

Stokkebø competanse AS, 2011. *Rapport 01 Boligfelt, Øverås-Røyken*. Lommedalen, 2011.

Stanford University, 2014. *Some Useful Numbers on the Engineering Properties of Materials (Geologic and Otherwise)*. [på nett] Stanford University. Tilgjengelig på: <http://www.stanford.edu/~tyzhu/Documents/Some%20Useful%20Numbers.pdf> [Sist besøkt 16.05.2014]

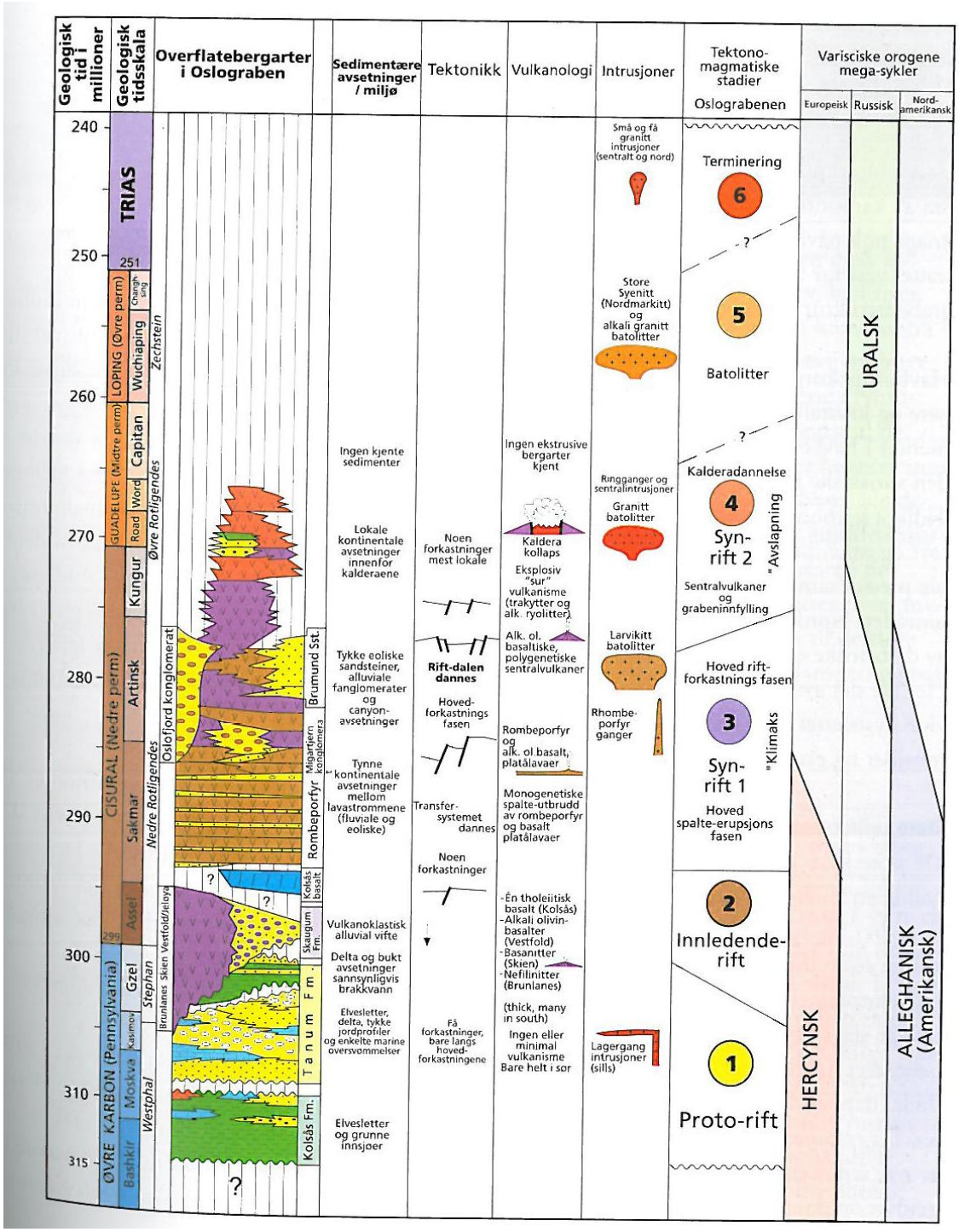
Sveinson, E., 2014. *Q-verdier fra pilottunnelen*. Mailutveksling: 18.03.2014

Trinh, Q. N., 2014. Personlig meddelelse per mai.

Trinh, Q. N., Broch, E., 2008. *Tunnel Cave-in – Convergence Confinement and 2D Analyses*. Australian Centre for Geomechanics, Perth 2008.

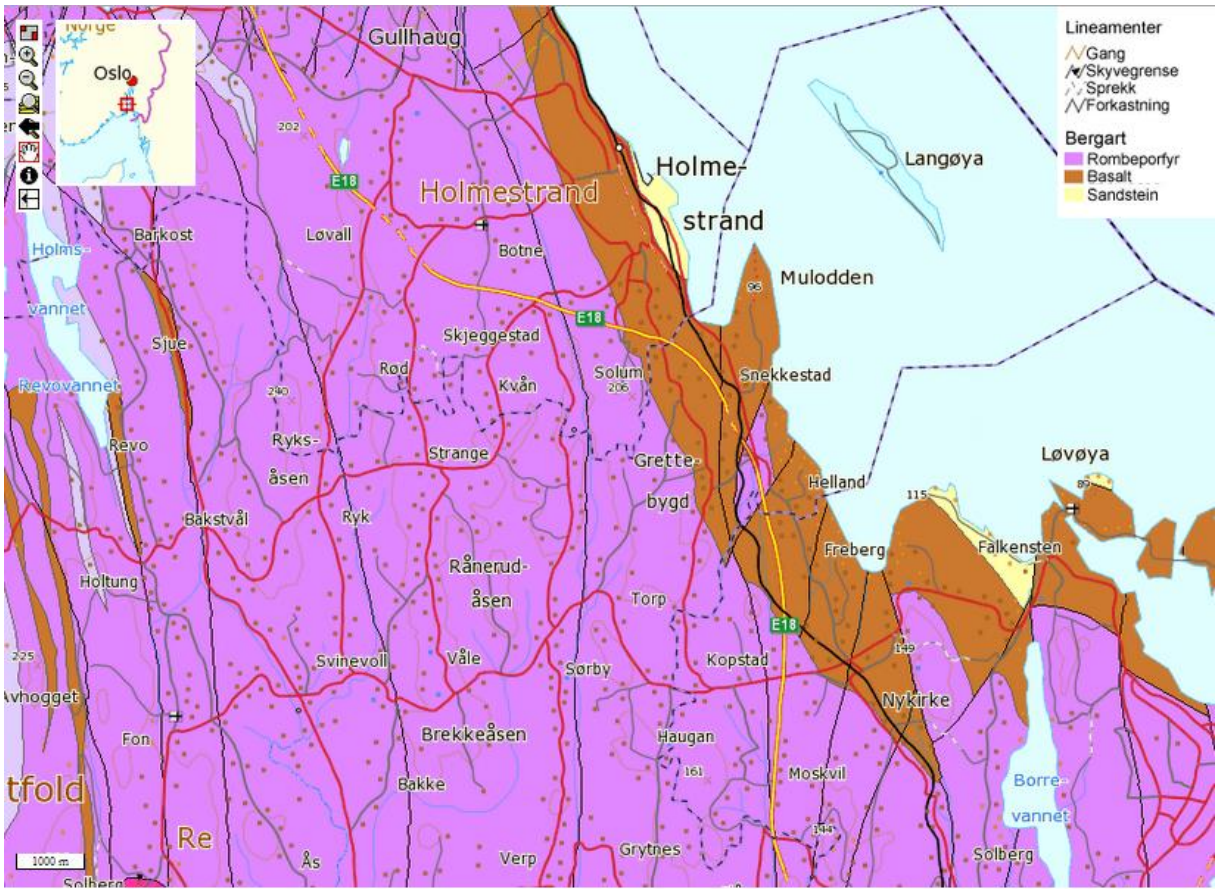
VEDLEGG

Vedlegg A – Utvikling av Oslograben

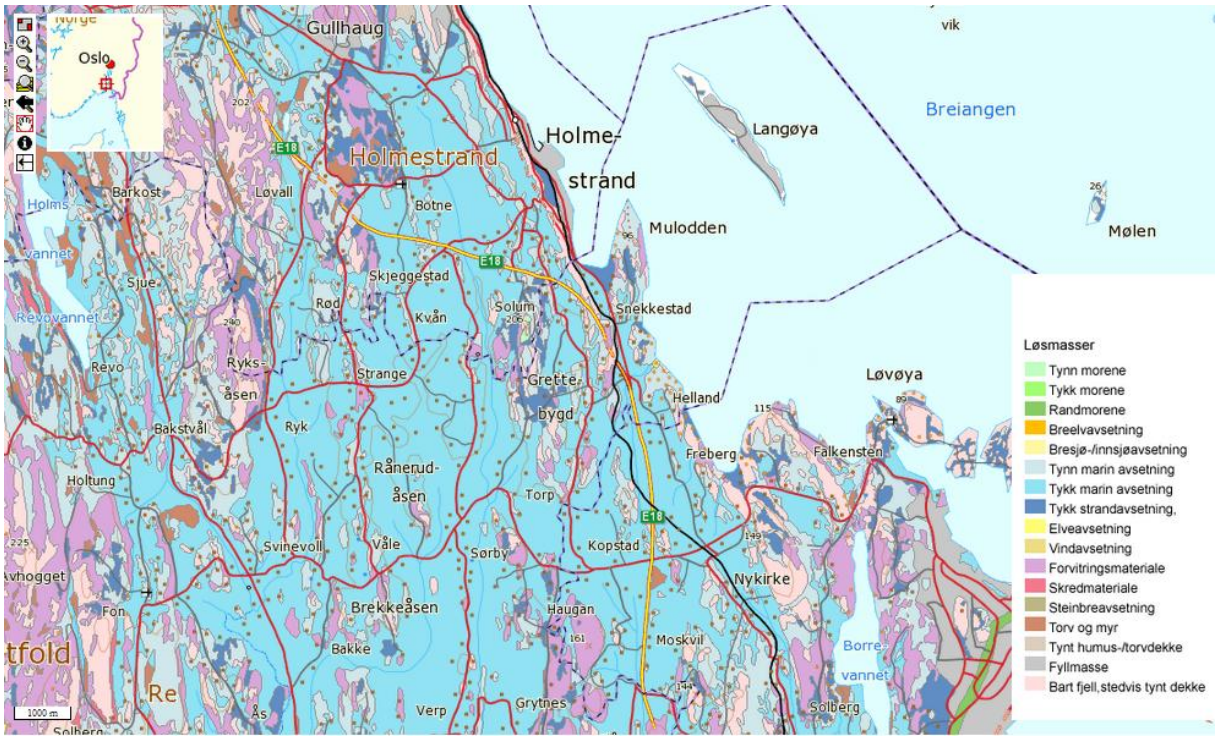


Figur 43. Figuren viser en detaljert utvikling av Oslograben. (Nøttvedt, A., m. fl., 2006)

Vedlegg B - Bergarts- og løsmassekart over Holmestrand



Figur 44. Geologisk kart over området. (NGU, 2013).



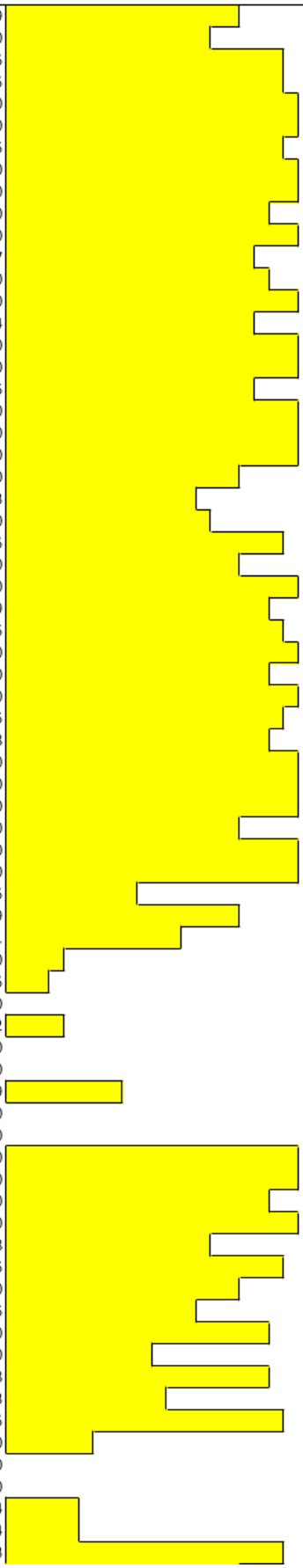
Figur 45. Løsmassekart over området (NGU, 2013).

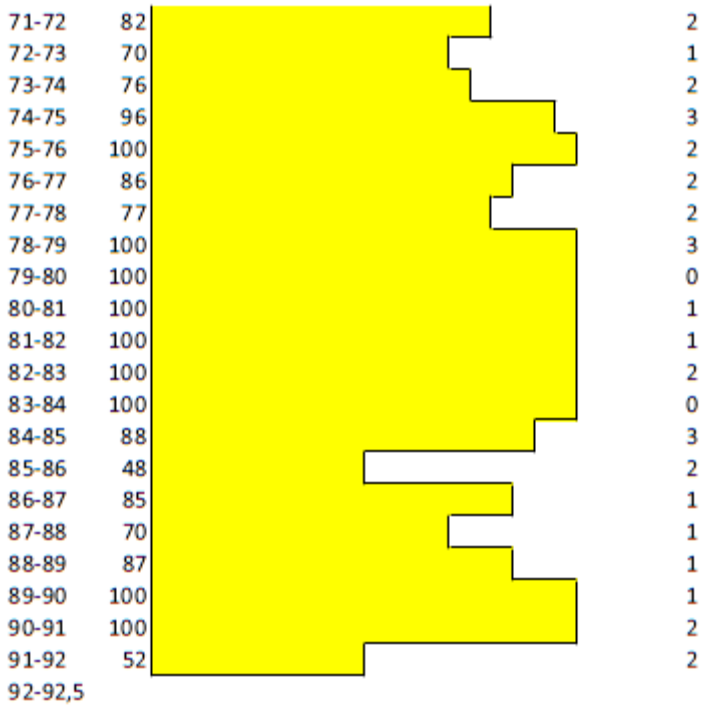
Vedlegg C – Registrerte RQD-verdier

NGIs registrerte RQD-verdier for kjerneprøver fra stuff er vist i Figur 46 og Figur 47.

KBH1

Meter	*RQD*	*Antall sprekkesett*
0-1	79	3
1-2	70	2
2-3	95	1
3-4	95	2
4-5	100	1
5-6	100	1
6-7	95	1
7-8	100	1
8-9	100	1
9-10	90	2
10-11	100	1
11-12	87	2
12-13	90	1
13-14	100	1
14-15	84	1
15-16	100	1
16-17	100	1
17-18	85	2
18-19	100	1
19-20	100	0
20-21	100	1
21-22	80	2
22-23	63	2
23-24	70	2
24-25	95	2
25-26	80	2
26-27	100	1
27-28	89	2
28-29	95	3
29-30	100	1
30-31	90	2
31-32	100	1
32-33	95	2
33-34	88	1
34-35	100	2
35-36	100	1
36-37	100	1
37-38	80	2
38-39	100	1
39-40	100	2
40-41	45	0
41-42	79	2
42-43	61	2
43-44	20	?
44-45	15	?
45-46	0	?
46-47	22	?
47-48	0	?
48-49	0	?
49-50	39	?
50-51	0	?
51-52	0	?
52-53	100	1
53-54	100	2
54-55	90	2
55-56	100	2
56-57	68	2
57-58	95	2
58-59	80	2
59-60	65	2
60-61	90	1
61-62	50	2
62-63	88	2
63-64	53	2
64-65	95	1
65-66	30	?
66-67	0	?
67-68	0	?
68-69	24	?
69-70	24	?
70-71	93	2

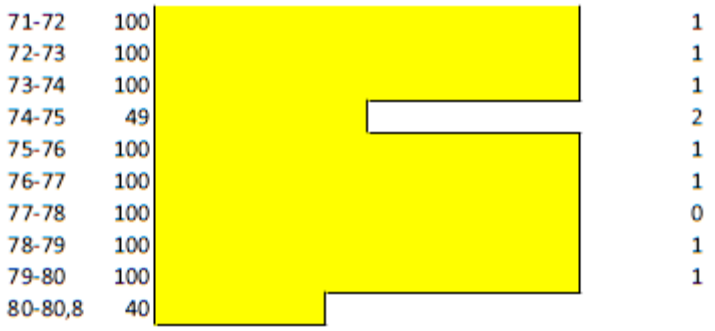




Figur 46. Registrerte RQD-verdier for kjerneprøve KBH1.(NGI, 2013)

KBH2

Meter	RQD	Antall sprekkesett
0-1	100	1
1-2	95	1
2-3	100	0
3-4	100	0
4-5	98	2
5-6	100	1
6-7	99	2
7-8	100	2
8-9	100	1
9-10	100	1
10-11	98	2
11-12	100	2
12-13	100	1
13-14	84	2
14-15	100	2
15-16	100	2
16-17	91	2
17-18	100	0
18-19	100	1
19-20	80	2
20-21	100	1
21-22	100	0
22-23	100	1
23-24	100	0
24-25	100	1
25-26	100	0
26-27	100	1
27-28	100	0
28-29	100	2
29-30	100	0
30-31	100	1
31-32	100	0
32-33	100	0
33-34	100	1
34-35	87	2
35-36	0	?
36-37	0	?
37-38	17	?
38-39	21	?
39-40	83	3
40-41	84	?
41-42	41	?
42-43	0	?
43-44	33	?
44-45	89	2
45-46	80	2
46-47	100	1
47-48	100	0
48-49	100	0
49-50	100	2
50-51	100	2
51-52	95	2
52-53	29	3
53-54	29	3
54-55	30	?
55-56	80	2
56-57	100	1
57-58	85	1
58-59	100	1
59-60	77	1
60-61	84	2
61-62	90	1
62-63	100	1
63-64	86	2
64-65	90	2
65-66	90	1
66-67	60	3
67-68	64	2
68-69	54	2
69-70	100	1
70-71	100	0



Figur 47. Registrerte RQD-verdier for kjerneprøve KBH2.(NGI, 2013)

Vedlegg D – Logging av kjerneprøver fra terreng

Tabell 16. Logging av tripple tube core drilling. (Myhre, S. H., 2013)

Logging av tripple tube core prøvetakinger				
Prøve	Rør	Dybde fra Terreng (m)	Sammendrag av NGIs logging (NGI, 2013)	Ekstralogging av student Susanne Myhre
KBT90240A	2	11,2-12,1	Delvis fylt med materiale. Manglende materiale kan være sand, grus, vann. Noe bergkjerne og ca. 15 cm leire. Rør nr. 3 har ca 15 cm bergkjerne og 40 cm berg-fragmenter.	Leire på bergkjerne og fragmenter som er runde og kantete med varierende størrelser fra veldig smått til ca. 4,5 cm lengde. Kjerner fra om lag 7,5-9 cm i ca. 45 cm av røret.
	3	13,5-14,3		Mangler noe materiale. Ca. 40 bergkjerne med leire rundt. Bergfragmenter fra mm-6 cm størrelse.

	4	14,3-15,8	Hovedsakelig berg. 20 cm bergfragmenter i bunnen av røret. Mest kantete fragmenter, men også avrundede.	Ca. 22 cm manglende materiale i toppen av røret. Oppsprukket og noe knust bergkjerne. Materialet er for det meste av rombeporfyr.
	5	15,8-17,3	Fylt med massiv bergkjerne.	Massiv bergkjerne av porfyr. RQD er ca 14 som klassifiseres som svært dårlig berg.
	6	17,3-18,8		Bergkjerne av porfyr. RDQ ca. 27 som klassifiseres som dårlig berg.
KBT90220B	2	13,1-14,6	Delvis fylt rør. Massiv bergkjerne. Avrundede fragmenter av porfyr og basalt, samt fragmenter av granittisk sammensetning.	Kantete til avrundede fragmenter. Ca. halve røret er av porfyrisk bergkjerne.
	3	14,6-16,1	Røret er delvis fylt. Materiale av massiv bergkjerne og avrundede fragmenter av basalt og porfyr, samt fragmenter av granittisk sammensetning.	Litt over halvparten av røret mangler materiale. Bergkjerne av rombeporfyr. Kantet til avrundede fragmenter.
	4	16,1-17,6	Mest massiv bergkjerne. Ca. 30 cm kantete berg-fragmenter i toppen av røret.	Bergkjerne veldig oppsprukket og usammenhengende bortsett fra i midten av røret

	5	17,6-18,2	I toppen av røret ca 20. cm med avrundede bergfragmenter. Massiv bergkjerne i ca. 40 cm av røret.	En del manglende materiale. Mye små fragmenter rundt 1 cm i lengde. De største fragmentene er opptil 5 cm i lengde. Noen få fragmenter med glassaktig utseende, sannsynligvis kvarts (riper i glass). Lengre bergkjerner som er best bevart i bunnen av røret.
KBT90200C	1	10,3-10,7	Fylt med bergfragmenter, kjernebiter og en trerot.	Fragmenter, kjernebiter og trerot rommet omtrent 30 cm av røret. Resten av røret er tomt. Materialet er generelt avrundet, men noe kantet.
	2	10,7-12,2	Ca. 70 cm massiv bergkjerne og ca. 10 cm kantete fragmenter av ulik sammensetning.	Omtrent halve røret består av en relativt sammenhengende bergkjerne.
	3	12,2-13,9	Kun fylt med omtrent 20 cm bergfragmenter. Mye avrundet småstein og kjernebiter med spor av leire.	Fragmentene består i hovedsak av porfyr med innslag av basalt
	4	13,9-15,6	1,3 m massiv bergkjerne. Delvis kantete og delvis avrundede bergfragmenter i ca. 5 cm av røret. En kjernebit av granittisk sammensetning.	Bergkjernen er av rombeporfyr. Bergfragmentene er i hovedsak av basalt og porfyr, men noen kvartsfragmenter er også observert (riper i glass). RQD for røret er ca. 50 som tilsvarer godt berg.

	5	15,6-16,4	Består av ca. 40 cm massiv bergkjerne.	Øverste del, ca. 1/3 av røret, er fylt med porfyrisk bergkjerne som er delt på midten. Resten av røret mangler materiale.

Vedlegg E – Laboratorietester

UCS-prøver før og etter testing:

Figur 48. Prøve 1 før og etter enaksiell kompresjonstest.(Foto: Susanne Halvorsen Myhre, 2014)

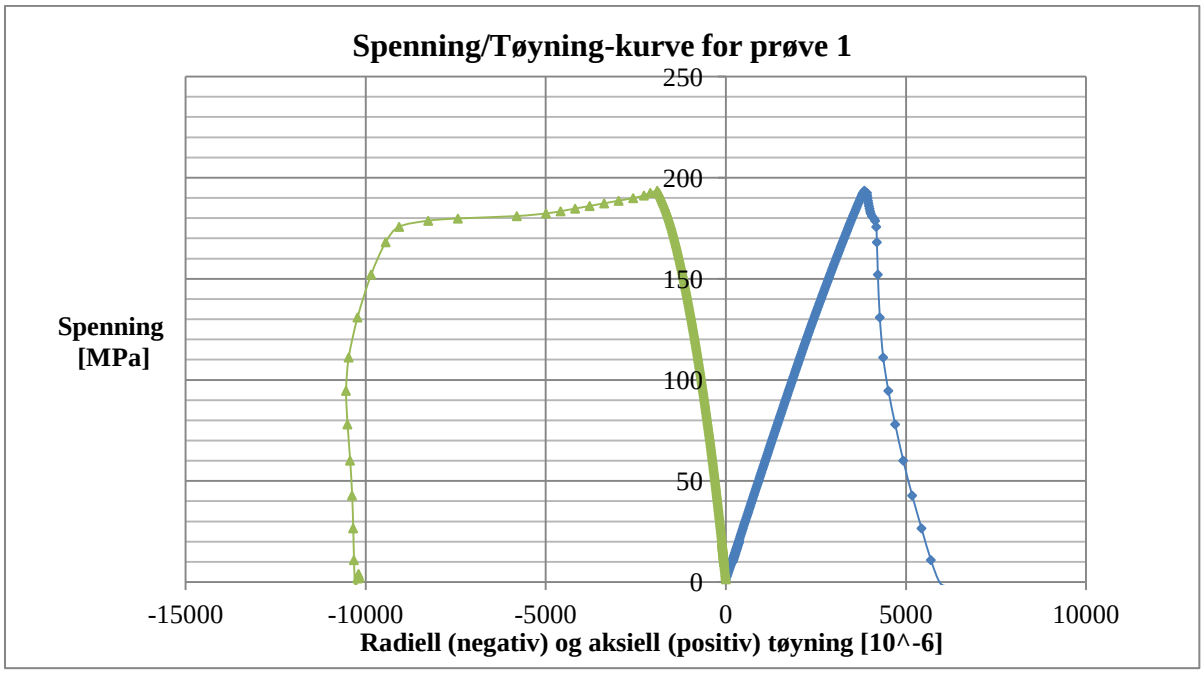
Figur 49. Prøve 2 før og etter enaksiell kompresjonstest. (Foto: Susanne Halvorsen Myhre, 2014)

Figur 50. Prøve 3 før og etter enaksiell kompresjonstest. (Foto: Susanne Halvorsen Myhre, 2014)

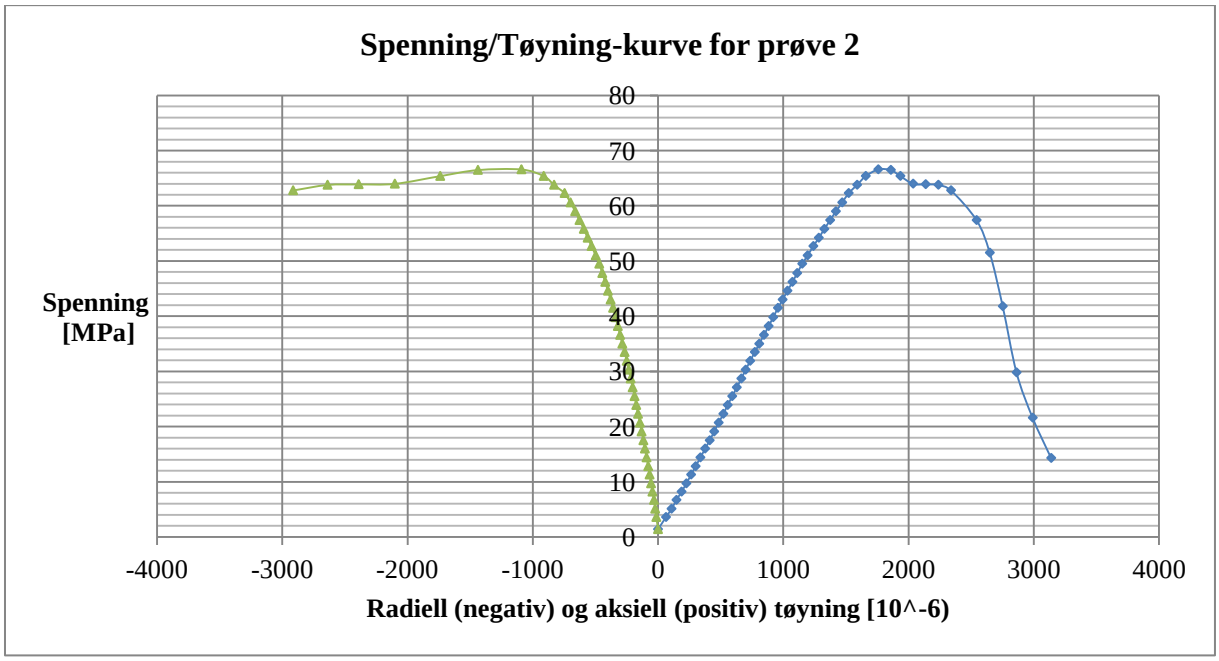
Figur 51. Prøve 4 før og etter enaksiell kompresjonstest. (Foto: Susanne Halvorsen Myhre, 2014)

Figur 52. Prøve 5 før og etter enaksiell kompresjonstest. (Foto: Susanne Halvorsen Myhre, 2014)

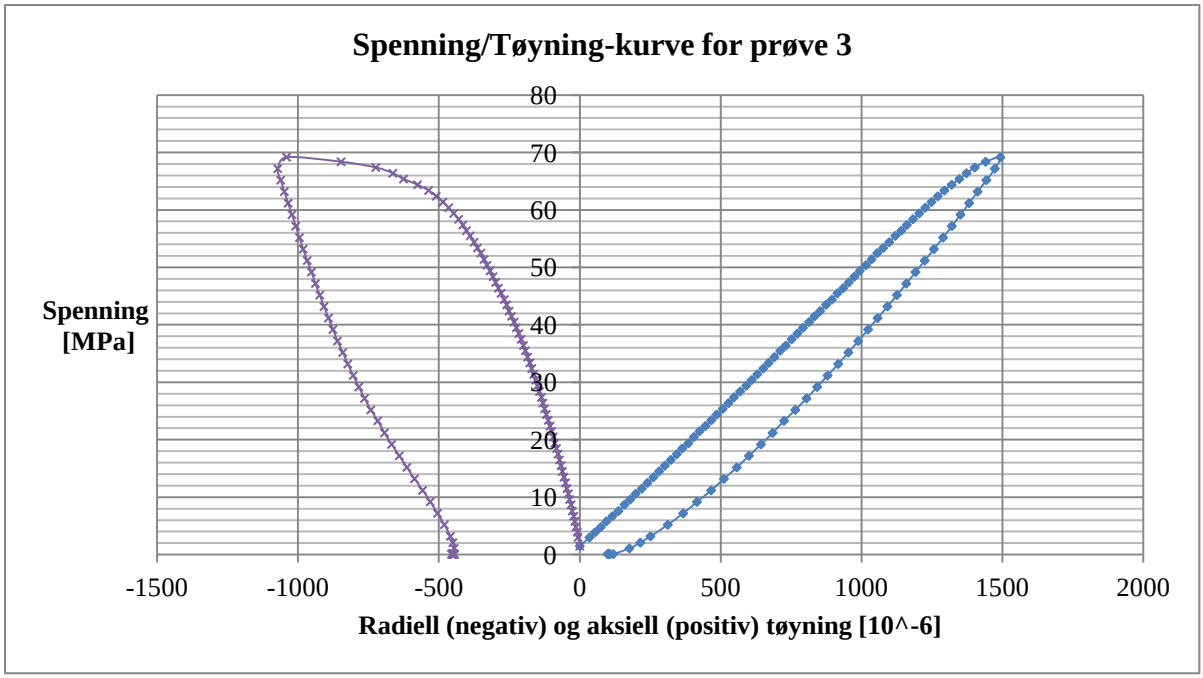
Spenning/tøyning-kurver for samtlige UCS-prøver er vist under:



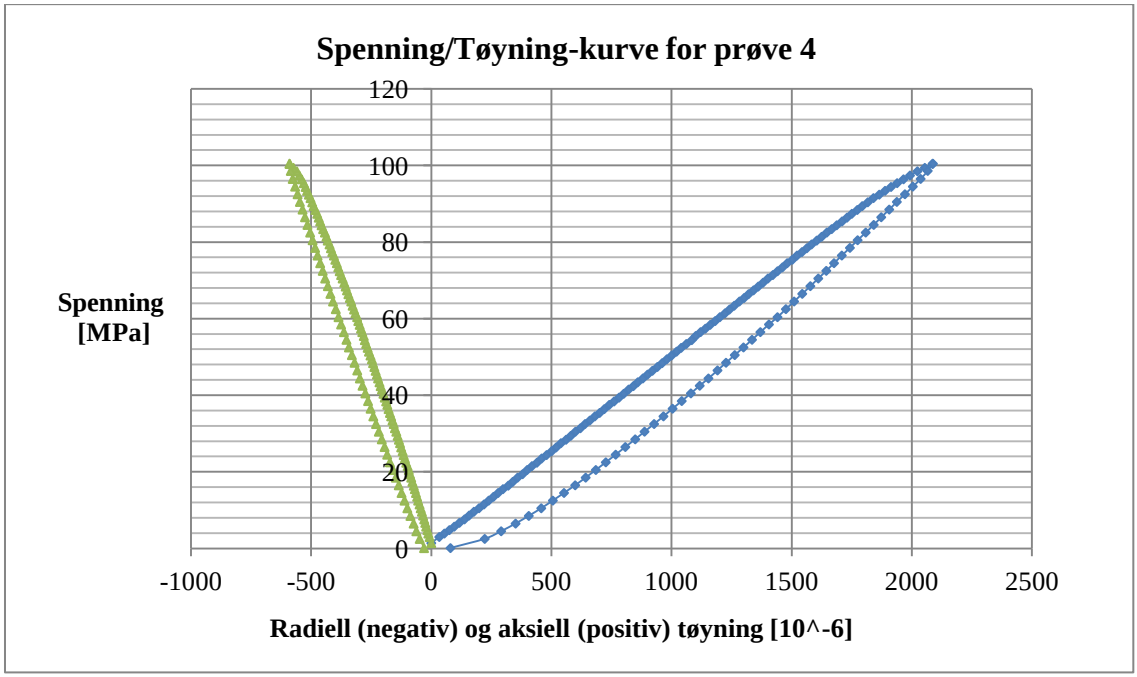
Figur 53. Spenning/Tøyning-kurve for prøve 1.



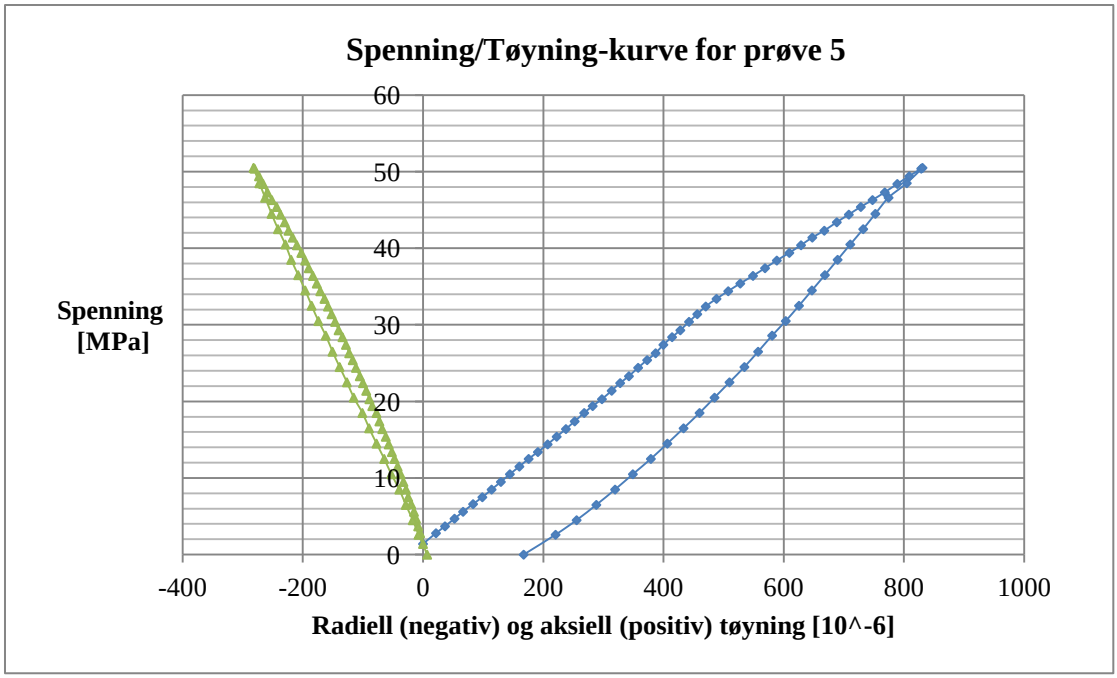
Figur 54. Spenning/Tøyning-kurve for prøve 2.



Figur 55. Spenning/Tøyning-kurve for prøve 3.



Figur 56. Spenning/Tøyning-kurve for prøve 4.



Figur 57. Spenning/Tøyning-kurve for prøve 5.

.

Resultater og estimeringer fra punktlasttesten:

Tabell 17. Resultater og estimeringer fra punktlasttesten.

Punktlasttest					
Prøve	Test	Is50	UCS (MPa)		Strekkstyrke (MPa)
			min	maks	
2	2,1	3,98	79,60	99,5	3,184
3	3,1	2,57	51,40	64,25	2,056
4	4,1	6,27	125,40	156,75	5,016
4	4,2	6,29	125,80	157,25	5,032
5	5,1	4,27	85,40	106,75	3,416
5	5,2	8,14	162,80	203,5	6,512
6	6,1	9,74	194,80	243,5	7,792

Vedlegg F - Estimeringer av Q-verdier i problemområdet

Figurene nedenfor viser fremgangsmåten for estimering av Q-verdier i området. Ettersom at enkelte av faktorene, spesielt RQD-verdien, varierer svært mye i problemområdet ble det valgt å gjøre en estimering av Q-verdien over et intervall fra dårligste til beste Q-verdi. Alle figurer og tabeller er hentet fra NGIs hjemmeside (NGI, 2013).

1	RQD (Rock Quality Designation)		RQD
A	Very poor	(> 27 joints per m^3)	0-25
B	Poor	(20-27 joints per m^3)	25-50
C	Fair	(13-19 joints per m^3)	50-75
D	Good	(8-12 joints per m^3)	75-90
E	Excellent	(0-7 joints per m^3)	90-100

Note: i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0) the value 10 is used to evaluate the Q-value

ii) RQD-intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc., are sufficiently accurate

Figur 58. Ettersom at de registrerte RQD-verdiene varierer fra 0-100 ble det i estimeringen av Q-verdien valgt et intervall for RQD, der 10 var dårligste verdi og 100 var beste verdi. (Tabell: NGI, 2013)

2	Joint set number	J_n
A	Massive, no or few joints	0.5-1.0
B	One joint set	2
C	One joint set plus random joints	3
D	Two joint sets	4
E	Two joint sets plus random joints	6
F	Three joint sets	9
G	Three joint sets plus random joints	12
H	Four or more joint sets, random heavily jointed "sugar cube", etc	15
J	Crushed rock, earth like	20

Note: i) For tunnel intersections, use 3 x J_n

ii) For portals, use 2 x J_n

*Figur 59. Etter NGI (2013) ble GSI verdien for bergmassen estimert til omtrent 70, og GSI verdien for problemområdet omtrent 25. GSI=70 representerer typisk blokkige masser formet av tre sprekkesett (*Hoek, 1998*). I tillegg viser kjerneprøver fra boring at sprekkesettene i problemområdet varierer fra 0-3 stk, men at sprekkesettene er ukjente ved svært lave RQD-verier. På bakgrunn av dette ble det valgt å estimere Q-verdien med et Jn-intervall på verdier fra 1-20. (Tabell: NGI, 2013)*

3 Joint Roughness Number		J_r
a) Rock-wall contact, and ***b) Rock-wall contact before 10 cm of shear movement***		
A	Discontinuous joints	4
B	Rough or irregular, undulating	3
C	Smooth, undulating	2
D	Slickensided, undulating	1.5
E	Rough, irregular, planar	1.5
F	Smooth, planar	1
G	Slickensided, planar	0.5

Note: i) Description refers to small scale features and intermediate scale features, in that order

c) No rock-wall contact when sheared		
H	Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock-wall contact when sheared	1

Note: ii) Add 1 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m (dependent on the size of the underground opening)

iii) J_r = 0.5 can be used for planar slickensided joints having lineations,provided the lineations are oriented in the estimated sliding direction

Figur 60. De fleste registrerte spekkene i området har fått Jr-verdi lik 1. Derfor er det også antatt at sprekkene i problemområdet har tilnærmet lik Jr-verdi. Det kan imidlertid også hende at sprekkene er noe mer ru ettersom at problemområdet kan ha gjennomgått forvitring før løsmassene fant sted. (Tabell: NGI, 2013)

4	Joint Alteration Number	Φ_r approx.	J_a
a) Rock-wall contact (no mineral fillings, only coatings)			
A	Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling, i.e., quartz or epidote.		0.75
B	Unaltered joint walls, surface staining only.	25-35°	1
C	Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings; sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	25-30°	2
D	Silty or sandy clay coatings, small clay fraction (non-softening).	20-25°	3
E	Softening or low friction clay mineral coatings, i.e., kaolinite or mica. Also chlorite, talc gypsum, graphite, etc., and small quantities of swelling clays.	8-16°	4
b) Rock-wall contact before 10 cm shear (thin mineral fillings)			
F	Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	25-30°	4
G	Strongly over-consolidated, non-softening, clay mineral fillings (continuous, but <5mm thickness).	16-24°	6
H	Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings (continuous, but <5mm thickness).	12-16°	8
J	Swelling-clay fillings, i.e., montmorillonite (continuous, but <5mm thickness). Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	8-12
c) No rock-wall contact when sheared (thick mineral fillings)			
K	Zones or bands of disintegrated or crushed rock. Strongly over-consolidated.	16-24°	6
L	Zones or bands of clay, disintegrated or crushed rock. Medium or low over-consolidation or softening fillings.	12-16°	8
M	Zones or bands of clay, disintegrated or crushed rock. Swelling clay. J_a depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	8-12
N	Thick continuous zones or bands of clay. Strongly over-consolidated.	16-24°	10
O	Thick, continuous zones or bands of clay. Medium to low over-consolidation.	12-16°	13
P	Thick, continuous zones or bands with clay. Swelling clay. J_a depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	13-20

Figur 61. Fra tunnelkartlegging på stuff har det forekommet tynne leirelag på sprekkene, og Ja-verdien er derfor valg til 3-4. (Tabell: NGI, 2013)

5	Joint Water Reduction Factor	J_w
A	Dry excavations or minor inflow (humid or a few drips)	1.0
B	Medium inflow, occasional outwash of joint fillings (many drips/"rain")	0.66
C	Jet inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5
D	Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33
E	Exceptionally high inflow or water pressure decaying with time. Causes outwash of material and perhaps cave in	0.2-0.1
F	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay. Causes outwash of material and perhaps cave in	0.1-0.05

Note: i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if the rock is drained or grouting is carried out

ii) Special problems caused by ice formation are not considered

Figur 62. I og med at vannforholdene under drift var relativt tørre har Jw-verdien blitt satt lik 1 i beste og verste tilfelle. (Tabell: NGI, 2013)

6 Stress Reduction Factor		SRF
a) Weak zones intersecting the underground opening, which may cause loosening of rock mass		
A	Multiple occurrences of weak zones within a short section containing clay or chemically disintegrated, very loose surrounding rock (any depth), or long sections with incompetent (weak) rock (any depth). For squeezing, see 6L and 6M	10
B	Multiple shear zones within a short section in competent clay-free rock with loose surrounding rock (any depth)	7.5
C	Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth ≤ 50m)	5
D	Loose, open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth)	5
E	Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth > 50m)	2.5

Note: i) Reduce these values of SRF by 25-50% if the weak zones only influence but do not intersect the underground opening

b) Competent, mainly massive rock, stress problems		σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
F	Low stress, near surface, open joints	>200	<0.01	2.5
G	Medium stress, favourable stress condition	200-10	0.01-0.3	1
H	High stress, very tight structure. Usually favourable to stability. May also be unfavourable to stability dependent on the orientation of stresses compared to jointing/weakness planes*	10-5	0.3-0.4	0.5-2 2-5*
J	Moderate spalling and/or slabbing after > 1 hour in massive rock	5-3	0.5-0.65	5-50
K	Spalling or rock burst after a few minutes in massive rock	3-2	0.65-1	50-200
L	Heavy rock burst and immediate dynamic deformation in massive rock	<2	>1	200-400

Note: ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \le \sigma_1/\sigma_3 \le 10$, reduce σ_c to $0.75\,\sigma_c$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c to $0.5\,\sigma_c$, where σ_c = unconfined compression strength, σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses, and σ_θ = maximum tangential stress (estimated from elastic theory)

iii) When the depth of the crown below the surface is less than the span; suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see F)

c) *Squeezing rock: plastic deformation in incompetent rock under the influence of high pressure*		σ_θ / σ_c	SRF
M	Mild squeezing rock pressure	1-5	5-10
N	Heavy squeezing rock pressure	>5	10-20

Note: iv) Determination of squeezing rock conditions must be made according to relevant literature (i.e. Singh et al., 1992 and Bhasin and Grimstad, 1996)

d) *Swelling rock: chemical swelling activity depending on the presence of water*		SRF
O	Mild swelling rock pressure	5-10
P	Heavy swelling rock pressure	10-15

Note:
The values for J_r and J_a should be chosen based on the orientation and shear strength, τ, (where $\tau \approx \sigma \tan^{-1}(J_r / J_a)$) of the joint or discontinuity that gives the most unfavourable stability for the rock mass, and along which failure most likely will occur.

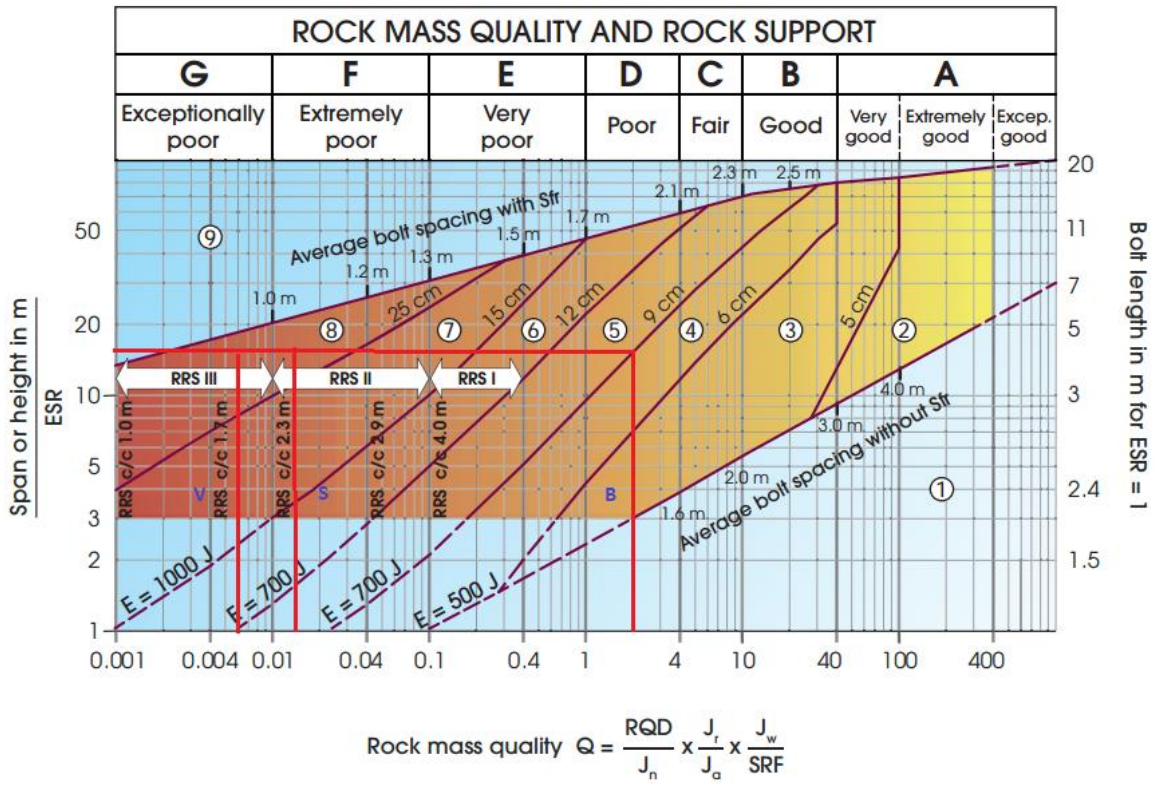
Figur 63. Ettersom at det oppdaget flere svakhetssoner i problemområdet med løsmasser i store deler av hengen har SRF-faktoren blitt satt lik 10 i beste og verste tilfelle. (Tabell: NGI, 2013)

Tabell 18. Tabellen viser estimerte snittverdier for RQD i svakhetssonene funnet med kjerneboring fra stuff. Samtlige RQD-verdier er vedlagt i Vedlegg E – Registrerte RQD-verdier.

	RQD-snitt ved svakhetssoner	
	1. sone	2.sone
KBH1	23	16
KBH2	31	29
	snitt	**25**

Tabell 19. Tabellen viser utregninger for estimering av Q-verdien.

Estimering av Q-verdier	*Dårligste alternativ*	*Beste alternativ*	*Snitt svakhetssoner*
RQD	10	100	25
Jn	20	1	20
Jr	1,5	1	1
Ja	4	3	3
Jw	1	1	1
SRF	10	10	10
Q	**0,006**	**1,111**	**0,014**



Figur 64. Estimering av sikringskategori. ESR-verdien er satt til 1, som er typisk for jernbanetunneler, og tunnelspennet er omtrent 15 m. (Diagram: NGI, 2013)

Vedlegg G – Koordinater og laggrenser i Phase^2

Tabell 20. Tabellen viser koordinatene benyttet for modellering av laggrenser for geologiske enheter.

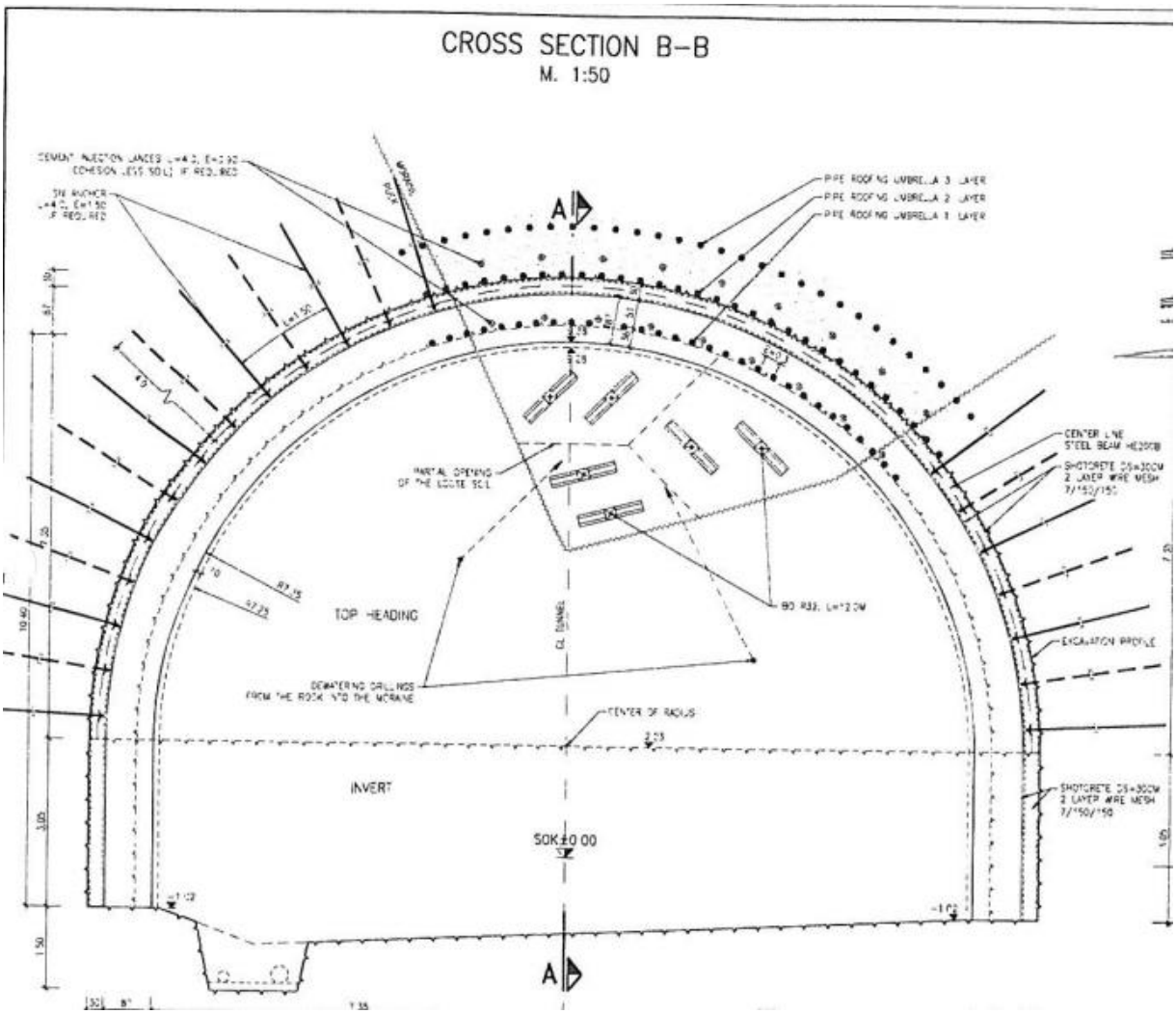
Koordinater: Geologiske enheter			
Pelnr	x-koordinat	y-koordinat	
		Fjellgrense	Morenegrense
90190	-30,0	14,4	15,6
90192	-28,0		
90193	-27,0		
90194	-26,0		
90195	-25,0	11,2	15,0
90196	-24,0		
90197	-23,0		
90197,6	-22,4	11,8	
90198	-22,0		
90199	-21,0		
90200	-20,0	10,9	13,5
90201	-19,0		
90202	-18,0		
90202,64	-17,4	11,5	
90203	-17,0		
90204	-16,0		
90205	-15,0		14,1
90206	-14,0		
90207	-13,0	10,4	
90208	-12,0		
90209	-11,0		
90210	-10,0	10,6	13,5
90211	-9,0		
90212	-8,0	7,9	
90213	-7,0	7,7	13,6
90214	-6,0	7,4	
90215	-5,0	7,2	13,8
90216	-4,0	6,9	
90217	-3,0	7,2	
90218	-2,0	7,2	
90219	-1,0	7,4	
90220	0,0	7,6	12,1
90221	1,0	7,5	
90222	2,0	6,6	
90223	3,0	5,7	
90224	4,0	4,9	

90224,7	4,7	5,0	
90225	5,0	4,1	12,1
90226	6,0	4,4	
90226,17	6,2	5,6	
90227	7,0	3,6	12,4
90227,5	7,5		12,4
90227,65	7,7	5,3	
90228	8,0	5,0	
90228,82	8,8	6,2	
90229	9,0	5,7	
90230	10,0	5,9	11,2
90231	11,0	7,2	
90231,17	11,2	5,6	
90232	12,0	8,1	
90232,5	12,5		11,2
90233	13,0	9,0	
90234	14,0	9,4	
90234,7	14,7	8,8	
90235	15,0	11,0	11,8
90235,88	15,9	11,8	
90236	16,0	13,2	
90237	17,0	15,7	
90237,5	17,5		17,1
90237,65	17,7	12,5	
90238	18,0	15,9	
90239	19,0	13,7	
90240	20,0	11,8	17,4
90241	21,0	12,1	
90242	22,0	12,4	
90242,35	22,4	13,2	
90242,5	22,5		16,5
90243	23,0	13,2	
90244	24,0	13,5	
90245	25,0	13,5	14,7
90246	26,0	13,8	
90247	27,0	14,0	
90247,65	27,7		
90248	28,0	14,3	
90250	30,0	12,9	13,5
90252,35	32,4	12,7	
90254,7	34,7	14,7	
90255	35,0		13,8
90257,35	37,4	15,6	
90260	40,0	14,3	15,0
90265	45,0		16,2

90267,35	47,4	16,8	
90270	50,0		16,2
90273,24	53,2	16,5	
90275	55,0		16,5
90277,65	57,7	17,1	
90279,7	59,7	16,5	
90282,35	62,4	16,8	
90285,88	65,9	16,5	
90290	70,0	17,2	
90292,35	72,4	16,8	
90297,65	77,7	16,5	
90300	80,0	15,6	
90305,88	85,9	15,9	
90308,53	88,5	15,3	
90312,65	92,7	15,3	
90314,7	94,7	16,5	
90318,23	98,2	15,0	
90322,94	102,9	15,0	
90324,7	104,7	15,9	
90327,65	107,7	15,9	

Vedlegg H – Sikring i lengde- og tverrsnitt

Nedenfor følger utklipp fra sikringstegninger for løsmasseområdet fremsilt av Müller + Hereth (Müller+Hereth, 2013).

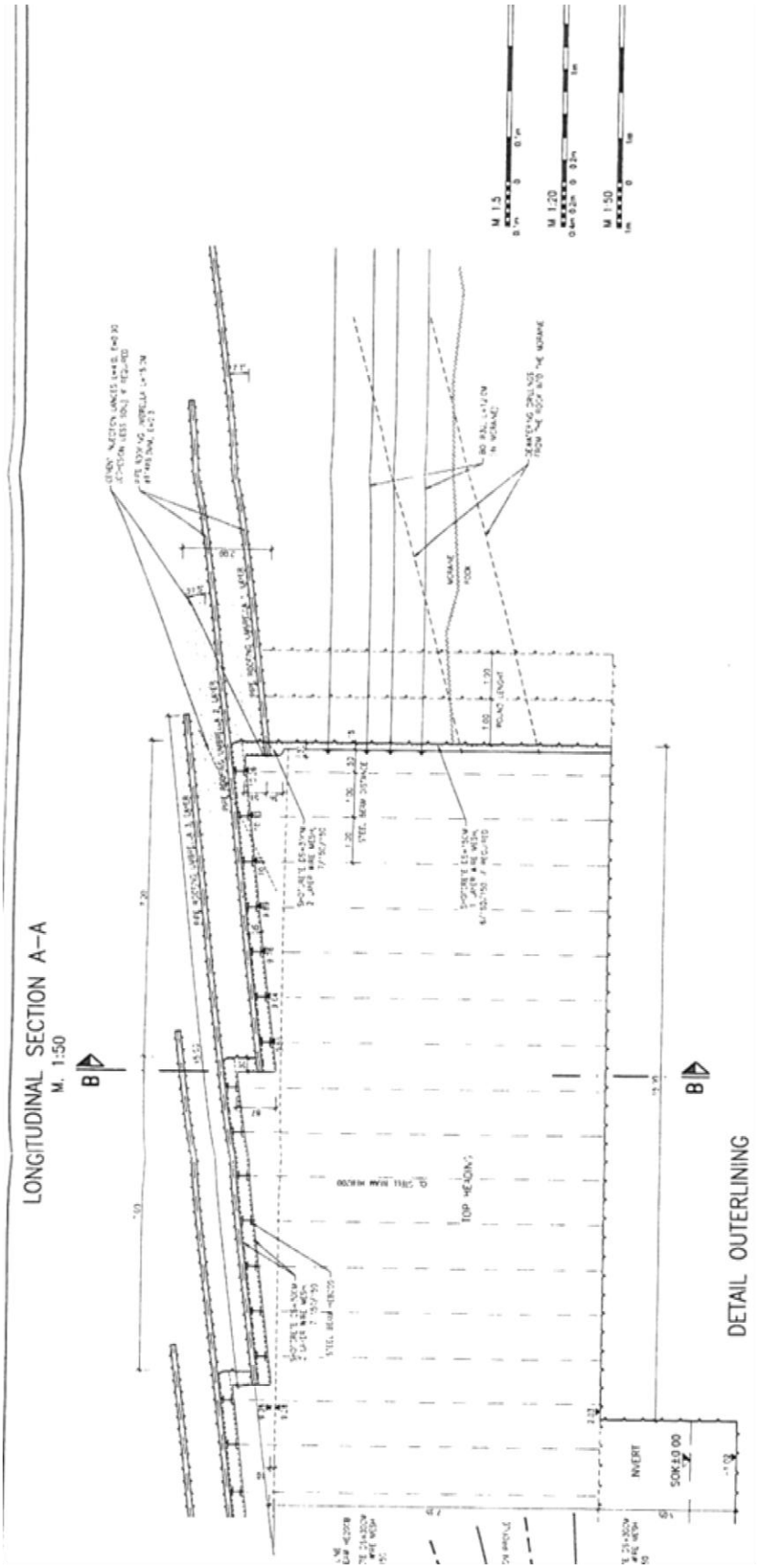


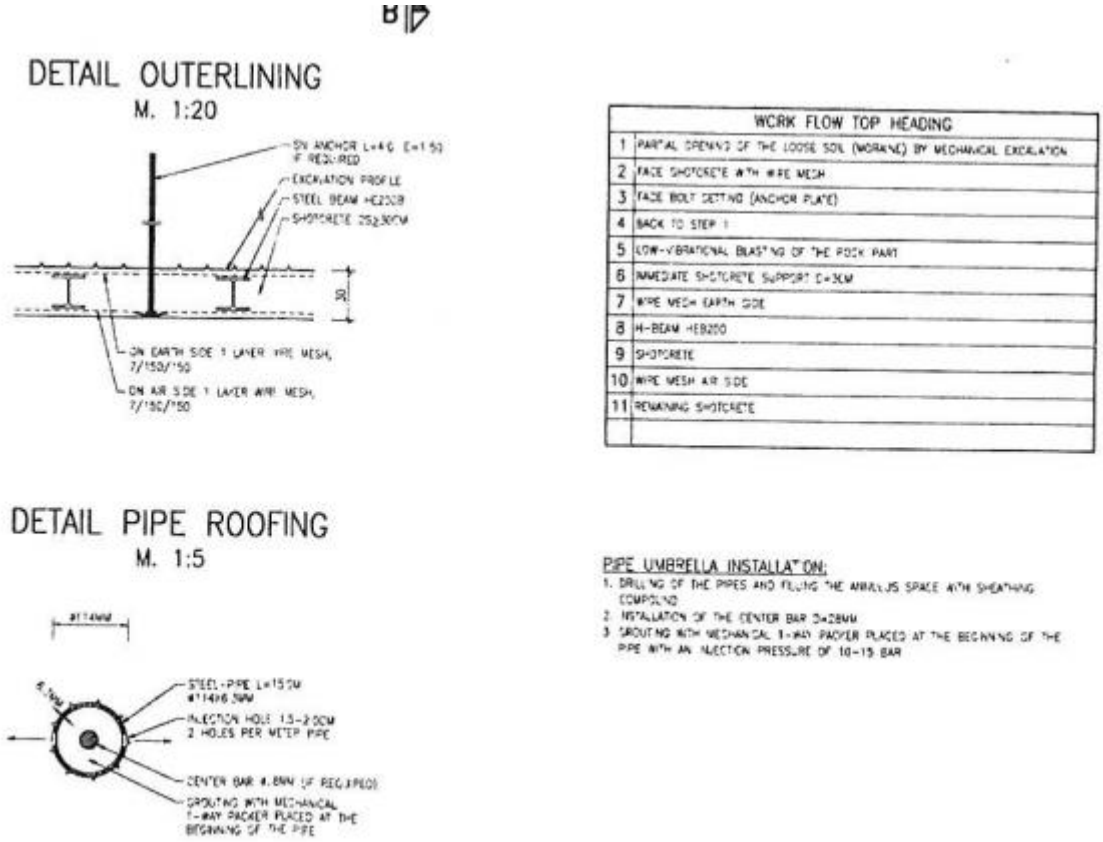
Figur 65. Sikringstegninger for tunnelens tverrsnitt.

SUPPORT TYPE TOP HEADING				
EXCAVATION		MECHANICAL EXCAVATION AND DRILL AND BLAST		
		ROUND LENGHT		L=1.0
SUPPORT	SIDE WALL	PRE-SUPPORT	PIPE ROOFING	L=15.0
			UMBRELLA #114MM/6.2MM	E=0.3
		SHOTCRETE	SIDE WALL	D=0.3
		WIRE MESH	EARTH SIDE, 1 LAYER	7/150/150 (2.57CM²/2.57CM²)
			AIR SIDE, 1 LAYER	7/150/150 (2.57CM²/2.57CM²)
			STEEL BEAM	HEB200
			SN ANCHOR IF REQUIRED	L=4.0, E=1.50
	EXCAVATION FACE	SHOTCRETE		D=0.15
		WIRE MESH	EARTH SIDE, 1 LAYER	7/150/150 (1.88CM²/1.88CM²)
		80 R32 FACE BOLTS	LENGHT	L=12.0
			OVERLAPPING	L=6.0
SUPPORT TYPE INVERT				
EXCAVATION		DRILL AND BLAST		
		ROUND LENGHT		L=1.0
SUPPORT	SIDE WALL	SHOTCRETE		D=0.3
		WIRE MESH	EARTH SIDE, 1 LAYER	7/150/150
			AIR SIDE, 1 LAYER	7/150/150

Figur 66. Sikringsspesifikasjoner for toppskiva.

Figur 67. Sikringsspesifikasjoner for lengdesnittet.





Figur 68. Spesifikasjoner for sikring og paraplyrør.

Vedlegg I – Kapasitetsberegninger

Areal av stålrør	mm2		m2
ytre diameter		10207	
indre diameter		8825	
Areal av stålrør		1382	0,00138
kapasitet			
stålkapasitet, paraplyrør		510	MN/m2
Stålrør		0,705	MN
		705,0	kN
Brukslast kamstål		350	kN
Totalkapasitet		1055	kN
		1	MN

Vedlegg J – Trykkberegninger

Trykkberegninger for rørparaplyen

Sikringstrykk fra RocSupport

buer+sprøytebetong	1,6	Mpa

Sikringstrykk for forbolt

sikringstrykk fra forbolt	0,27	MPa
Lengde forbolt	15	m
Trykk per meter per stav	0,018	MPa
Trykk per halve m per stav	0,009	MPa

Tabell 21. Rørparaplyens trykk lagt inn i $Phase^2$. Det er bare mulig å legge inn ett trykk per meter i phase2, derav trykkfaktorene som endrer trykkene stegvis. Røde tall representerer lokasjonen til påstartende staver.

		Kumulativt sikringstrykk				Trykk-faktorer i phase2			
Pelnr	x-koordinat i phase2	1. stav	2. stav	3. stav	sprøytebetong og buer	1. faktor	2.faktor	3.faktor	4. faktor
90190	-30	0,27			1,87	1			
90190,5	-29,5	0,26			1,86	1	7,1		
90191	-29	0,25			1,86	1			
90191,5	-28,5	0,24			1,84	1	7,6		
90192	-28	0,23			1,84	1			
90192,5	-27,5	0,23			1,83	1	8,1		
90193	-27	0,22			1,83	1			
90193,5	-26,5	0,21			1,81	1	8,7		
90194	-26	0,20			1,80	1			
90194,5	-25,5	0,19			1,79	1	9,5		
90195	-25	0,18			1,78	1			
90195,5	-24,5	0,17			1,77	1	10,4		
90196	-24	0,16			1,76	1			
90196,5	-23,5	0,15			1,75	1	11,5		
90197	-23	0,14	0,41		2,01	1			
90197,5	-22,5	0,14	0,40		2,00	1	2,9	14,8	
90198	-22	0,13	0,38		1,98	1			
90198,5	-21,5	0,12	0,36		1,96	1	3,1	16,8	
90199	-21	0,11	0,34		1,94	1			
90199,5	-20,5	0,10	0,32		1,92	1	3,3	19,4	
90200	-20	0,09	0,31		1,91	1			
90200,5	-19,5	0,08	0,29		1,89	1	3,6	23,3	
90201	-19	0,07	0,27		1,87	1			

90201,5	-18,5	0,06	0,25		1,85	1	4,0	29,4	
90202	-18	0,05	0,23		1,83	1			
90202,5	-17,5	0,05	0,22		1,82	1	4,8	40,4	
90203	-17	0,04	0,20		1,80	1			
90203,5	-16,5	0,03	0,18		1,78	1	6,7	65,9	
90204	-16	0,02	0,16	0,43	2,03	1			
90204,5	-15,5	0,01	0,14	0,41	2,01	1	16,0	45,0	222,8
90205	-15	0	0,13	0,38	1,98	1			
90205,5	-14,5	0,12	0,36		1,96	1	3,1	16,8	
90206	-14	0,11	0,34		1,94	1			
90206,5	-13,5	0,10	0,32		1,92	1	3,3	19,4	
90207	-13	0,09	0,31		1,91	1			
90207,5	-12,5	0,08	0,29		1,89	1	3,6	23,3	
90208	-12	0,07	0,27		1,87	1			
90208,5	-11,5	0,06	0,25		1,85	1	4,0	29,4	
90209	-11	0,05	0,23		1,83	1			
90209,5	-10,5	0,05	0,22		1,82	1	4,8	40,4	
90210	-10	0,04	0,20		1,80	1			
90210,5	-9,5	0,03	0,18		1,78	1	6,7	65,9	
90211	-9	0,02	0,16		1,76	1			
90211,5	-8,5	0,01	0,14		1,74	1	16,0	193,8	
90212	-8	0	0,13	0,40	2,00	1			
90212,5	-7,5	0,12	0,38		1,98	1	3,2	16,9	
90213	-7	0,11	0,36		1,96	1			
90213,5	-6,5	0,10	0,34		1,94	1	3,5	19,6	
90214	-6	0,09	0,32		1,92	1			
90214,5	-5,5	0,08	0,31		1,91	1	3,8	23,5	
90215	-5	0,07	0,29		1,89	1			
90215,5	-4,5	0,06	0,27		1,87	1	4,3	29,7	
90216	-4	0,05	0,25		1,85	1			
90216,5	-3,5	0,05	0,23		1,83	1	5,2	40,8	
90217	-3	0,04	0,22		1,82	1			
90217,5	-2,5	0,03	0,20		1,80	1	7,3	66,6	
90218	-2	0,02	0,18		1,78	1			
90218,5	-1,5	0,01	0,16		1,76	1	18,0	195,8	
90219	-1	0	0,14		1,74	1			
90219,5	-0,5	0,14			1,74	1	12,9		
90220	0	0,13			1,73	1			
90220,5	0,5	0,12			1,72	1	14,7		
90221	1	0,11	0,38		1,98	1			
90221,5	1,5	0,10	0,36		1,96	1	3,6	19,8	
90222	2	0,09	0,34		1,94	1			
90222,5	2,5	0,08	0,32		1,92	1	4,0	23,8	
90223	3	0,07	0,31		1,91	1			
90223,5	3,5	0,06	0,29		1,89	1	4,6	30,0	

90224	4	0,05	0,27		1,87	1			
90224,5	4,5	0,05	0,25		1,85	1	5,6	41,2	
90225	5	0,04	0,23		1,83	1			
90225,5	5,5	0,03	0,22		1,82	1	8,0	67,3	
90226	6	0,02	0,20		1,80	1			
90226,5	6,5	0,01	0,18		1,78	1	20	197,8	
90227	7	0	0,16	0,43	2,03	1			
90227,5	7,5	0,15	0,41		2,01	1	2,7	13,2	
90228	8	0,14	0,40		2,00	1			
90228,5	8,5	0,14	0,38		1,98	1	2,8	14,7	
90229	9	0,13	0,36		1,96	1			
90229,5	9,5	0,12	0,34		1,94	1	2,9	16,6	
90230	10	0,11	0,32		1,92	1			
90230,5	10,5	0,10	0,31		1,91	1	3,1	19,3	
90231	11	0,09	0,29		1,89	1			
90231,5	11,5	0,08	0,27		1,87	1	3,3	23,1	
90232	12	0,07	0,25		1,85	1			
90232,5	12,5	0,06	0,23		1,83	1	3,7	29,1	
90233	13	0,05	0,22		1,82	1			
90233,5	13,5	0,05	0,20		1,80	1	4,4	40,0	
90234	14	0,04	0,18	0,45	2,05	1			
90234,5	14,5	0,03	0,16	0,42	2,02	1	6	15,7	74,9
90235	15	0,02	0,14	0,40	2,00	1			
90235,5	15,5	0,01	0,13	0,37	1,97	1	14	41	218,8
90236	16	0	0,11	0,34	1,94	1			
90236,5	16,5	0,10	0,32		1,92	1	3,3	19,4	
90237	17	0,09	0,31		1,91	1			
90237,5	17,5	0,08	0,29		1,89	1	3,6	23,3	
90238	18	0,07	0,27		1,87	1			
90238,5	18,5	0,06	0,25		1,85	1	4,0	29,4	
90239	19	0,05	0,23		1,83	1			
90239,5	19,5	0,05	0,22		1,82	1	4,8	40,4	
90240	20	0,04	0,20	0,47	2,07	1			
90240,5	20,5	0,03	0,18	0,44	2,04	1	6,7	16,3	75,6
90241	21	0,02	0,16	0,41	2,01	1			
90241,5	21,5	0,01	0,14	0,39	1,99	1	16,0	43,0	220,8
90242	22	0,00	0,13	0,36	1,96	1			
90242,5	22,5	0,12	0,34		1,94	1	2,9	16,6	
90243	23	0,11	0,32		1,92	1			
90243,5	23,5	0,10	0,31		1,91	1	3,1	19,3	
90244	24	0,09	0,29		1,89	1			
90244,5	24,5	0,08	0,27		1,87	1	3,3	23,1	
90245	25	0,07	0,25		1,85	1			
90245,5	25,5	0,06	0,23		1,83	1	3,7	29,1	
90246	26	0,05	0,22		1,82	1			

90246,5	26,5	0,05	0,20		1,80	1	4,4	40,0	
90247	27	0,04	0,18		1,78	1			
90247,5	27,5	0,03	0,16		1,76	1	6,0	65,3	
90248	28	0,02	0,14		1,74	1			
90248,5	28,5	0,01	0,13		1,73	1	14,0	191,8	
90249	29	0,00	0,11		1,71	1			
90249,5	29,5	0,10			1,70	1	17,2		
90250	30	0,09			1,69	1			
90250,5	30,5	0,08			1,68	1	20,8		
90251	31	0,07			1,67	1			
90251,5	31,5	0,06			1,66	1	26,4		
90252	32	0,05			1,65	1			
90252,5	32,5	0,05			1,65	1	36,6		
90253	33	0,04			1,64	1			
90253,5	33,5	0,03			1,63	1	60,3		
90254	34	0,02			1,62	1			
90254,5	34,5	0,01			1,61	1	178,8		
90255	35	0,00				1			

Trykkberegninger for forbolter

Tabell 22. Trykkberegninger for forbolter.

Sikringstrykk fra RocSupport		
buer+sprøytebetong	1,6	MPa
Sikringstrykk for forbolt		
sikringstrykk fra forbolt	0,27	MPa
Lengde forbolt	6	m
Trykk per meter per stav	0,045	MPa
Trykk per halve m per stav	0,0225	MPa

Tabell 23. Forboltenes trykk lagt inn i $Phase^2$. Det er bare mulig å legge inn ett trykk per meter i phase2, derav trykkfaktorene som endrer trykkene stegvis. Nye raster er lagt inn for hver tredje meter.

		Kumulativt sikringstrykk				Trykk-faktorer i phase2		
Pelnr	Lengdekoordinat i phase2	3 raster	6 raster	9 raster	sprøytebetong og buer	1. faktor	2.faktor	3.faktor
90190	-30	0,81			2,41			
90190,5	-29,5	0,74			2,34	1	3,2	
90191	-29	0,68			2,28			
90191,5	-28,5	0,61			2,21	1	3,6	
90192	-28	0,54			2,14			
90192,5	-27,5	0,47			2,07	1	4,4	
90193	-27	0,41	1,22		2,82			
90193,5	-26,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90194	-26	0,27	0,95		2,55			
90194,5	-25,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90195	-25	0,14	0,68		2,28			
90195,5	-24,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90196	-24	0,00	0,41	1,22	2,82			
90196,5	-23,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90197	-23	0,27	0,95		2,55			
90197,5	-22,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90198	-22	0,14	0,68		2,28			
90198,5	-21,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90199	-21	0,00	0,41	1,22	2,82			
90199,5	-20,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90200	-20	0,27	0,95		2,55			
90200,5	-19,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90201	-19	0,14	0,68		2,28			
90201,5	-18,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90202	-18	0,00	0,41	1,22	2,82			
90202,5	-17,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90203	-17	0,27	0,95		2,55			
90203,5	-16,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90204	-16	0,14	0,68		2,28			
90204,5	-15,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90205	-15	0,00	0,41	1,22	2,82			
90205,5	-14,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90206	-14	0,27	0,95		2,55			
90206,5	-13,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90207	-13	0,14	0,68		2,28			
90207,5	-12,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90208	-12	0,00	0,41	1,22	2,82			

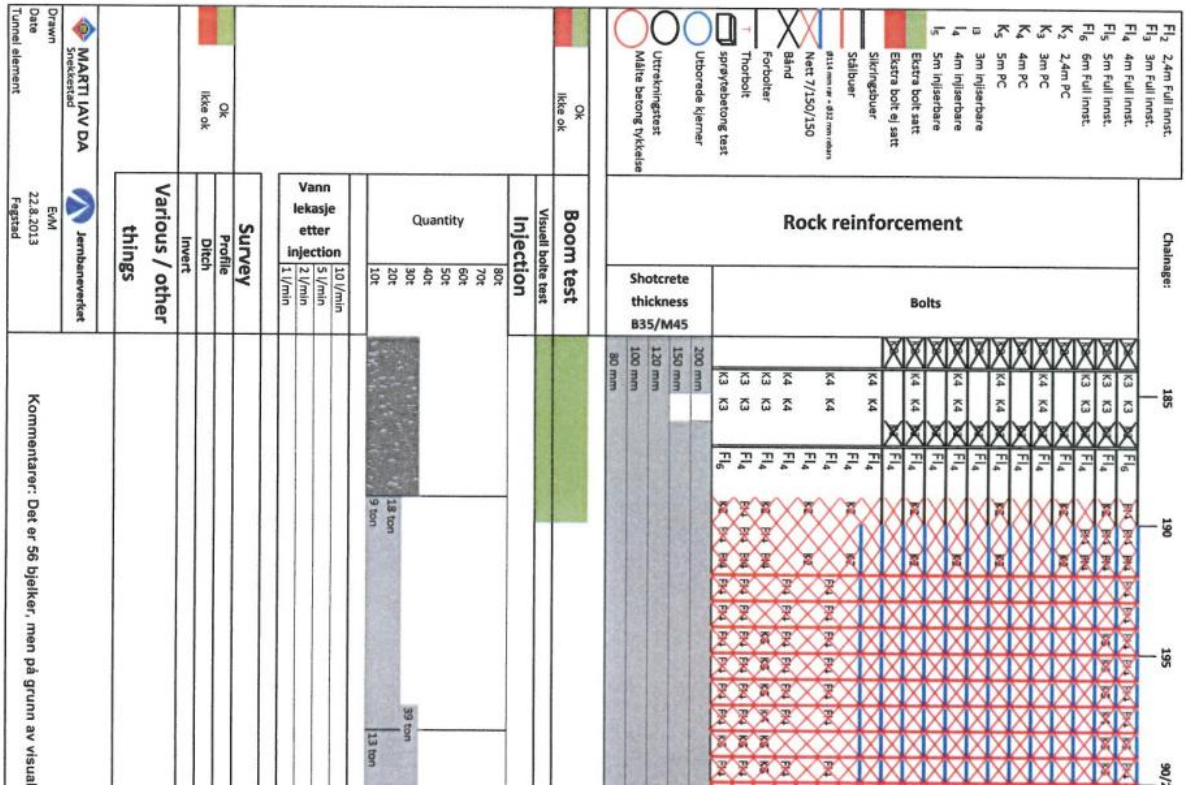
90208,5	-11,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90209	-11	0,27	0,95		2,55			
90209,5	-10,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90210	-10	0,14	0,68		2,28			
90210,5	-9,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90211	-9	0,00	0,41	1,22	2,82			
90211,5	-8,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90212	-8	0,27	0,95		2,55			
90212,5	-7,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90213	-7	0,14	0,68		2,28			
90213,5	-6,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90214	-6	0,00	0,41	1,22	2,82			
90214,5	-5,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90215	-5	0,27	0,95		2,55			
90215,5	-4,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90216	-4	0,14	0,68		2,28			
90216,5	-3,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90217	-3	0,00	0,41	1,22	2,82			
90217,5	-2,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90218	-2	0,27	0,95		2,55			
90218,5	-1,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90219	-1	0,14	0,68		2,28			
90219,5	-0,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90220	0	0,00	0,41	1,22	2,82			
90220,5	0,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90221	1	0,27	0,95		2,55			
90221,5	1,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90222	2	0,14	0,68		2,28			
90222,5	2,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90223	3	0,00	0,41	1,22	2,82			
90223,5	3,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90224	4	0,27	0,95		2,55			
90224,5	4,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90225	5	0,14	0,68		2,28			
90225,5	5,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90226	6	0,00	0,41	1,22	2,82			
90226,5	6,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90227	7	0,27	0,95		2,55			
90227,5	7,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90228	8	0,14	0,68		2,28			
90228,5	8,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90229	9	0,00	0,41	1,22	2,82			
90229,5	9,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90230	10	0,27	0,95		2,55			
90230,5	10,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9

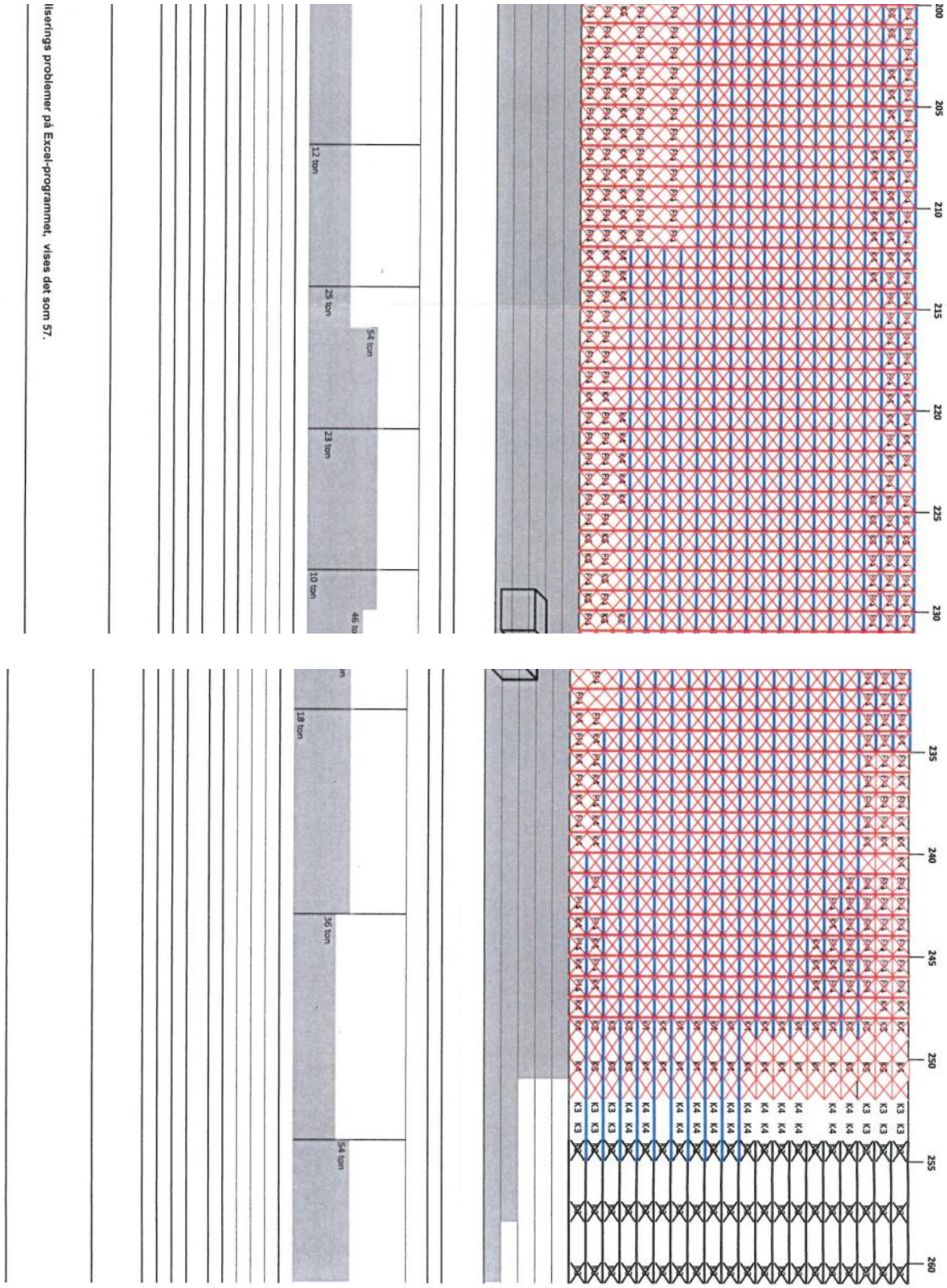
90231	11	0,14	0,68		2,28			
90231,5	11,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90232	12	0,00	0,41	1,22	2,82			
90232,5	12,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90233	13	0,27	0,95		2,55			
90233,5	13,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90234	14	0,14	0,68		2,28			
90234,5	14,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90235	15	0,00	0,41	1,22	2,82			
90235,5	15,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90236	16	0,27	0,95		2,55			
90236,5	16,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90237	17	0,14	0,68		2,28			
90237,5	17,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90238	18	0,00	0,41	1,22	2,82			
90238,5	18,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90239	19	0,27	0,95		2,55			
90239,5	19,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90240	20	0,14	0,68		2,28			
90240,5	20,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90241	21	0,00	0,41	1,22	2,82			
90241,5	21,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90242	22	0,27	0,95		2,55			
90242,5	22,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90243	23	0,14	0,68		2,28			
90243,5	23,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90244	24	0,00	0,41	1,22	2,82			
90244,5	24,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90245	25	0,27	0,95		2,55			
90245,5	25,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90246	26	0,14	0,68		2,28			
90246,5	26,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90247	27	0,00	0,41	1,22	2,82			
90247,5	27,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90248	28	0,27	0,95		2,55			
90248,5	28,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90249	29	0,14	0,68		2,28			
90249,5	29,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90250	30	0,00	0,41	1,22	2,82			
90250,5	30,5	0,34	1,08		2,68	1	3,2	7,9
90251	31	0,27	0,95		2,55			
90251,5	31,5	0,20	0,81		2,41	1	4	11,9
90252	32	0,14	0,68		2,28			
90252,5	32,5	0,07	0,54		2,14	1	8	31,7
90253	33	0,00	0,41		2,01			

90253,5	33,5	0,34			1,94	1	5,7	
90254	34	0,27			1,87			
90254,5	34,5	0,20			1,80	1	8,9	
90255	35	0,14			1,74			
90255,5	35,5	0,07			1,67	1	24,7	
90256	36	0,00			1,60			

Vedlegg K – Utført sikring

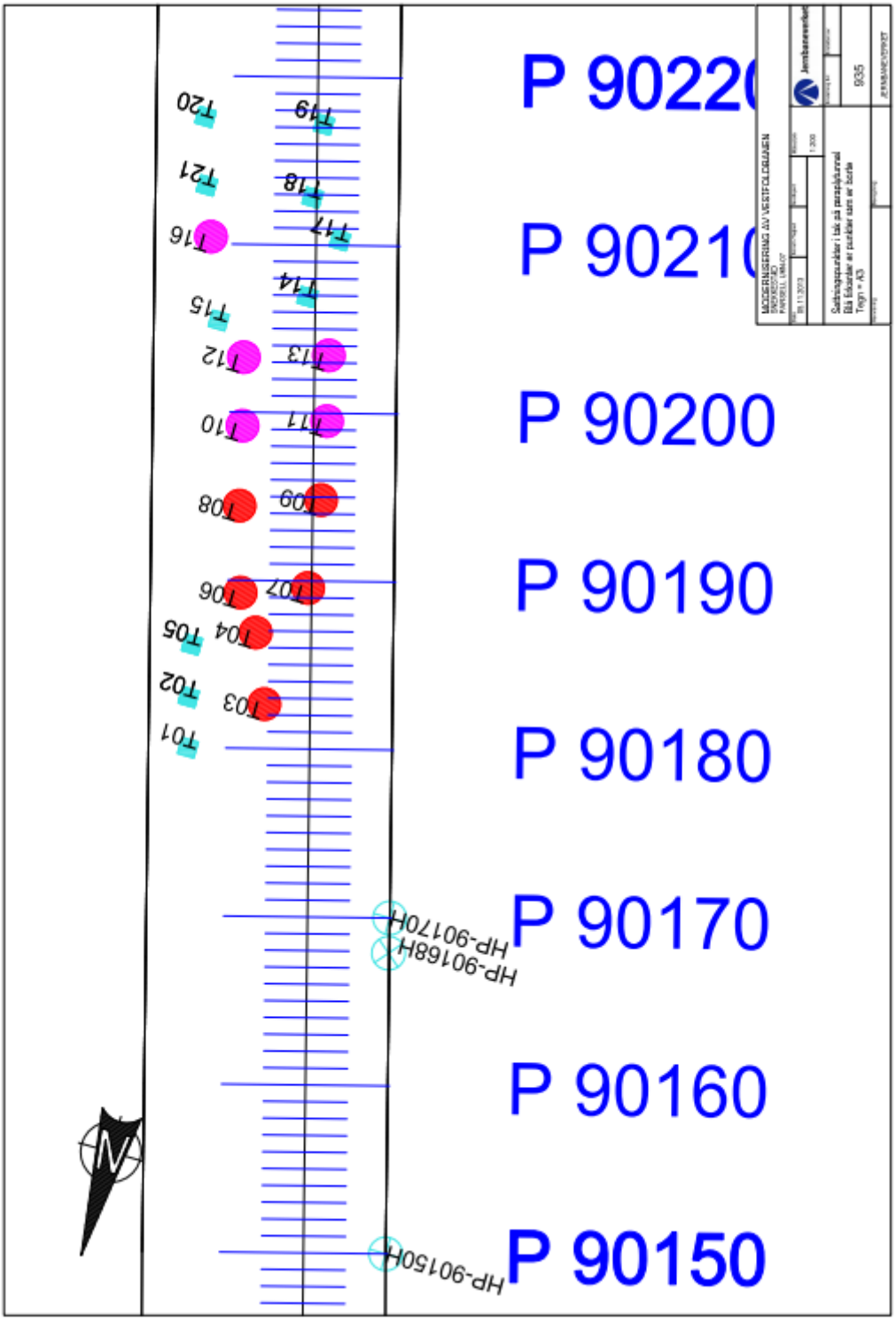
Nedenfor følger utklipp av sikringstegninger av utført sikring. Sikringstegningene er mottatt fra Jernbaneverket. (Jernbaneverket, 2013)





Figur 69. Oversikt over utført sikring i problemområdet. (Jernbaneverket, 2013)

Vedlegg L – Deformasjonsmålinger



Figur 70. Oversiktstegning over deformasjonsmålinger i tunnelen. (Jernbaneverket, 2014)

MONTERINGSSKJEMA SETTNINGSPUNKTER I TAK PÅ SNEKKESTAD

DATO *23.feb 2014*

Info:

Oppratør:	Erikur Sveinson	ES
	Brynjar Oksefjellelv	BO
	Sigmund Trønnes	ST
	Trond Owe Bergstrøm	TOB

Stuffer:	Fegstad
	Holm

LOKALT Z PUNKT:	P90168H	30	DR90168H	29,991
LOKALT Z PUNKT:	P90170H	29,504	P90115-1	39,703
LOKALT Z PUNKT:	P90150H	30,118	JBV-H	50,000
LOKALT Z PUNKT:	P90103H	40,000		

Målemetodens antatte nøyaktighet ved direktemåling på takplater er +/- 3mm.
Prismemåling er ikke mulig og utføre
Kommentar: Mye tilgriset overflate på målepunkter. Store avvik i tabellen er mest sannsynnlig årsaken til dette. Flere av punktene er ødelagt ved sprengning av bunnstross eller oversprøytet med sprøytebetong

Oversiktskart og deformasjonsmålinger er mottatt fra Jernbaneverket. Ovenfor vises Jernbaneverkets tabell med deformasjonsmålinger, samt deres kommentarer til målingene. (Jernbanevektet, 2014)

Tabell 24. Deformasjonsmålinger mottatt fra Jernbaneverket. (Jernbaneverket, 2014)

MÅLT Z			MÅLT Z		MÅLT Z		MÅLT Z		MÅLT Z		MÅLT Z		MÅLT Z		MÅLT Z			UTVIKLING							
2013		Dif	2013	Dif	2013	Dif	2013	Dif	2013	Dif	2013	Dif	2014	Dif	2014	Dif									
29.jan		mm	12.jun	mm	27.jun	mm	03.jul	mm	23.aug	mm	03.jul	mm	23.feb	mm		mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
38,668	-2	DØD																0	-2						
38,142	-3	X																0	-3	Null høyde overfylt					
39,351	-1	X																0	-1	Null høyde overfylt					
39,159	-2	X																0	-2	Null høyde overfylt					
38,026	-3	X																0	-3	Null høyde overfylt					
			48,525	1	48,524	-2	48,525	0	48,522	-2		DØD						0	1	-2	0	-2	DØD		
			49,734	1	49,732	-1	49,732	0	49,729	-4	49,734	1						0	1	-1	0	-4	1		
			49,543	4	49,539	0	49,538	-1	49,537	-2	49,541	2						0	4	0	-1	-2	2		
			48,408	1	48,408	-2	48,408	0	48,407	0		DØD						0	1	-2	0	0	DØD		
			49,076	1	49,074	-3	49,074	0	49,067	-8	49,070	-5						0	1	-3	0	-8	-5		
			49,099	-1	49,100	0	49,099	-1	49,098	-2	49,099	-1						0	-1	0	-1	-2	-1		
			49,399	-2	49,400	-3	49,400	-1	49,397	-4	49,399	-2						0	-2	-3	-1	-4	-2		
			49,273	0	49,273	3	49,273	0	49,270	-2	49,274	1						0	0	3	0	-2	1		
			49,302	5	49,298	0	49,299	1	49,288	-9	49,290	-8						0	5	0	1	-9	-8		
			49,023	1	49,022	2	49,023	1	49,020	-1	49,023	1						0	1	2	1	-1	1		
			49,889	0	49,895	-5	49,896	0	49,892	-3	49,894	-2						0	0	-5	0	-3	-2		
			49,516	0	49,516	-1	49,517	1	49,519	3	49,520	5						0	0	-1	1	3	5		
							48,496	2		DØD								0	2	DØD					
							49,086	0	49,083	-2								0	0	-2	DØD				
							49,242	3	49,240	2	49,240	1						0	3	2	1				
							48,999	3		DØD								0	3	DØD					
							49,066	3		DØD								0	3	DØD					
							49,596	2		DØD								0	2	DØD					
							49,465	2		DØD								0	2	DØD					
							48,829	2		DØD								0	2	DØD					
													57,047	-1				0	-1						
													58,742	-2				0	-2						
													56,793	-2				0	-2						

TRINN 1				TRINN 2					TRINN 3	2013		Null
MONTERING BOLT				MÅLING DELTAHØYDE				20113	MÅLT X OG Y		2012	Z
ID PUNKT	DATO	OPPRATØR	STUFF	MÅLT H	OPPRATØR	ID MÅLT FRA	STASJON	Dato	UTFØRT	DATO	DATO	
T01	28.jan	ES	Fegstad	X	TOB	P90168H		28.jan	X	28.jan	29.jan	38,670
T02	28.jan	ES	Fegstad	X	TOB	P90168H		28.jan	X	28.jan	29.jan	38,145
T03	28.jan	ES	Fegstad	X	TOB	P90168H		28.jan	X	28.jan	29.jan	39,352
T04	28.jan	ES	Fegstad	X	TOB	P90168H		28.jan	X	28.jan	29.jan	39,161
T05	28.jan	ES	Fegstad	X	TOB	P90168H		28.jan	X	28.jan	29.jan	38,029
T02	28.01.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90168H	STA05	31.mai	X	28.jan	31.mai	48,5242
T03	28.01.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90168H	STA05	31.mai	X	28.jan	31.mai	49,7324
T04	28.01.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90168H	STA05	31.mai	X	28.jan	31.mai	49,5388
T05	28.01.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90168H	STA05	31.mai	X	28.jan	31.mai	48,4078
T06	30.05.2013	ST	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA05	31.mai			31.mai	49,0747
T07	30.05.2013	ST	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA05	31.mai			31.mai	49,1002
T08	30.05.2013	ST	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA05	31.mai			31.mai	49,400
T09	30.05.2013	ST	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA10+4m ØST	31.mai			31.mai	49,273
T10	30.05.2013	ST	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA10+4m ØST	31.mai			31.mai	49,298
T11	30.05.2013	ST	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA10+4m ØST	31.mai			31.mai	49,022
T12	30.05.2013	ST	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA10+4m ØST	31.mai			31.mai	49,896
T13	30.05.2013	ST	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA10+4m ØST	31.mai			31.mai	49,516
T14	26.06.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA10+4m ØST	27.jun			27.jun	48,4945
T15	26.06.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA10+4m ØST	27.jun			27.jun	49,0855
T16	26.06.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA21	27.jun			27.jun	49,2388
T17	26.06.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA21	27.jun			27.jun	48,9963
T18	26.06.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA21	27.jun			27.jun	49,0633
T19	26.06.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA21	27.jun			27.jun	49,5945
T20	26.06.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA21	27.jun			27.jun	49,4632
T21	26.06.2013	ES	Fegstad	X	TOB	P90103H	STA21	27.jun			27.jun	48,8267
T24	09.01.2014	ES	Holm	X	TOB	JBV-H	STA26+2m cl	15.01.2014			15.01.2014	57,048
T25	09.01.2014	ES	Holm	X	TOB	JBV-H	STA26+2m cl	15.01.2014			15.01.2014	58,744
T26	09.01.2014	ES	Holm	X	TOB	JBV-H	STA26+2m cl	15.01.2014			15.01.2014	56,796