NTNU
Det skapende universitet

Ulriken tunnel - Vurdering av ingeniørgeologiske utfordringer og behov for videre undersøkelser/oppfølging under TBM-driving

Julie Backe-Bogstad

Tekniske geofag
Innlevert: juni 2015
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: Julie Backe-Bogstad

Oppgavens tittel: Ulriken tunnel - Vurdering av ingeniørgeologiske utfordringer og behov for videre undersøkelser/oppfølging under TBM-driving

English title: The Ulriken tunnel - Evaluation of engineering geological challenges and need for further ground investigation during TBM-excavation

Utfyllende tekst:

1. Anleggsarbeidet for den 7,8 km lange Ulriken jernbanetunnel nr. 2 er igangsatt, og TBM-driving vil etter planen starte i oktober 2015. Som videreføring av fordypningsprosjekt gjennomført av samme kandidat høsten 2014, med hovedvekt på analyse av ingeniørgeologiske forundersøkelser og forhold av spesiell betydning for borbarhet og inndrift, skal det i denne masteroppgaven gjennomføres systematisk vurdering av hvilke ingeniørgeologiske utfordringer en må påregne langs den planlagte traseen, og av hvilken oppfølging i form av videre undersøkelser en bør legge opp til. Sentrale deler av arbeidet vil være:

- Befaring(er) til anlegget for videre innhenting av grunnlags-/erfaringsdata og diskusjon med fagpersonale.
- Rekognoserende ingeniørgeologisk kartlegging og prøvetaking av bergarter.
- Laboratorieanalyser med tanke på inngangsparametre for numerisk analyse. Supplerende borbarhetstesting i den grad dette finnes nødvendig.
- Mikroskopering/petrografisk analyse av prøvetatte bergarter.
- Numerisk analyse ved hjelp av Phase^2, med spesiell vekt på analyse av risiko for mulige bergtrykksproblemer.
- Systematisk vurdering og diskusjon av spesielle ingeniørgeologiske utfordringer som kan tenkes å påtreffes langs tunneltraseen.
- Vurdering av behov for videre ingeniørgeologiske undersøkelser/oppfølging under tunneldrivingen.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Jernbaneverket, Utbyggingsprosjekter Vest med Prosjektleder UAB Hans-Egil Larsen som kontaktperson.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergmekanikk

Tidsrom: 14.01.-10.06.2015

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN
NTNU, 21 januar 2015

Sammendrag

Eksisterende Ulriken tunnel mellom Arna og Fløen har nådd sin kapasitetsgrense, og Jernbaneverket har bestemt å bygge en ny tunnel som skal ligge parallelt med og 30 meter sør for eksisterende tunnel. Tunnelen skal være 7,8 kilometer, hvor de første 800 meterne skal drives konvensjonelt før de resterende 7 kilometerne fullprofilbores. Gripper-TBMen som skal brukes har en diameter på 9,3 meter og er den største brukt i Norge hittil.

Denne masteroppgaven er en videreførelse av prosjektoppgaven skrevet høsten 2014 hvor en analyse av ingeniørgeologiske undersøkelser og forhold av spesiell betydning for borbarhet og inndrift for nye Ulriken tunnel ble foretatt. I masteroppgaven vil en vurdering av ingeniørgeologiske utfordringer og behov for videre oppfølging under driving foretas.

Vurderingene utført i oppgaven er basert på grunnlagsmateriale, rekognoserende ingeniørgeologisk kartlegging og prøveinnsamling i Bergensområdet, laboratorietester og numerisk analyse i Phase^2. Hovedfokuset har vært å undersøke risikoen for mulige bergtrykksproblemer.

Den største begrensningen i numerisk analyse ligger i påliteligheten til inngangsparameterne. I den forbindelse har det blitt utført parameterstudie av horisontalspenningene og GSI-verdien. Den numeriske analysen viste at den maksimale σ_1-verdien forekommer i taket og gulvet i tunnelen, samt at den øker med økende horisontalspenninger. Ved redusert GSI øker antall bruddelement, og det ble observert brudd i taket på tunnelen.

Grunnlagsmaterialet fra eksisterende tunnel, befaring i eksisterende tunnel og Q-metodens SRF-verdi tilsier at bergtrykksproblemer kan tenkes å påtreffes langs tunneltraséen. På grunn av muligheten for bergtrykksproblemer og usikkerheten i henhold til spenningene brukt i oppgaven er det anbefalt å utføre bergtrykksmålinger.

Det vil alltid foreligge en viss fare for stabilitetsproblemer i forbindelse med driving gjennom svakhetssoner og vanninnbrudd. Foreløpig er det ikke planlagt sonderboring eller injeksjon ved driving gjennom de største svakhetssonene. I oppgaven anbefales det å forta sonderboring og behovsprøvd injeksjon ved driving gjennom de største svakhetssonene for å unngå vannlekkasje og stabilitetsproblemer. I tillegg er det anbefalt å vurdere underveis i drivingen om det er hensiktsmessig å ta prøver av leirmaterialet i svakhetssoner med tanke på stabiliteten i tunnelen.

Abstract

The Ulriken tunnel, that connects Arna and Fløen, has reached its capacity limit. Consequently, the Norwegian National Rail Administration have decided to build a new tunnel situated parallel to and 30 meters south of the existing tunnel. The total length will be 7,8 kilometres, where the first 800 meters are excavated by drilling and blasting while the remaining 7 kilometres will be excavated with a TBM. The TBM diameter will be 9.3 meters, and will be the largest TBM used in Norway so far.

This thesis is a continuation of a project assignment written the autumn of 2014. The assignment analysed the engineering geological investigations and matters of special importance with regard to drillability and progress of the new Ulriken tunnel. In the thesis, an evaluation of engineering geological challenges and the need for further investigation during excavation is performed.

The assessments conducted in this thesis are based on background material, reconnaissance engineering geological mapping and sampling in the Bergen area, laboratory tests and numerical modelling in Phase^2. The primary focus has been to examine the possibility of stress induced spalling in the tunnel.

The greatest limitation in numerical modelling is the reliability of the input parameters. Hence, a parameter study of the horizontal field stresses and GSI is carried out. The numerical modelling showed that the maximum σ_1 value occurs in the roof and floor of the tunnel and it increases with increasing horizontal stresses. Yielded elements increasing as the GSI decrease, and it was observed yielding in the tunnel ceiling with low GSI.

Background material from the existing tunnel, inspection of the existing tunnel and the SRF-value from the Q-method indicates that rock spalling problems are likely to occur during excavation. Because of the possibility of rock stress problems and the uncertainty regarding the rock stresses applied in this thesis, it is recommended to perform rock stress measurements.

There is always a certain risk associated with excavation through a weakness zone, regarding stability of the rock mass and water intrusion. So far, no probe drilling or injection is planned for excavation through the major weakness zones. To avoid water intrusion and stability problems it is recommended to perform probing and injection based on probing results. In addition, it is recommended to consider whether it is necessary to collect samples of clay material in the weakness zones in terms of the stability of the tunnel.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for geologi og bergteknikk, ved Norges naturtekniske universitet våren 2015. Oppgaven er en videreførelse av prosjektoppgaven skrevet høsten 2014 innen samme prosjekt.

Oppgaven er gjennomført i samarbeid med Jernbaneverket, Utbyggingsprosjekter Vest med prosjektleder Hans-Egil Larsen som kontaktperson. Takk for at du gjorde det mulig å skrive masteroppgave om et så spennende prosjekt, og for god mottakelse ved besøk til prosjektet. Jeg vil også takke Helge Tjelmeland og Leon Eide for at dere tok dere tid til å svare på spørsmål og sende ytterligere informasjon når dette var nødvendig. Takk til Morten Hovelsen som var med meg på kartlegging og prøveinnsamling.

Jeg vil også takke Gunnar Vistnes som har utført laboratorietestene og svart på alle spørsmål jeg har hatt i etterkant, og Bjørn Eske som har hjulpet meg med mikroskoperingen av tynnslipene. For hjelp med den numeriske modelleringen ønsker jeg å takke Trinh Quoc Nghia som hele tiden har vært behjelpelig.

Til slutt vil jeg spesielt takke veileder Bjørn Nilsen for inspirasjon og lærerike diskusjoner. Du har alltid hatt gode innspill og råd når det har vært behov for det.

Trondheim 10.06.2015

Julie Backe-Bogstad

Forsidebilde: Tunnelboremaskinen som skal bore seg gjennom Ulriken.

(Foto: Sarah Hupfer/Herrenknecht)

Innhold

Sammendrag……...II

Abstract……...……..IV

Forord……VI

1 Introduksjon 1

1.1 Bakgrunn for oppgaven 1

1.2 Formål og omfang 1

1.2.1 Fremgangsmåte 2

2 Teori 3

2.1 Bergmassens egenskaper 3

2.2 Bruddkriterier 4

2.3 Bergmassens spenningstilstand 7

2.3.1 Bergspenninger 7

2.3.2 Spenningskonsentrasjon 9

2.3.3 Brudd i strekkområdet 10

2.3.4 Brudd i trykkområdet 10

2.4 Stabilitetsproblemer ved tunneldrift 12

3 Grunnlagsmateriale og egne undersøkelser 13

3.1 Grunnlagsmateriale 13

3.2 Besøk til Jernbaneverkets kontorer i Arna 14

3.3 Rekognoserende ingeniørgeologisk kartlegging og prøveinnsamling 14

3.3.1 Prøvetaking 14

3.3.2 GSI 18

3.3.3 Q-verdi 18

4 Nye Ulriken tunnel 20

4.1 Eksisterende Ulriken tunnel 20

4.1.1 Prosjektbeskrivelse 20

4.1.2 Driving og sikring 22

4.2 Nye Ulriken tunnel 24
4.2.1 Prosjektbeskrivelse 24
4.2.2 Driving 25
4.3 Regionalgeologisk oversikt 28
5 Erfaringer fra driving av eksisterende tunnel 31
5.1 Erfaringer hentet fra grunnlagsmaterialet for eksisterende tunnel 31
5.2 Erfaringer fra befaring 32
6 Utførte forundersøkelser for nye Ulriken tunnel 35
7 Ingeniørgeologiske forhold 37
7.1 Topografi 37
7.2 Løsmasser 37
7.3 Bergarter 38
7.4 Lagdeling 38
7.5 Svakhetssoner 40
7.6 Vannforhold 44
7.7 Spenningsforhold 45
8 Laboratorieundersøkelser 50
8.1 Utførelse av laboratorieundersøkelser 50
8.1.1 Visuell inspeksjon av prøvene 50
8.1.2 Tynnslipmikroskopering 50
8.1.3 UCS 53
8.1.4 Cerchar abrasivitets indeks (CAI) 55
9 Numerisk analyse 56
9.1 Numerisk modellering 56
9.2 Inngangsparametere 58
9.2.1 GSI 59
9.2.2 m_i 62

9.2.3 Forstyrrelsesfaktor (D) 62
9.2.4 Elastisitetsmodul (E_i) 63
9.2.5 RocLab 64
9.2.6 Bergspenninger 64
9.2.7 Dilatasjons parameteren 65
9.3 Oppsett av modell 66
9.3.1 Påvirkning fra eksisterende tunnel 67
9.3.2 Etablering av modell 67
9.4 Horisontalspenningenes innvirkning på maksimalverdien til σ_1 71
9.5 GSI-verdiens innvirkning 74
9.6 Installering av sikring 76
9.7 Resultater fra modelleringen 77
10 Mulige ingeniørgeologiske utfordringer langs tunneltraséen 78
11 Behov for videre ingeniørgeologiske undersøkelser under driving 81
12 Konklusjon 84
13 Videre arbeid 86
14 Referanser 87
15 Vedlegg 90

1 Introduksjon

Dette kapittelet er ment å gi leseren en forståelse for bakgrunnen for masteroppgaven, hva den er ment å bidra med, og hvordan den er løst. Oppgaven er en videreførelse av prosjektoppgaven *«Ulriken tunnel- Analyse av ingeniørgeologiske forundersøkelser og forhold av spesiell betydning for borbarhet og inndrift»* skrevet høsten 2014. Formålet med masteroppgaven er å vurdere ingeniørgeologiske utfordringer og behov for videre undersøkelser/oppfølging under TBM-drivingen av nye Ulriken tunnel.

1.1 Bakgrunn for oppgaven

Enkeltsporet mellom Arna og Bergen har nådd sin kapasitetsgrense, og det er i den forbindelse bestemt at det skal utvides til dobbeltspor på strekningen. Utbyggingen består av nytt enkelt tunnelløp gjennom Ulriken, ombygging av spor og stasjon på Arna, nye broer i Fløen og Ulriken, samt oppgradering av eksisterende Ulriken tunnel (2014). Tiltaket vil mer enn fordoble kapasiteten på strekningen, og vil legge til rette for økt satsning på kollektivtrafikk og for en fortsatt vekst i godstrafikken på Bergensbanen (Jernbaneverket Region Vest, 2009). Den nye tunnelen skal ligge parallelt med og 30 meter sør for den eksisterende Ulriken tunnelen. Med unntak av de 800 første meterne fra påhugget ved Arna, skal tunnelen drives ut med en tunnelboremaskin (TBM) av typen Gripper-TBM levert av Herrenknecht. Dette blir første gang TBM blir brukt til driving av jernbanetunnel i Norge. Denne masteroppgaven tar for seg fullprofilboringen av den nye tunnelen gjennom Ulriken.

1.2 Formål og omfang

Formålet med denne oppgaven har vært å vurdere ingeniørgeologiske utfordringer langs tunneltraséen til nye Ulriken tunnel og behovet for videre undersøkelser og oppfølging under TBM-drivingen. Som en del av konklusjonen i prosjektoppgaven ble det anbefalt å vurdere muligheten for bergtrykksproblemer ytterligere ettersom dette kan forsinke inndriften. På bakgrunn av denne konklusjonen har hovedfokuset i oppgaven vært å undersøke om slike problemer vil oppstå i nye Ulriken tunnel. I arbeidet med prosjektoppgaven ble det gjort en grundig gjennomgang av grunnlagsmaterialet som forelå. Dette inkluderte geologiske rapporter og kart fra eksisterende Ulriken tunnel, rapporter fra nærliggende prosjekter inkludert Arnanipa tunnel og Fløyfjellstunnelen, flyfotos, topografiske kart, NGUs løsmassekart og berggrunnskart over Bergen i målestokkene 1:250 000 og 1:50 000 samt nettutgaven. I masteroppgaven er det i tillegg til dette tatt utgangspunkt i *«Ingeniørgeologisk – hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag»* utarbeidet av Norconsult. Spesielt nyttig

har imidlertid notater fra befaring inne i eksisterende tunnel vært for vurdering av spesielle ingeniørgeologiske utfordringer som kan tenkes å påtreffes under driving.

1.2.1 Fremgangsmåte

Som en del av arbeidet med masteroppgaven har det blitt foretatt et besøk til prosjektet. Det ble i den forbindelse utført rekognoserende ingeniørgeologisk kartlegging og prøvetakning ved to lokaliteter i Bergensområdet. Formålet var å danne seg et bilde av de ingeniørgeologiske forholdene, kartlegge GSI og Q-verdier og hente prøver til laboratorietesting. Hovedformålet med laboratorietestene utført i forbindelse med dette arbeidet har vært å oppnå nødvendige inngangsparametere til en numerisk analyse. Den numeriske analysen i oppgaven er utført med spesielt fokus på risiko for mulige bergtrykksproblemer, og bergartsprøvene ble hentet fra en av bergartene det er antatt at det vil oppstå bergtrykksproblemer. I tillegg til laboratorietester utført i forbindelse med inngangsparametere til den numeriske analysen har det blitt utført mikroskopering av to bergartsslip og CAI-testing etter ønske fra Jernbaneverket. I oppgaveteksten er det også lagt opp til supplerende borbarhetstesting om nødvendig, men etter besøket til Jernbaneverkets kontorer i Arna ble det enighet om at dette ikke var nødvendig.

I den numeriske analysen er det foretatt to forskjellige parameterstudier, en for å undersøke horisontalspenningenes innvirkning på den maksimale σ_1-verdien, og en annen for å undersøke hvordan GSI-verdien påvirker stabiliteten. Det har i tillegg blitt utført en gjennomgang av grunnlagsmaterialet som foreligger både for eksisterende og nye Ulriken tunnel. På bakgrunn av informasjonen som er innhentet i dette arbeidet er det foretatt vurdering og diskusjon av spesielle ingeniørgeologiske utfordringene som kan tenkes å påtreffes langs tunneltraséen. På bakgrunn av disse vurderingene er det vurdert behov for videre ingeniørgeologiske undersøkelser og oppfølging under tunneldrivingen.

2 Teori

Dette kapittelet tar for seg teorien som er grunnlaget for mange av vurderingene som gjøres både i den numeriske analysen senere i oppgaven og i teksten generelt. Teoridelen er tatt med innledningsvis for å gi leseren oversikt og bidra til at analysene senere i oppgaven virker rimelige. Kapittelet vil starte med å definere bergmassens egenskaper, bruddkriterier og bergspenninger før det avslutningsvis presenteres hvilke hovedtyper stabilitetsproblemer som er vanlig ved tunneldriving.

2.1 Bergmassens egenskaper

Bergarter kan defineres som et naturlig dannet aggregat av et eller flere forskjellige mineraler. Ettersom bergarter først og fremst gis navn etter dannelsesmåte, mineralsammensetning og metamorfosegrad, finnes det stor spredning i fysikalske og mekaniske egenskaper ikke bare mellom ulike bergartstyper, men også innen samme bergartsgruppe. For bestemmelse av bergarters mekaniske egenskaper er den vanligste metoden enaksial trykktesting (Nilsen og Broch, 2011), også kalt UCS-test hvor UCS står for uniaxial compressive strength. Trykkfasthet (σ_c) måles ved å belaste et sylindrisk prøvestykke til brudd i en prøvemaskin. Når bruddlasten (P) og tverrsnittarealet til prøven (A) er kjent, er trykkfastheten gitt ved formelen:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (2\text{-}1)$$

Ved UCS-testing blir tøyning og spenning registrert, og ut fra en spenning-tøynings-kurve kan elastisitetsmodul (E) og Poissons forholdstall (ν) bestemmes. Det finnes flere E-moduler, og i denne oppgaven er det valgt å bruke tangentmodulen. Denne er definert som helningen til tangenten i et bestemt punkt, og er gitt ved formelen:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (2\text{-}2)$$

Poissons forholdstall, også kalt tverrutvidelsestallet, angir forholdet mellom tverrtøyning og aksialtøyning. Formelen for beregning av Poissons forholdstall er følgende:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{tverr}}{\varepsilon_{aksial}} \quad (2\text{-}3)$$

(Myrvang, 2001)

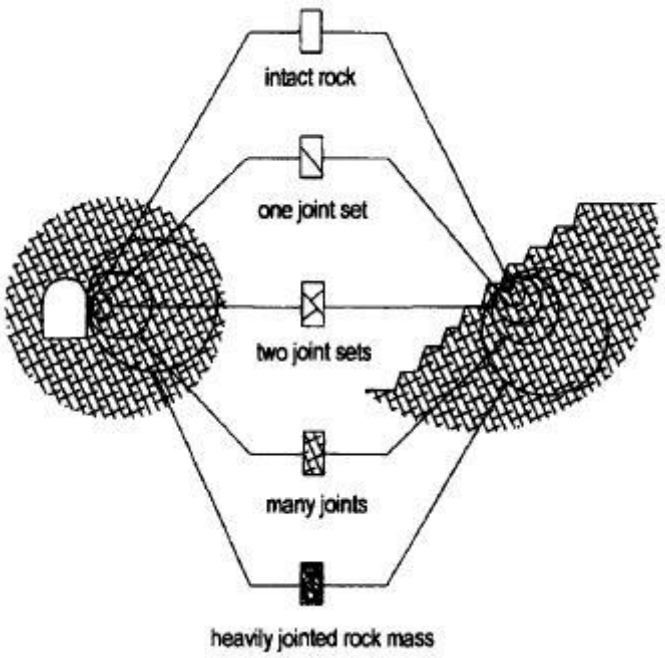
2.2 Bruddkriterier

Numerisk analyse kan brukes for å undersøke hvor det kan oppstå brudd i et bergrom, og for å kunne simulere dette, setter man inn et bruddkriterium i modellen (Myrvang, 2001). Det er utviklet en rekke teorier eller kriterier som forsøker å forklare eller forutsi, når og hvordan brudd oppstår i bergarter. Dette er gjort ved å anta at bruddet skjer ved en bestemt mekanisme, når en bestemt mekanisk størrelse overskrives. Deretter prøver man å finne hovenspenningskombinasjoner som fører til en slik tilstand. Klassiske bruddkriterier er Tresca-kriteriet, Mohr-Coulomb, von Mises og Drucker-Prager. Det er imidlertid ofte at disse klassiske bruddkriteriene ikke viser så god overenstemmelse med eksperimentelle erfaringer. I den numeriske analysen, som presenteres senere i oppgaven, er det brukt det generaliserte Hoek-Brown kriteriet. Dette kriteriet er et forsøk på et rent empirisk bruddkriterium basert på en lang rekke prøvedata (Myrvang, 2001). Det generaliserte Hoek-Brown kriteriet er gitt ved følgende formel:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3{}'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (2\text{-}4)$$

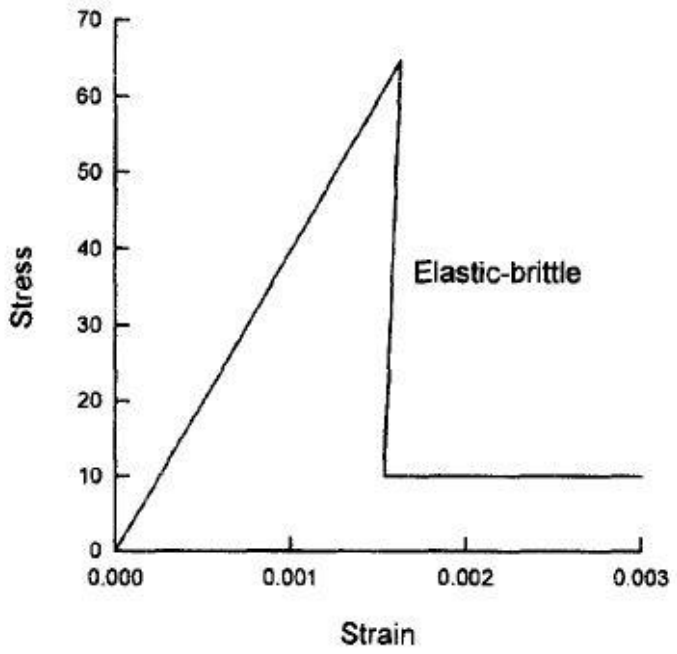
hvor σ_1' og σ_3' er største og minste effektiv spenning ved brudd, σ_c er enaksial trykkfasthet funnet i laboratoriet, og m og s er empiriske konstanter basert på bergmassekvalitet.

Hoek-Brown kriteriet antar isotropisk bergmassekvalitet, og bør derfor kun brukes for bergmasser med et tilstrekkelig antall sprekkesett. Figur 1 viser bergmassens overgang fra en intakt isotropisk steinprøve til meget anisotropisk bergmasse hvor bruddet kontrolleres av et til to sprekkesett over til en meget oppsprukket isotropisk bergmasse (Hoek og Brown, 1997).

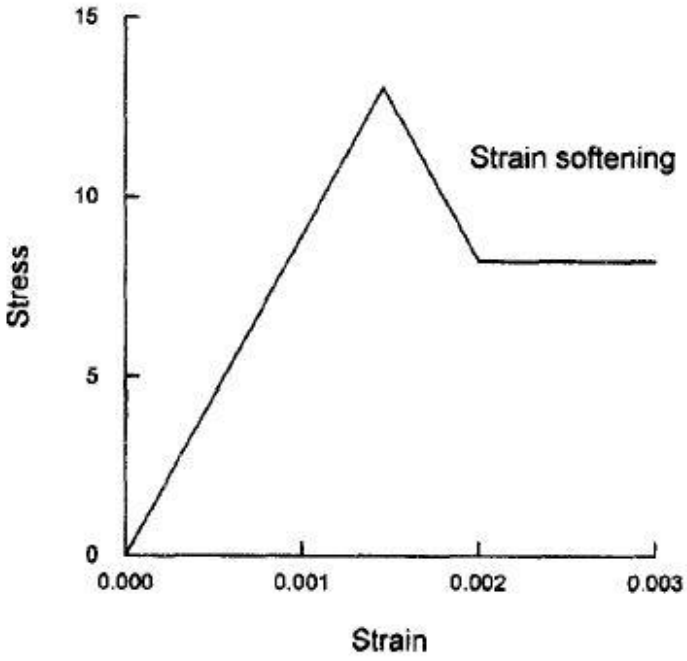


Figur 1: Idealisert diagram som illustrerer overgangen fra intakt bergmasse til meget oppsprukket bergmasse ved økende prøvestørrelse (fra Hoek og Brown, 1997).

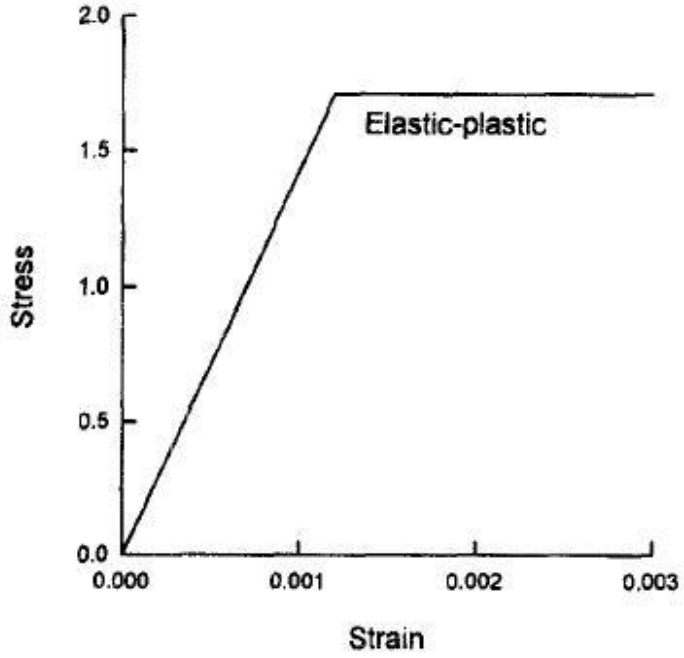
Når numerisk analyse brukes for å simulere brudd i bergrom, må plastiske modeller benyttes. Det velges i den forbindelse ut residualparametere som beskriver bergmassens egenskaper etter brudd. Det finnes ingen bestemte regler når man arbeider med dette, men basert på erfaringer fra numerisk analyse av en rekke praktiske eksempler beskrives tilstanden til bergmasser etter brudd ved Figur 2, Figur 3 og Figur 4. Figur 2 illustrerer det elastisk sprø bruddforløpet til bergmasser med veldig god kvalitet. Som Figur 2 viser faller bergmassestyrken brått når styrken overskrives. For bergmasse med middels kvalitet er det antatt at bruddforløpet vil være som illustrert i Figur 3. Figur 3 er utformet basert på antagelsen om at bergmassens tilstand etter brudd foregår ved et konstant spenningsnivå. Validiteten til denne antagelsen er imidlertid ikke kjent. Analyser av bergmasser med veldig dårlig kvalitet tyder på at bruddforløpet kan forklares ved perfekt plastisk oppførsel, se Figur 4. Dette betyr at bergmassen fortsetter å deformeres ved et konstant spenningsnivå og at det ikke forkommer noe volumendring i forbindelse med bruddet.



Figur 2: Antatt bergmassetilstand etter brudd for veldig god bergmasse (fra Hoek og Brown, 1997).



Figur 3: Antatt bergmassetilstand etter brudd for middels bergmasse (fra Hoek og Brown, 1997).



Figur 4: Antatt bergmassetilstand etter brudd for veldig dprlig bergmasse (fra Hoek og Brown, 1997).

2.3 Bergmassens spenningstilstand

Bergmassens spenningstilstand er viktig for stabiliteten til bergrom. Hva som avgjør om spenningene rundt et bergrom vil forårsake problemer eller ikke er spenningenes størrelse, orientering og anisotropi. Disse forholdene vil derfor beskrives nærmere.

2.3.1 Bergspenninger

I et bergmassiv er spenningstilstanden alltid tredimensjonal. En tredimensjonal spenningstilstand kan beskrives ved de tre hovedspenningene σ_1, σ_2 og σ_3. Hovedspenninger er definert som de spenningene som virker på planene hvor skjærspenningen er null. I bergmassen er det vanlig å kalle disse hovedspenningene σ_v, σ_H og σ_h, som er henholdsvis vertikalspenningen og største og minste horisontalspenning. Størrelse og forhold varierer i henhold til hvilke spenninger som forekommer på stedet.

Gravitasjonsspenninger er de spenningene som gravitasjonen alene setter opp i berget. Under en plan, horisontal overflate hvor bergmassens tetthet er ρ, og det forutsettes at det ikke forekommer horisontale forskyvninger av bergmassen, er skjærspenningene lik null i alle plan. Vertikalspenningen vil være bestemt av vekten til de de overliggende massene på stedet, gravitasjons akselerasjonen og dybden, og formelen er som følger:

$$\sigma_v = \rho g h \text{ (2-5)}$$

hvor ρ er tettheten, g tyngdens akselerasjon og h er overdekningen. Like under overflaten vil berget utvide seg fritt, men etter hvert som man beveger seg nedover i massene vil tverrutvidelsen forhindres, og det genereres en spenning σ_h i horisontalplanet. Horisontalspenninger er definert ved formelen:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_v \text{ (2-6)}$$

hvor ν er Poissons forholdstall.

Ettersom terrengoverflaten her i landet vanligvis verken er plan eller horisontal vil spenningsforholdene ofte avvike vesentlig fra det som ble definert tidligere. Dette resulterer i at de topografiske forholdene i stor grad vil innvirke på spenningsbildet. I tillegg til gravitasjonsspenninger, finnes det også geologisk betingende spenninger. Disse inkluderer tektoniske spenninger og residualspenninger. Tektoniske spenninger opptrer i jordskorpa, og kan utløses gjennom plutselige bevegelser som jordskjelv eller ved langsomme bevegelser som landhevningen som pågår i Norge. Residualspenninger er definert som spenninger som er låst fast i materialet fra dets tidligere historie. De kan være forårsaket av volumforandringer eller eksistere på grunn av hurtig avlasting. Strukturbetingede spenninger er forårsaket av inhomogeniteter i berggrunnen. Dette kan for eksempel være vekslende lag av bergarter med forskjellige elastiske egenskaper, spesielt typisk er svakhetssoner.

Den vertikale spenningskomponenten viser rimelig overensstemmelse med den gravitative verdien. Målinger foretatt flere steder i Skandinavia viser imidlertid opptil dobbelt så høy vertikalspenning som overdekningen skulle tilsi. I de tilfeller hvor det ikke er forstyrrende bergartsgrenser eller andre diskontinuiteter i nærheten, er det nærliggende å anta at det kan skyldes residualspenninger. På de samme stedene er det også målt meget høye horisontalspenninger, og disse er enda høyere enn vertikalspenningene. I slike tilfeller kan det tenkes at horisontalspenningene har bidrag fra både residualspenninger, tektoniske spenninger og gravitasjonsspenninger. Er det tektonisk aktivitet er det vanlig å oppgi horisontalspenningen med følgende formel:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_v + \sigma_{tektonisk} \text{(2-7)}$$

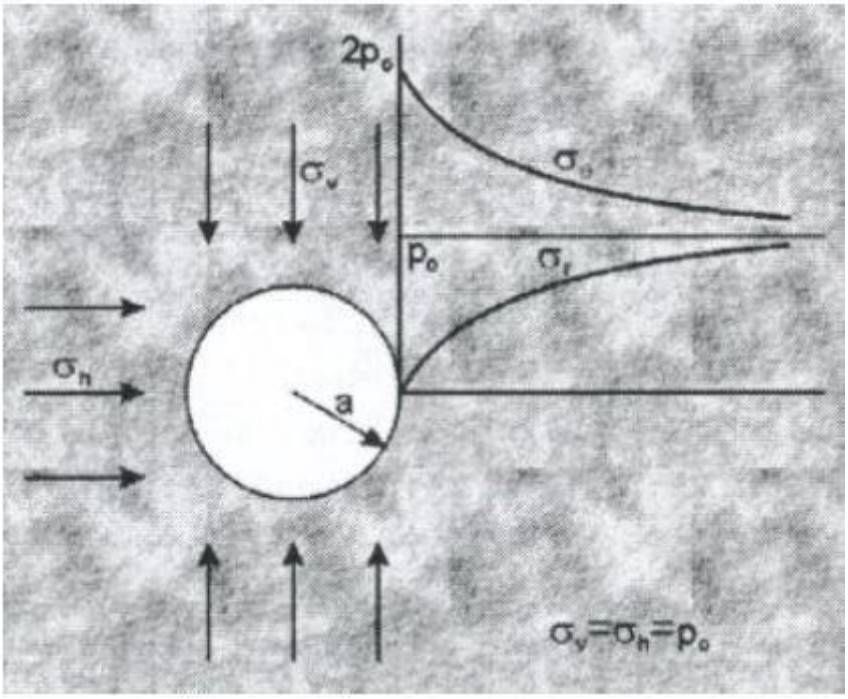
De horisontale spenningskomponentene vil svært ofte avvike fra de gravitative spenningene. Ofte er det horisontale spenningsfeltet anisotropt, og forskjellen mellom største og minste horisontale hovedspenning er betydelig. I Norge viser målinger at det er enkelte geologiske

områder som skiller seg ut med tanke på høye horisontalspenninger. Et av disse er prekambriske grunnfjellsbergarter på Vestlandet. I slike prekambriske bergarter er det mer en regel enn unntak at horisontalspenningene er større enn vertikalspenningene, selv på store dyp (Myrvang, 2001).

2.3.2 Spenningskonsentrasjon

Umiddelbart etter at det åpnes et rom i et spenningspåkjent medium, vil det oppstå en endring i det opprinnelige spenningsfeltet. Åpningen resulterer i en spennings-omlagring ettersom spenningene som ble tatt opp av massen som fjernes, må overføres til de gjenværende massene. Denne spennings-omlagringen medfører en spenningskonsentrasjon rundt bergrommet (Myrvang, 2001). Som nevnt tidligere er spenningene som oppstår rundt et bergrom som åpnes, et resultat av to forhold, nemlig bergrommets form og de spenningene som eksisterte på stedet før rommet ble drevet ut. Hvis man betrakter en sylindrisk åpning med radius r i et homogent og isotropt, elastisk materiale vil spenningsfordelingen se ut som i Figur 5. I en isostatisk spenningstilstand er hovedspenningene i de forskjellige planene det samme. Med en slik spenningstilstand som utgangspunkt vil man rundt hele det sirkulære tunnelprofil i selve tunneloverflaten få indusert en tangentialspenning som er dobbelt så stor utgangsspenningen. Som tidligere nevnt er det ikke vanlig med isostatisk spenningstilstand i berggrunnen, og størrelsene på største og minste horisontalspenning kan variere sterkt. Dette medfører at tangentialspenningene som induseres i overflaten av en sirkulær åpning vil variere i størrelse langs sirkelens periferi. De maksimale tangential spenningene vil inntreffe der retningen for største hovedspenning tangerer periferien, de minimale tangentialspenningene vil inntreffe der retningen til minste hovedspenning tangerer periferien.

Blir de tangentiale spenningene store nok eller små nok i forhold til bergmassens styrke, vil brudd kunne inntreffe i trykkområdet eller strekkområdet. Bruddutviklingen i de to områdene gir vanligvis meget forskjellige stabilitetsmessige problemer (Nilsen og Broch, 2011).



Figur 5: Opprinnelig spenningssituasjon (fra Myrvang, 2001).

2.3.3 Brudd i strekkområdet

Bergmassens evne til å motstå rene strekkspenninger er vanligvis meget lav, spesielt hvis bergmassen er en del oppsprukket. I strekkområdene vil derfor radielle riss og sprekker lett kunne dannes, selv ved relativt beskjedne spenningsnivå. Slik radielloppsprekking medfører vanligvis ikke stabilitetsproblemer av betydning ettersom oppsprekkingen ikke tvinger masser inn mot det åpne bergrommet.

2.3.4 Brudd i trykkområdet

Når tangentielle trykkspenninger i et område langs periferien av et bergrom blir store nok, vil bergmassen få dannet et bruddplan tangentielt til rommet. Man kan da få bruddannelse parallelt med belastningen. Slik tangentiell oppsprekking i trykkområdet kalles sprakeberg, og har forskjellige oppførsel ved forskjellige spenningsnivå. Ved midlere spenningsnivå vil den tangentielle oppsprekkingen føre til såkalt bomberg. Ved høyere spenningsnivå vil dannelsen av bomt berg bli så kraftig at avskallinger i overflaten finner sted. Ved meget høyt spenningsnivå kan denne avskallingen skje med voldsom kraft, og store steinflak slynges ut fra berget med stor hastighet. Slike avskallinger kalles bergslag, og kan medføre store problemer ved tunneldrift. Avskalling og bergslag starter mekanisk sett som et skjærbrudd, og bruddfragmentene eller flakene får ofte diskoslignende form. Når flak av berget løsner i trykkområdet, medfører dette at spenningsvollen forskyves innover i berget. Hvis denne

oppsprukne bergmassen blir stående av seg selv, eller holdes på plass ved hjelp av bolter, vil dette i seg selv være i stand til å oppta en viss del av spenningene. Spenningsvolden vil som et resultat få et noe flatere utseende og en langsom reduksjon av sprakebergaktiviteten vil inntreffe. Etter hvert vil det inntreffe en likevektssituasjon, og bergslags- og sprakebergaktiviteten vil opphøre (Nilsen og Broch, 2011).

Ved fullprofilboring bores et sirkulært tverrsnitt ut i en operasjon, og man kan med andre ord ikke tilpasse formen på tunnelprofilet, slik man kan ved konvensjonell drift. Ulempen med dette er at man ikke har mulighet til å tilpasse tunnelprofilet for å redusere spenningskonsentrasjonen.

I Norge kan avskalling og bergslag skje ved lavere overdekning enn hva som vanligvis er tilfellet. Dette forklares ved at det er stor anisotropi mellom de horisontale og vertikale spenningene (Palmström, 1995). Erfaring tilsier at avskallingsproblemer er større ved fullprofilboring enn ved boring og sprengning. Dette forklares ved at det ved sprengning utvikles flere sprekker og riss. Sprekkene og rissene medfører at spenningene omfordeler seg raskere fra åpningen. Dette fenomenet medfører at det er mer sannsynlig at slik bruddutvikling forekommer i massive bergarter enn i betydelig oppsprukne bergarter. Slike bergtrykksproblemer er ikke bare farlig for de som driver tunnelen, men kan også medføre forsinkelser og ødelegge utstyr (Ortlepp og Stacey, 1994). For å undersøke om bergtrykksproblemer vil oppstå, er det vanlig å bruke Q-metodens tabell for klassifiseringer av spenningsproblemer i massivt berg, se Figur 6. Dette er den mest siterte og brukte empiriske metoden for vurdering av bergtrykksproblemer i massivt berg (Nilsen, 2015). Ved å se på forholdet mellom σ_c/σ_1 kan man empirisk bestemme om bergtrykksproblemer kan forekommer.

b) Kompetent, hovedsakelig massivt berg, spenningsproblemer		σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
F	Lave spenninger, nær overflaten, åpne sprekker	>200	<0,01	2.5
G	Middels spenninger, gunstige spenningsforhold	200-10	0,01-0,3	1
H	Høye spenninger, svært tett struktur. Vanligvis gunstig for stabiliteten. Kan også være ugunstig for stabiliteten, avhengig av retningen på spenningene sammenliknet med sprekkdannelse/svakhetsplan*	10-5	0,3-0,4	0,5-2 2-5*
J	Moderat avskalling etter > 1 time i massivt berg	5-3	0,5-0,65	5-50
K	Avskalling og bergslag etter noen minutter i massivt berg	3-2	0,65-1	50-200
L	Intens bergslag og umiddelbar dynamisk deformasjon i massivt berg	<2	>1	200-400

Figur 6: Klassifisering av bergspenningsproblemer basert på Q-metoden (fra NGI, 2013).

Det som hittil er beskrevet om bergtrykkets ytringsform, forutsetter at man har bergarter som oppfører seg tilnærmet elastisk. For norske bergarter vil dette stort sett være dekkende. I bergarter med lav elastisitetsmodul og med mer plastiske egenskaper vil tilstrekkelig høyt bergtrykk kunne føre til så store deformasjoner av bergmassene rundt et bergrom at vegger, heng og såle, presses inn og i ekstreme tilfeller tenderer til å lukke bergrommet helt. Fenomenet kalles skviseberg, og forekommer sjeldent i norske tunneler (Nilsen og Broch, 2011). Skviseberg skjer ved plastisk deformasjon.

2.4 Stabilitetsproblemer ved tunneldrift

Å generalisere eller klassifisere stabilitetsproblemer i tunneler og bergrom er en vanskelig oppgave ettersom det alltid vil foreligge en fare for at viktige forhold kan bli oversett. Forskjellige typer anlegg kan være plassert i veldig forskjellig typer bergmasser med varierende orienteringer i forhold til struktur, oppsprekning, svakhetssoner i bergmassen og spenningsretninger. I tillegg kan spenningsnivået og vannforhold variere mye fra anlegg til anlegg. Dette medfører at det nærmest finnes et uendelig antall typer og størrelser av stabilitetsproblemer. Basert på hvordan stabilitetsproblemene ytrer seg i et anlegg kan man imidlertid dele dem opp i fire hovedtyper:

- Utfall av masser på grunn av deres egen tyngde. Dette inntreffer i bergrom som befinner seg i områder med lave spenninger. I slike tilfeller vil orienteringer av sprekker, slepper og svakhetssoner i forhold til konturen samt friksjonsforholdene på disse diskontinuitetene være av avgjørende betydning.
- Avskallinger av bergmassen i form av bergslag og sprakeberg. Dette forekommer som beskrevet i kapittel 2.3.4.
- Utpressing av bergmasser fra svake bergarter og svakhetssoner. Dette skyldes enten utviklingen av svelletrykk i enkelte leirmineraler når disse får tilgang på vann, eller ved forekomst av skviseberg, som beskrevet i kapittel 2.3.4.
- Utvasking av masser fra svakhetssoner eller bergarter som er lettsmuldrende. Dette inntreffer enten der selve svakhetssonen er sterkt vannførende eller der sonen umiddelbart innenfor konturen krysses av en sprekk med høyt sprekkevannstrykk og stor vannføringskapasitet (Nilsen og Broch, 2011).

3 Grunnlagsmateriale og egne undersøkelser

Dette kapittelet er ment å gi leseren en oversikt over det grunnlagsmaterialet som har vært brukt i arbeidet med masteroppgaven. Det vil også bli beskrevet hvilke egne undersøkelser som er utført, samt resultatene fra den rekognoserende ingeniørgeologiske kartleggingen gjennomført 19.februar 2015. Det ble i den forbindelse hentet inn to steinprøver som har blitt testet i laboratoriet. Hensikten med den rekognoserende ingeniørgeologiske kartleggingen og prøvetakingen var å innhente inngangsparametere til en numerisk analyse og oppnå større innsikt i de ingeniørgeologiske forholdene. Den numeriske modelleringen er utført med spesiell vekt på å analysere mulige bergtrykksproblemer, og vil bli nærmere beskrevet i kapittel 9.

3.1 Grunnlagsmateriale

1. Ragnhildstveit, J. & Helliksen, D. 1997. Geologiske kart over Norge, berggrunnskart Bergen M 1:250.000. Norges geologiske undersøkelse. Papirutgave og digital utgave tilgjengelig på: http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/.
2. Ragnhildstveit, J. & Helliksen, D. 2008. *Berggrunnskart Bergen 1115 I, M 1:50 000*. Norges geologiske undersøkelse.
3. Fossen, H. & Thon, A. 1988. Bergen 115I, berggrunnskart-1:50 000, foreløpig utgave. Norges geologiske undersøkelse. Papirutgave og nyere utgave tilgjengelig på: http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/.
4. Løsmassekart over området tilgjengelig på http://geo.ngu.no/kart/losmasse/.
5. Satellittbilde av området mellom Arna-Fløen tilgjengelig på: http://kart.gulesider.no/.
6. Hovedplan Arna–Fløen, Forlenget krysningssningsspor Arna, Dobbeltsportunnel Ulrikken, IUP-00-A-00435.
7. Diplomingeniør Kaare Backer A/S 1962. Intern rapport NSB: Ulriken tunnel sprakefjellparti.
8. Aksnes Kronstad, F. 13.mars 1962. Intern korrespondanse: Mikroseismiske målinger i fjell.
9. Åmot, K. 1965. Intern rapport NSB: Steinsprang i Ulrikstunnelen.
10. Norconsult AS 2011. Ulriken tunnel - Geologisk rapport for detaljplan.
11. Norsk Betong- Og Tilslagslaboratorium As 2012. Ulriken tunnel- Prøving av bergarter fra Ulriken tunnel, Laboratorieraport.UUT-00-A-11621.
12. Ongstad, A. 2013. TBM- Tunnel gjennom Ulriken: Feltarbeid og bergartsprøving 5102495.

13. Dahl, F. 2013. Test report- Investigated TBM drillability properties. SINTEF.13005IG.
14. Dr. Ing. Bjørn Buen As 2014. Ulriken tunnel- Notat fra befaring 11.-12. okt. 2014.
15. Norconsult AS 2013. Ulriken tunnel- Ingeniørgeologisk – hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag.

3.2 Besøk til Jernbaneverkets kontorer i Arna

Den 18. og 19. februar 2015 ble det foretatt et besøk til Jernbaneverkets kontorer i Arna. Formålet med besøket var først og fremst å hente steinprøver til laboratorietesting. I tillegg ble det utført en rekognoserende ingeniørgeologisk kartlegging. Den 18. februar ble det holdt et møte hvor representanter fra Jernbaneverket deltok sammen med Bjørn Nilsen og undertegnede. Representantene fra Jernbaneverket inkluderte prosjektleder Hans-Egil Larsen, Leon Eide og Morten Hovelsen. På møtet ble det gitt en rask orientering om status for byggingen av nye Ulriken tunnel. I tillegg ble det presentert hvilke utfordringer Jernbaneverket har møtt på hittil, samt hva som vil være utfordringene i framtiden. Gjennomføringen av den rekognoserende kartleggingen og prøvetakingen av bergarter, som skulle foregå dagen etter, ble planlagt på møte. Ettersom det ikke var mulig å få tilgang til eksisterende tunnel ble det bestemt at prøvene skulle tas i dagen. Det ble også enighet om å undersøke mulighetene for å få hente bergartsprøver inne i eksisterende tunnel på et senere tidspunkt. I etterkant viste det seg at dette ikke lot seg gjøre, og prøvene som diskuteres senere i oppgaven er hentet i dagen. I møtet kom det fram at Jernbaneverket ønsket at det skulle utføres CAI-tester av prøvene som ble samlet inn. Årsaken var at slike tester ikke var utført på det daværende tidspunktet, i tillegg til at CAI-verdier gir nyttig informasjon i forbindelse med fullprofilboring.

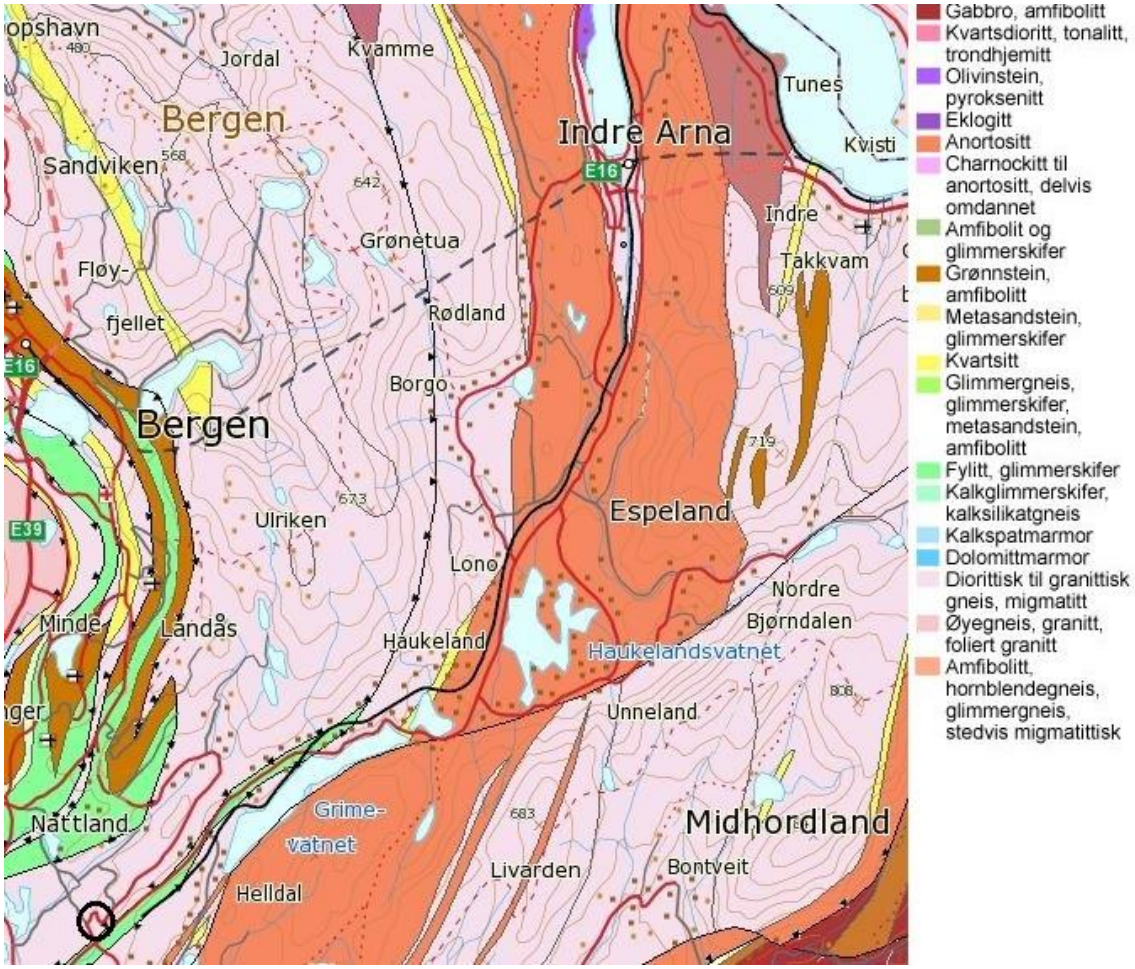
3.3 Rekognoserende ingeniørgeologisk kartlegging og prøveinnsamling

Den 19. februar ble den rekognoserende ingeniørgeologiske kartleggingen og prøvetakingen utført i området rundt den eksisterende tunnelen. Dette ble gjennomført av undertegnede i samarbeid med Morten Hovelsen. Målet med prøvetakingen var å samle inn bergartsprøver av gneisen det oppsto bergtrykksproblemer i ved drivingen av eksisterende Ulriken tunnel.

3.3.1 Prøvetaking

På møte 18. februar ble det enighet om at det enkleste med tanke på framkommelighet ville være å hente gneisprøver og kartlegge i Borgaskaret i Langedalen. Det var på denne tiden snø når man kom opp i høyden, noe som begrenset område hvor prøvetaking var mulig. På grunn av vegetasjon i området rundt Borgaskaret viste det seg at det ikke var det mulig å forta

prøvetakingen her. Det eneste som var mulig å få med seg av bergartsprøver var steinblokker fra en ur i området. Ettersom slike løse steiner ikke kan sees på som representative bergartsprøver ble det bestemt at det gunstigste var å kjøre videre og se etter en vegskjæring i det som er kartlagt som øyegneis og båndgneisen på NGU sitt berggrunnskart. Langs riksvei 188 ble en slik vegskjæring observert, og prøve 1 ble samlet inn her. Nærmere beskrevet befant lokalitet 1 seg i en vegskjæring ved Kringlebotn busstopp. Prøve 2 ble tatt omtrent 200-400 meter lenger ned langs riksveg 188, ved vegskjæringen der vegen har en avstikker inn til Kjenndalslia. Kartet i Figur 7 viser beliggenheten til området prøvene ble hentet, hvor eksisterende tunnel er illustrert ved den stiplede linja mellom Bergen og Indre Arna. Figur 7 er tatt med for å vise at prøvene ble hentet et stykke unna eksisterende tunnel, men at lokalitetene befinner seg innen Blåmannsdekket. Det ble antatt at prøvene som ble samlet inn er det som er kartlagt som øyegneis og båndgneis på NGU sitt berggrunnskart. I vedlegg 1 er det lagt ved et bilde som gir en mer detaljert oversikt over hvor prøvene er samlet inn. På begge lokalitetene ble det tatt en størk/fall måling for å kontrollere at det var øyegneis/båndgneis det ble tatt med prøver av. Målingene stemte godt overens med registreringer for øyegneisen/båndgneisen oppgitt i NGUs berggrunnskart over Bergen i målestokk 1:50 000, og en bergartsprøve ble tatt med fra hver lokasjon. Bergartsprøvene kan sees på Figur 8 og Figur 9, og lokalitetene der de ble hentet kan sees på Figur 10 og Figur 11. Som man ser på Figur 10 har det relativt nylig rast ut en steinblokk. Prøve 1 er antatt å være en del av dette, og sees derfor på som en relativt fersk og uforvitret prøve. Det samme så ut til å gjelde for prøve 2, selv om utfallstedet ikke ble identifisert på samme måte. I følge Palmstrøm et al. (2003) er det spesielt viktig at bergartsprøver som hentes i dagen tas fra uforvitret berg. Ettersom bergartsprøvene som ble hentet var relativt uforvitret ses de derfor på som pålitelige. Prøvene ble senere sendt til Trondheim for å analyseres i laboratoriet.



Figur 7: Kart som viser området (svart sirkel nede i venstre hjørne) steinprøvene ble samlet inn. Svart stiplet linje viser beliggenheten til eksisterende Ulriken tunnel (hentet fra ngu.no).

Figur 8: Bergartsprøve 1.

Figur 9: Bergartsprøve 2.

Figur 10: Bildet viser lokalitet 1 hvor prøve 1 ble hentet. Det ble også kartlagt GSI -og Q-verdi.

Figur 11: Bildet viser lokalitet 2 hvor prøve 2 ble hentet. Det ble også kartlagt GSI -og Q-verdi.

3.3.2 GSI

For å modellere i Phase^2 er man i tillegg til resultatene fra laboratorietester avhengig av GSI-verdier. På bakgrunn av dette ble det foretatt en vurdering av GSI-verdiene på de to lokalitetene hvor det ble tatt bergartsprøver, se Figur 10 og Figur 11. I kapittel 9.2.1 vil GSI-verdiene som ble tatt beskrives i detalj.

3.3.3 Q-verdi

For å supplere kartleggingen ble det også tatt en Q-verdi på begge lokasjonene. Q-systemet er et klassifiseringssystem for bergmasser med hensyn til stabilitet av tunneler og bergrom som baserer seg på seks parametere. De seks parameterne er oppsprekkingstall (RQD), antall sprekkesett (J_n), sprekkeflatensruhet (J_r), sprekkematerialetsstyrke (J_a), sprekkevannsmengde og –trykk (J_w) og bergspenningsfaktor (SRF). Parameterne bestemmes ut fra de seks tabellene i vedlegg 2. Q-verdier varierer mellom 0,001 til 1000, hvor høye verdier indikerer god stabilitet og lave verdier indikerer dårlig stabilitet. Q-verdien kan bestemmes ved geologisk kartlegging i bergrom under driving, kartlegging i dagen eller ved kjerneboring. Ved overflatekartlegging, som er foretatt i denne oppgaven, kan bestemmelsen av sprekkematerialetsstyrke være spesielt usikker fordi sprekkematerialet kan være vasket ut. I

tillegg kan andre sprekkeparametere være vanskelig å bestemme ved overflatekartlegging. I vegskjæringer derimot, finnes det ofte fortsatt sprekkefylling noe som gir et mer pålitelig grunnlag for å estimere J_n, J_r og J_a. Vannforholdene i et bergrom vil være vanskelig å forutsi kun fra feltkartlegging. Påliteligheten av resultatene fra bestemmelsen av Q-verdiene er avhengig av tilgjengelige blotninger. Finnes gode blotninger er det mulig å utføre en relativt sikker bestemmelse av Q-verdien. Tabell 3-1 viser de tallfestede parameterne fra kartleggingen, med unntak av J_w som er valgt på bakgrunn av forholdene i eksisterende Ulriken tunnel. Som beskrevet mer i detalj senere i oppgaven er eksisterende tunnel relativt tørr, men enkeltdrypp og fuktutslag er ganske vanlig. I gneisområdet nærmest Fløen er det ifølge Dr. Ingeniør Bjørn Buen AS (2014) registrert enkelte fuktutslag på befaring i eksisterende tunnel. Med utgangspunkt i denne informasjonen velges en J_w verdi på 1 for begge lokaliteter. Q-verdien i tabellen er regnet ut fra følgende formel: $Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$

*Tabell 3-1: Parametere til beregning av Q-verdi og kalkulert Q-verdi kartlagt i vegskjæring. *Antatt verdi basert på observasjoner av Dr. Ingeniør Bjørn Buen AS (2014) ved befaring i eksisterende tunnel.*

Lokalitet	**RQD**	**J_n**	**J_r**	**J_a**	**J_w**	**SRF**	**Q**
1	85	9	2	1,5	1*	2,5	5
2	90	9	2	1,5	1*	2,5	5,3

4 Nye Ulriken tunnel

Dette kapittelet gir en generell prosjektbeskrivelse av nye Ulriken tunnel, hvor hovedfokus er lagt på de 7 kilometerne som skal fullprofilbores. Et spesielt forhold ved drivingen av tunnelen er at den skal drives parallelt med og 30 meter sør for eksisterende Ulriken tunnel. Den eksisterende tunnelen sto ferdig i 1964, men ettersom den har nådd sin kapasitetsgrense ønsker Jernbaneverket å utvide strekningen til dobbeltspor. Ettersom erfaringer fra dette prosjektet er meget nyttige for den nye tunnelen vil det i starten av kapittelet gis en oversikt over eksisterende tunnel. Senere i kapittelet vil en prosjektbeskrivelse av nye Ulriken tunnel gis, før det avslutningsvis i kapittelet vil gis en beskrivelse av regionalgeologien.

4.1 Eksisterende Ulriken tunnel

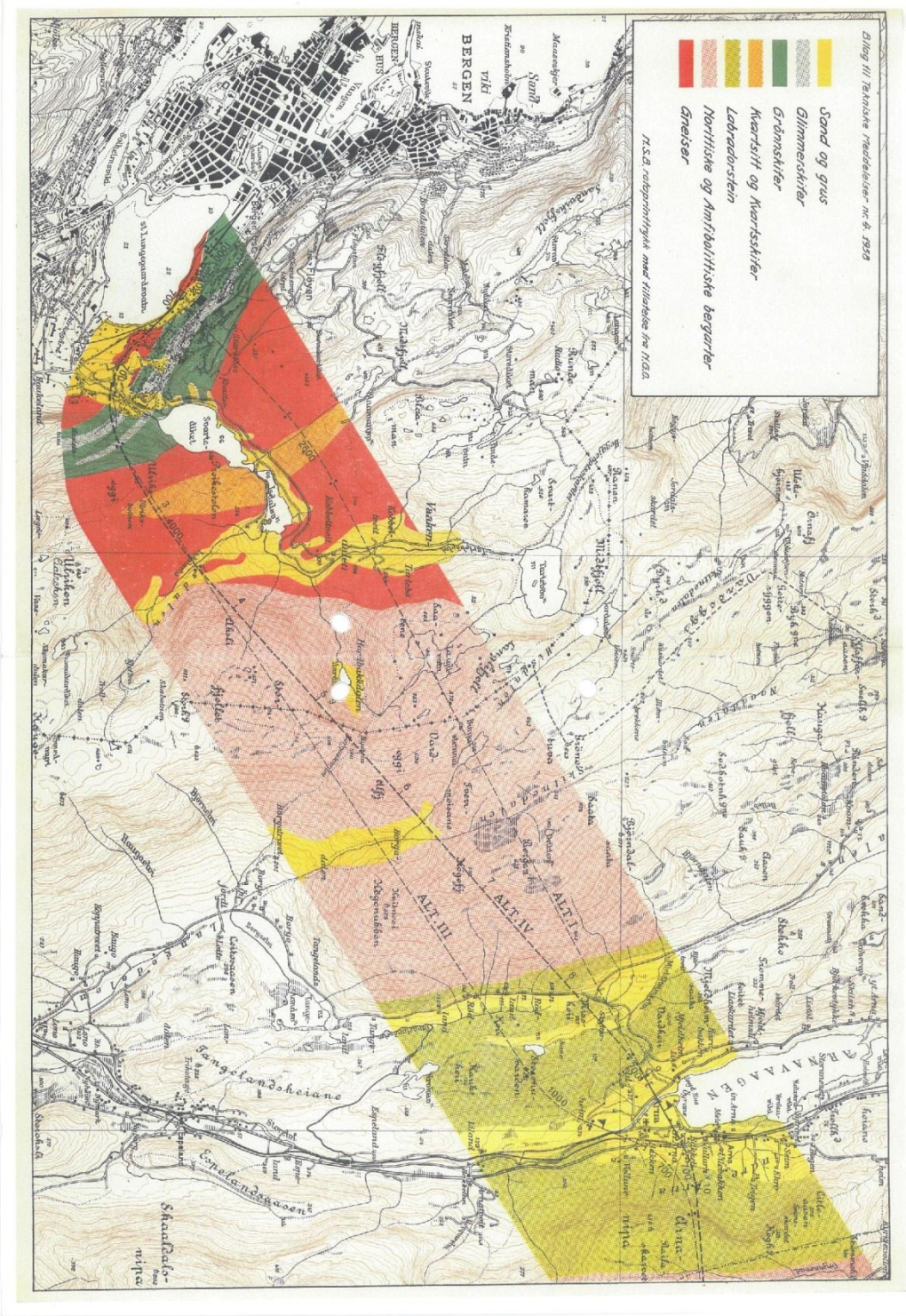
4.1.1 Prosjektbeskrivelse

Eksisterende Ulriken tunnel er en av Europas mest trafikkerte enkeltspor, og har en lenge på 7670 meter. Jernbanetunnelen går gjennom Ulriken, mellom Fløen og Arna, og beliggenheten er markert på Figur 12.

Figur 12: Eksisterende Ulriken tunnel (fra norgeskart.no).

Påhugget ved Arna ligger omtrent ved kilometer 462.160 og på Fløen ved kilometer 469.810, hvor tallene angir avstanden til Oslo sentralbanestasjon. Tunnelen er drevet med boring og sprengning, og har nisjer med varierende avstand mellom 150 og 200 meter (Norconsult AS, 2011). Tunnelen sto ferdig i 1964, og Figur 13 viser et geologisk kart over området hentet fra en rapport fra 1958. Figur 13 illustrerer de forskjellige linjevalgene som ble vurdert, hvor

alternativ IV ser ut til å blitt valgt (Norconsult AS, 2011). Ved valg av linjealternativ ble det spesielt fokusert på at drivingen av tunnelen ikke skulle påvirke Svartediket, som er Bergens drikkevannsreservoar.



Figur 13: Geologisk kart fra drivingen av eksisterende Ulriken tunnel (hentet fra tilsendt grunnlagsmateriale).

4.1.2 Driving og sikring

Det finnes lite tilgjengelig grunnlagsmateriale i forbindelse med utredningen av eksisterende Ulriken tunnel. Det er blant annet ikke kjent hvorvidt det ble foretatt ytterligere grunnundersøkelser av berggrunnen enn kartlegging av bergartsfordelingen og vurdering av bergmassekvalitet. Ved vurdering av nødvendig sikring ble erfaringer fra tunneler drevet i tilsvarende bergarter benyttet (Norconsult AS, 2011). Det som foreligger er et svært begrenset antall notater, og er oppgitt i kapittel 3 som nummer 7 til 10 i lista.

Et av de dokumenterte forholdene under driving, er at det ble påtruffet et parti med sprakeberg. I den sammenheng finnes det noen interne rapporter og korrespondanse angående avlytting av fjellet med geofoner. Ytterligere informasjon fra drivingen består kun av et par notater om bergartsgrenser samt et begrenset antall notater om sikringsarbeider. I et notat som omtaler sikringsarbeidet i tunnelen skrevet i etterkant av sprakebergproblemene sier ingenting om disse problemene. Det som nevnes er at berget står godt, selv i de partiene som antas som dårlige (Diplom ingeniør Kaare Backer A/S, 1962). Det at sprakebergproblemene ikke er nevnt ytterligere i etterkant av geofonmålingene kan være en indikasjon på at problemene ikke var av spesielt utfordrende.

Det har i forbindelse med drivingen av nye Ulriken tunnel blitt utført flere befaringer til eksisterende tunnel, og man har ved hjelp av disse blant annet kunne vurdere sikringsomfang, hvorvidt sikringen er intakt, vannforholdene og spenningsforhold i tunnelen. Befaringene i nyere tid og notatene fra driving på sekstitallet, gir samlet en god oversikt over hvordan forholdene i tunnelen er. Undersøkelsene har vist at det er foretatt systematisk sprøytebetongsikring av vegger i et betydelig omfang, og omtrent 1/3 av veggflatene er sprøytet med uarmert betong. Sprøytebetongtykkelsen varier mellom 3-5 centimeter med noen lokale unntak. Noen steder er tunnelen sikret med tyngre sikring som tett bolting og bånd som deretter var sprøytet inn. Dette gjelder et parti fra omtrent 465.710-465.785, altså totalt 75 meter. Her ble det observert tydelig kjøldannelse og det er mulig at dette var partiet med sprakefjell påtruffet under driving. Tilsvarende sikring ble observert mellom 466.140-466.240 (Dr. Ing. Bjørn Buen AS, 2014). Slik kjøpdannelse tyder på at det forekommer høye horisontalspenninger.

I tillegg til systematisk sikring med sprøytebetong er det foretatt vannsikring med PE-skumplater. PE-platene er montert på knøl lokalt som enkeltplater eller flere plater satt sammen i hel- og halvprofiler festet med stigebånd og festebånd. Platene er ikke brannsikret med sprøytebetong. Ettersom dette er brannfarlig, vil det bli foretatt en oppgradering av

eksisterende tunnel i forbindelse med utbyggingen. Befaring i tunnelen har vist at den er forholdsvis tørr, men at det ved noen punkter forekommer større lekkasjer. Det ble for øvrig ikke utført noe injeksjon ved drivingen av tunnelen, og vannsikring er altså bare gjort med PE-skumplater.

Befaring i tunnelen har også avslørt at det ved 462.590 har gått et mindre ras gjennom sprøytebetongen i venstre vegg opp til vederlaget, og sprøytebetongen er oppsprukket videre opp i hengen. Rasmaterialet består for det meste av bergfragmenter og bergartsmel med leirig konsistens (Norconsult AS, 2011). Tabell 4-1 gir oversikt over sikringen i eksisterende tunnel.

Tabell 4-1: Oversikt over sikring observert ved befaring i eksisterende tunnel. Tabellen er basert på observasjonene gjort i feltboknotatene fra berfaring utført 11.-12. oktober av Bjørn Buen.

Kilometer fra Oslo sentralbanestasjon	**Registrert sikring**
461.160-462.460	Uarmert sprøytebetong og noen bolter.
462.460-462.610	Usikret.
462.610-463.160	Delvis sikret med uarmert sprøytebetong.
463.160-463.360	Sikret med et tynt lag uarmert sprøytebetong i heng.
463.360-463.410	Sikret med PE-skumplater i heng.
463.410-463.660	Usikret.
463.660-463.760	Mange partier sikret med tynn uarmert sprøytebetong i heng.
463.760-464.460	Sikret med uarmert sprøytebetong i heng.
464.460-464.760	Sikret med tynn uarmert sprøytebetong i heng og vegger.
464.760-465.460	Kun uarmert sprøytebetong i heng.
465.460-465.660	Uarmert sprøytebetong i heng og noe sikring med PE-plater. Bolter lokalt ved 465.470.
465.710-465.760	Systematisk sikret med bolter og bånd i heng. Sprøytebetong i tak og heng.
465.770-465.780	Korte parti med tilsvarende sikring.
465.860-466.060	Sprøytebetong i heng og vegger i starten i tillegg til noen bolter i vegg og heng, usikrete vegger etter hvert.
466.060-466.160	Samme sikring, men med sprøytebetong i vegger.

466.160-466.260	Sikret med sprøytebetong i vegger samt noen bolter og bånd.
466.260-466.360	Sprøytebetong i heng og vegger.
466.360-466.840	Sprøytebetong i heng.
466.840-466.860	PE-skumplater i heng.
466.960-467.960	Veksler mellom sprøytebetong bare i heng og både i heng og vegger.
467.960-468.260	Sprøytebetong i hele profilet.
468.260-468.280	Samme sikring, men også noen PE-skumplater.
468.280-468.610	Veksler mellom sprøytebetong kun i heng og både i heng og vegger.
468.610-468.660	Samme sikring, men også PE-skumplater.
468.660-469.160	Sprøytebetong i heng og stedvis i vegger.
469.160-469.660	Sprøytebetong i vegg og heng og stedvis PE-skumplater.
469.660-469.810	Sprøytebetong i hele profilet.

4.2 Nye Ulriken tunnel

4.2.1 Prosjektbeskrivelse

Strekningen Bergen - Arna er i dag en flaskehals for gods- og passasjertrafikken på Vossebanen/Bergensbanen. Det er derfor bestemt at strekningen skal utvises til dobbeltspor, hvor nye Ulriken tunnel er en del av denne utbyggingen. Tiltaket vil mer enn fordoble kapasiteten på strekningen, og vil legge til rette for økt satsning på kollektivtrafikk og for en fortsatt vekst i godstrafikken på Bergensbanen (Jernbaneverket Region Vest, 2009). Ettersom den eksisterende Ulriken tunnel ikke har noen rømningsveier, vil et nytt tunnelløp også bidra vesentlig til økt sikkerhet. Dette vil oppnås ved å bygge et nødvendig antall tverrforbindelser med rømningsmulighet mellom de to løpene.

Ved utlysning av kontrakten til den 7,8 kilometer lange jernbanetunnelen, valgte Jernbaneverket å la entreprenørene selv velge drivemetode. Jernbaneverket fikk hele 11 tilbud, hvor flere av entreprenørene ga tilbud på både konvensjonell drift og fullprofilboring. Det ble arbeidsfellesskapet Skanska Strabag som fikk kontrakten med en verdi på 1,3 milliarder (Jernbaneverket, 2014a). Skanska Norge AS skal stå for den konvensjonelle

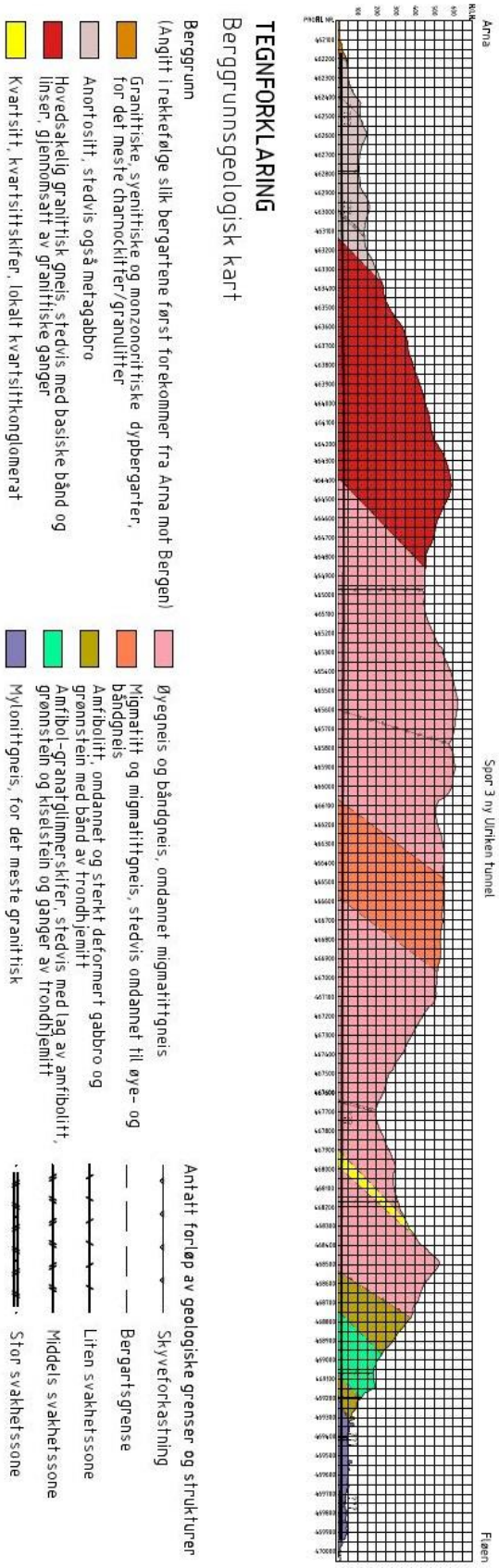
drivingen av de første 800 meterne fra Arnasiden, mens østeriske Strabag AG skal fullprofilbore de resterende 7 kilometerne (Jernbaneverket, 2014b). Tunnelen vil med dette være den første jernbanetunnelen i Norge som fullprofilbores. Den konvensjonelle driften startet i august 2014, mens planlagt start for TBM-drivingen er først rundt juletider i 2015, altså etter masteroppgaven er levert (2015). Planen er at hele tunnelen skal være ferdigboret i 2017.

4.2.2 Driving

TBMen som skal brukes til å bore seg gjennom Ulriken, er en Gripper-TBM av merket Herrenknecht. Maskinen er spesiallaget til prosjektet, og skal sendes til Bergen i deler. Det er antatt at det vil ta 3 måneder å sette den sammen på anlegget. maskinen vil være 155 meter lang inkludert bakrigg, og veie hele 1800 tonn (Garathun, 2015). Det er antatt at maskinen vil bruke rundt 18 måneder på å bore seg gjennom fjellet (Skanska Norge, 2014). Maskinen som skal brukes har en diameter på 9,3 meter, og vil med dette være den største som er brukt i Norge noensinne. Gripper-TBM er en åpen maskintype som passer til grunnforhold der bergmassens minimum ståtid er tilstrekkelig for å få installert nødvendig sikring bak kutterhodet (Girmscheid og Schexnayder, 2003). I områder hvor TBMen er utsatt for ras eller nedfall er det fare for at TBMen blir begravet. Hvis dette er tilfelle kan maskinen kun bli frigjort ved manuell utgravning. Dette kan medføre flere måneder uten inndrift, og resultere i forsinkelser for prosjektet. Gripper-TBMen oppnår fremdrift ved at store støttearmer føres ut mot overflaten av den uborede tunnelen og låser disse fast mot tunnelveggen. Denne mekanismen presser det roterende kutterhodet, som er utstyrt med kuttere, mot tunnelfronten og små biter brekkes av som et resultat av høyt kontaktrykk (Herrenknecht, [u.å]). Bøtter installert ved kutterhodet plukker opp materialet som er kuttet løst, før det blir ført videre til sentrum av maskinen ved hjelp av integrerte renner. Videre går materialet gjennom traktformede belter før det ender på et transportbånd (Herrenknecht, [u.å]). Gripper-TBMer har ikke et lukket ytre skjold som beskytter maskinen. Dette resulterer i at inndriften er avhengig av tiden det tar å sikre bergmassen.

Som nevnt i innledningen, skal nye Ulriken tunnel drives parallelt med og 30 meter sør for eksisterende Ulriken tunnel. Siden tunnelene skal ligge parallelt er det antatt at de vil ha tilnærmet like geologiske forhold. Dette medfører at mye informasjon allerede foreligger, i tillegg til at befaring i den eksisterende tunnelen gir en unik mulighet til å se hvordan berget oppfører seg på tunnelnivå. Et viktig forhold som skiller de to tunnelene er at den eksisterende tunnelen er drevet med boring og sprengning, mens nye Ulriken tunnel

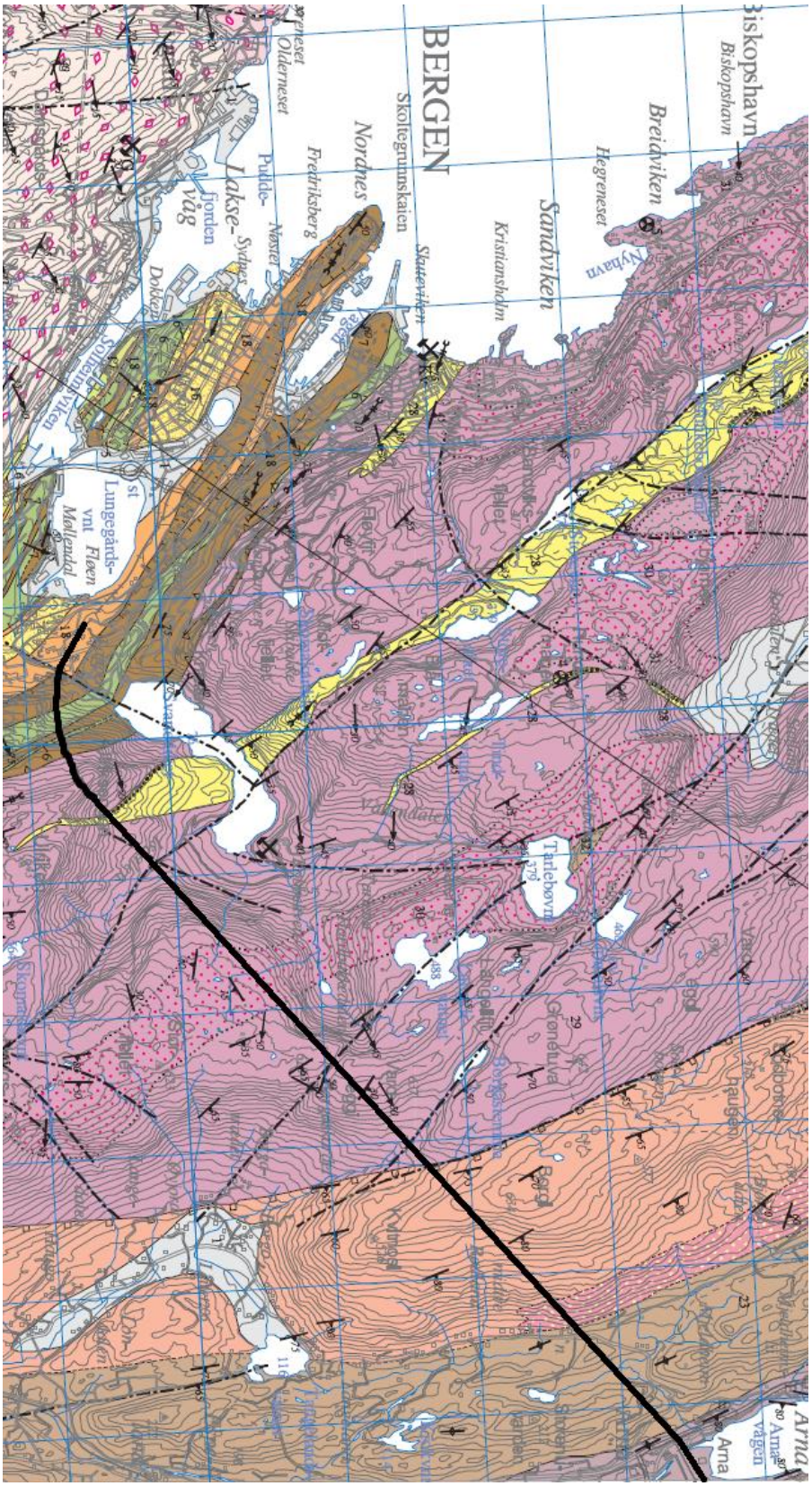
hovedsakelig skal fullprofilbores. I prosjektoppgaven høsten 2014 ble det foretatt en vurdering av vanlig undersøkelsesmetodikk og omfang av ingeniørgeologiske forundersøkelser for internasjonale TBM-prosjekter. Det ble i tillegg utført en ingeniørgeologisk vurdering av forholdene langs nye Ulriken tunnel basert kun på de forundersøkelsene som var foretatt og de rapporter som forelå. Det ble med andre ord ikke foretatt noen befaring til prosjektet, noe som er tilfellet for masteroppgaven. Deler av konklusjonen i prosjektoppgaven var at sprakebergforholdene burde vurderes ytterligere med tanke på inndrift. Årsaken til anbefalingen er at sprakeproblemer kan føre til forsinkelser i drivingen i form av større sikringsbehov. Figur 14 viser et antatt lengdeprofil for nye Ulriken tunnel. I neste kapittel vil de regionalgeologiske forholdene beskrives.



Figur 14: Antatt lengdeprofil for nye Ulriken tunnel. Antall kilometer fra Oslo sentralbanestasjon er oppgitt på x-aksen og overdekning er oppgitt på y-aksen. Hver rute er 50meter·50 meter. (fra grunnlagsmateriale mottatt fra Jernbaneverket).

4.3 Regionalgeologisk oversikt

De gjeldene berggrunnskartene for området er Berggrunnskart BERGEN i henholdsvis målestokk 1:250 000 og 1:50 000 (Ragnhildstveit og Helliksen, 1997). Figur 15 viser området rundt tunneltraséene, og er hentet fra berggrunnskartet 1:50 000. For at tegnforklaringen skal være leselig er den lagt ved i vedlegg 3. I prosjektoppgaven ble kartene studert i forbindelse med ingeniørgeologisk vurdering av området, og i masteroppgaven er kartene ytterligere studert i forbindelse med befaring.



Figur 15: Geologisk kart over ommrådet tunnelene ligger i. Eksisterende Ulriken tunnel er markert ved svart heltrukket strek. Hver firkant i rutenettet er 1km·1km. Tegnforklaringen er lagt ved i vedlegget 3(utklipp fra Berggrunnskart over Bergen 11151 i målestokk 1:50 000).

De to jernbanetunnelene ligger i det såkalte Bergensfeltet, og geologien er preget av den kaledonske fjellkjedefoldning. Strukturene i området danner to konsentriske buer, Bergensbuene som består av bergarter fra kambrosilur med en overkjøvet blokk med prekambriske bergarter (Store norske leksikon, 2009). Bergensfeltet består av metamorfe bergarter, hovedsakelig gneis og dypbergarter som anortositter, gabbro-anortositter og mangeritter i den sentrale indre del, mens den ytre delen består av en blanding av vulkanske og sedimentære bergarter (Store norske leksikon, 2009).

Langs tunneltraséen til både nye og eksisterende Ulriken tunnel forekommer det tre skyvedekker; Hardangerfjorddekkekomplekset, Blåmansdekket og Lindåsdekket (Ragnhildstveit og Helliksen, 1997). Skillet mellom disse tre er definert av skyveforkastinger, og kan sees på profilet i vedlegg 4. Innad i skyvedekkene varierer bergartene noe, men det er hovedsakelig glidende overganger og ikke definerte skiller, ettersom bergartene bare varierer i metamorfosegrad. Langs tunneltraséen er det altså skyvedekkene som i hovedsak utgjør bergartsgrensene (Norconsult AS, 2011).

5 Erfaringer fra driving av eksisterende tunnel

Dette kapittelet gir en detaljert beskrivelse av erfaringene fra drivingen av eksisterende tunnel, som sto ferdig i 1964. Avslutningsvis i kapittelet vil denne informasjonen sees i sammenheng med observasjoner gjort i eksisterende tunnel for et helhetlig bilde av forholdene i tunnelen.

5.1 Erfaringer hentet fra grunnlagsmaterialet for eksisterende tunnel

Eksisterende Ulriken tunnel sto ferdig for over 50 år siden, noe som er før dokumenter forelå digitalt. Norconsult fikk i forbindelse med utarbeidelse av blant annet *«Geologisk rapport for detaljplan»* tilsendt arkivmaterialet fra bygging av tunnelen fra tidlig 60-tallet. Dette materialet inkluderte kopier av antatt relevant materiale fra Statsarkivet samt en oversikt over hvilke saksdokumenter de har for øvrig i arkivet sitt (Svensgaar Moe, 2002). Dokumentene har blitt scannet, og i forbindelse med prosjekt- og masteroppgave er disse gjennomgått for å skaffe oversikt over prosjektet. Det er dette grunnlagsmateriale kapittelet er basert på.

Ved en gjennomgang av disse dokumentene som inneholder blant annet intern korrespondanse, rapporter, diverse sikringsnotater og geologiske kart, kom det tydelig fram at drenering av Svartediket var den største bekymringen ved planleggingen. Årsaken var at tunnelen skulle legges i nærheten av Svartediket, som på den tiden var Bergens eneste drikkevannskilde. De fleste rapportene fokuserer hovedsakelig på dette, og det er ikke nevnt noen andre antatte utfordringer. For å unngå en slik drenering ble det anbefalt at tunnelen skulle legges 300-400 meter fra vannet. Denne anbefalingen ble fulgt, og traséen ble lagt 400 meter fra Svartediket (Jernbaneverket Region Vest, 2009). Ettersom det verken er dokumentert lekkasjeproblemer under driving eller i ettertid, er det sannsynlig at vanninnlekkasje ikke vil være et problem ved driving av nye Ulriken tunnel.

Et forhold som ikke ble beskrevet på forhånd, og som med andre ord sannsynligvis kom overraskende på, var forekomsten av sprakeberg i eksisterende tunnel. Sprakebergpartiet ble påtruffet under driving av tunnelen, og det ble i den forbindelse utført avlytting av berget med geofon. Det finnes to notater som nevner disse bergtrykksproblemene, og begge handler om geofonavlyttingen som ble utført for å bestemme omfanget. Det er derimot ikke funnet noen resultater fra målingene i materialet tilsendt. Det første notatet beskriver målingsarbeidet før det ble gjort, mens det andre er skrevet i etterkant av målingene. Notatet som beskriver målingene før de ble utført angir plasseringen av borhullene. Ulempen er imidlertid at det ikke er gitt en presis forklaring av plasseringen til sprakebergpartiet. I notatet er det nemlig oppgitt at et borhull skal bores «midt i sprakebergpartiet», uten at det gis noen ytterligere informasjon

om hvor dette er. Det som derimot kan oppnås av informasjon, er at fem av hullene er plassert i ulike bergartene ved Fløen og innover, fra 300-2000 meter fra påhugg. De resterende fem hullene ble plassert over en lengde på 160 meter hvor sprakebergproblemene oppsto (Aksnes Kronstad, 1962). Notatet skrevet i etterkant av avlyttingen viser at tilsammen 11 hull ble boret (Diplomingeniør Kaare Backer A/S, 1962), alle med en lengde på 1 meter og 35 millimeter diameter. Målingene ble gjort på natten for at det skulle være stille i tunnelen. I en rapport fra 1965, altså etter ferdigstilling av tunnelen, ble det rapportert steinsprang ved kilometer 466.250 i tunnelen. Da steinen ble fjernet ble det også funnet en annen løs stein som ble fjernet samtidig. Dette blokkutfallet kan være tegn på et sprakebergparti, hvor spenningene har blitt så store at de har ført til avskalling av bergmassen.

I et internt dokument fra entreprenøren fra oktober 1962, er det beskrevet meget kort om hvordan bergmassen forekommer og hvilke sikringstiltak som er planlagt eller allerede utført. Notatet ble skrevet når store deler av tunnelen var ferdigdrevet, og kan derfor sees på som et godt grunnlag til å vurdere hvordan tunneldrivingen var. Bergmassen beskrives som for det meste sterkt lagdelt og skifrig med strøk vinkelrett på tunnelen og fall 45º-60º. Dokumentet påpeker at bergartenes strøk medfører at tyngre sikring for det meste kan erstattes med lettere sikring som bolting og sprøytebetong. Det framgår også at det er mange stikk og slepper i tunnelen. De partiene som måtte sikres med full utstøping var få, og det virker utfra dokumentet at drivingen gikk greit for seg uten større problemer (Diplom ingeniør Kaare Backer A/S, 1962). Dokumentet er skrevet etter sprakebergpartier ble påtruffet i tunnelen, og det er derfor naturlig anta at disse forholdene ikke skapte spesielt store utfordringer verken for drivingen eller sikringen.

5.2 Erfaringer fra befaring

Ved befaringer i eksisterende tunnel kan man fastslå at bekymringene angående drenering av Svartediket ikke er et problem. Informasjonen om forholdene i eksisterende tunnel er hentet fra to rapporter som inneholder observasjoner fra fire forskjellige befaringer, og de kan finnes som nummer 14 og 15 i listen over grunnlagsmaterialet i kapittel 3. Befaringene forgikk natt til 12.september 2010, natt til 18.september 2011 og natt til 11. og 12. oktober 2014. Ved den første befaringen er det oppgitt at det var flere fag representert, mens det i den tredje og fjerde er spesifisert at det både var representanter fra arbeidsfellesskapet Strabag Skanska ledet av Bjarte Næss og representanter fra Jernbaneverket. Befaringene fastslo at tunnelen er forholdsvis tørr, men vann i form av enkeltdrypp og fuktutslag er ganske vanlig. Det finnes flere partier der flere hundre meter er sammenhengende tørre, men også mer konsentrert

lekkasje forekommer. I «*Ingeniørgeologisk –hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag*», oppgitt som nummer 15 i lista over grunnlagsmaterialet, inneholder observasjoner fra befaringen i 2010 og 2011 er det brukt kilometer fra Oslo sentralbanestasjon for lokasjonene til alle lekkasjene. På bakgrunn av dette er derfor valgt å bruke lekkasjeinformasjonen fra denne rapporten. I den andre rapporten er valg av enhet ikke konsekvent når lokasjonene oppgis. Her brukes både pelnummer, avstand fra påhugget ved Arna og avstand fra Fløen. I følge rapporten, oppgitt som nummer 15, ble det ble observert rennende vann ved lokasjonene gitt i Tabell 5-1.

Tabell 5-1: Observert vannforhold i eksisterende Ulriken tunnel ved befaring utført av Norconsult (tallene er hentet fra «Ingeniørgeologisk –hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag»).

Kilometer fra Oslo sentralbanestasjon	**Forhold**
463.640	Lekkasje fra tre ulike punkter med en total vannmengde på 1-2 liter/minutt.
464.050	Rennende vann fra boltehull.
465.500	Rennende vann.
466.550	Rennende vann.
466.800	Rennende vann fra en sleppe, omtrent 2-3 liter/minutt.
469.280	Rennende vann ved nisje, omtrent 5 liter/minutt.

Bergtrykksproblemene som oppsto ved bygging av eksisterende tunnel er også et forhold som kan studeres ved befaring. Ettersom det ikke kom frem i notatene fra drivingen av eksisterende tunnel hvor problemene oppsto, kan befaring bidra til å forstå hvor dette var. I følge befaring har det vist seg at to partier skiller seg ut med tanke på sparkeberg. Det første er ved kilometer 465.710-465.785, hvor det ble observert sikring i heng og vederlag med tett bolting og bånd som så var sprøytet inn. I dette partiet var det også tydelig kjøldannelse som indikerer at dette er sprakebergpartiet som ble påtruffet under bygging av eksisterende tunnel. Det andre partiet, som forekommer mellom kilometer 466.140-466.240, hadde tilsvarende sikring, men i mindre omfang. Basert på disse observasjonene i tunnelen ble det vurdert at bergtrykksproblemene vil være middels til moderate i den nye tunnelen (Dr. Ing. Bjørn Buen AS, 2014). Denne problemstillingen vil bli ytterligere diskutert senere i oppgaven.

Andre forhold som ble registrert i eksisterende tunnel er at det har gått et mindre ras gjennom sprøytebetongen ved kilometer 462.590. Raset befinner seg i venstre vegg opp til vederlaget, og sprøytebetongen er oppsprukket videre opp i hengen. Rasmaterialet består for det meste av bergfragmenter og bergartsmel med leirig konsistens. Dette materialet ble testet for fri svelling og mineralinnhold, og prøvene viste at materialet var lite aktivt. Ellers er det observert noen soner med leire med mektighet på rundt 0,5-1 meter. Disse var sikret med tynn sprøytebetong og hadde drysset litt lokalt. To av leirsonene befinner seg ved kilometer 462.240 og en ved kilometer 462.590.

Tunnelen forøvrig er, som tidligere nevnt, systematisk sikret i heng og vederlag med uarmert sprøytebetong. Ut fra utseende ble tykkelsen under befaring vurdert til å ligge mellom 3-5 centimeter, noe som stemmer godt overens med sikringsnotater fra byggingen av eksisterende tunnel. Den sprøytede hengen var ganske jevn og fri for store utfall. På bakgrunn av dette er det antatt at det ble etterstrebet en god kontur i hele tunnelen. Ved befaringen ble det også gjort et grovt anslag at omtrent 1/3 av veggene er sprøytebetongsikret (Dr. Ing. Bjørn Buen AS, 2014).

Med utgangspunkt i det grunnlagsmaterialet som foreligger fra bygging av eksisterende tunnel og befaringer gjort i samme tunnel, er det naturlig å anta at det ikke vil oppstå betydelige problemer. Bergtrykksproblemene erfart i eksisterende tunnel bør derimot undersøkes ytterligere ettersom slike problemer gjerne er mer omfattende ved fullprofilboring.

6 Utførte forundersøkelser for nye Ulriken tunnel

Dette kapittelet tar for seg de ingeniørgeologiske forundersøkelsene som er utført i forbindelse med nye Ulriken tunnel, og tar utgangspunkt i *«Ingeniørgeologisk – hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag»* utarbeidet av Norconsult. I prosjektoppgaven skrevet høsten 2014, ble det gitt en grundig gjennomgang av formålet til de forskjellige undersøkelsesmetodene, og det vises til denne oppgaven for ytterlige informasjon om metodene.

I kapittel 7 vil det på bakgrunn av egne vurderinger og resultatene fra undersøkelsene presentert i dette kapittelet gis en oversikt over antatte ingeniørgeologiske forholdene langs nye Ulriken tunnel. I den anledning vil det i kapittel 7 henvises til dette kapittelet.

Forundersøkelsene utført i forbindelse med nye Ulriken tunnel er ifølge *«Ingeniørgeologisk – hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag»* følgende:

- Gjennomgang av tilgjengelig grunnlagsmaterialet
  - Grunnlagsmaterialet besto av geologiske rapporter og kart fra eksisterende Ulriken tunnel, rapporter fra nærliggende prosjekter inkludert Arnanipa tunnel og Fløyfjellstunnelen, flyfotos, topografiske kart, NGUs løsmassekart og berggrunnskart over Bergen i målestokkene 1:250 000 og 1:50 000 samt nettutgaven.
- Ingeniørgeologisk kartlegging
  - Kartlegging av området rundt tunneltraséen og i eksisterende tunnel har foregått i flere omganger.
- Totalsondering og trykksondering
  - Det var per 5.mai 2012 utført total 184 totalsonderinger, 19 trykksonderinger og 20 prøvetakninger med naverbor.
- Refraksjonsseismikk
  - Refraksjonsseismikk ble utført for å undersøke løsmassemektighet og bergkvalitet ved Åstadgeilen, ettersom det var vanskelig tilgjengelighet for borerigg i området. Refraksjonsseismikken er fordelt på tre profiler.
- Boring av overvåkningsbrønner i berg og løsmasse, og montering av poretrykksmålere.
  - Det er boret fem overvåkningsbrønner, to i berg i eksisterende tunnel, én ved Mosseheia vest for Arna og to ved Haukelandskole, Fløen. Brønnene ble satt ut i

forbindelse med overvåkning av eventuell drenering fra Svartediket drikkevannsreservoar, sårbar naturtype og setningsfarlige masser i området.

- Laboratorieundersøkelser
  - Det har blitt utført en rekke laboratorieundersøkelser i forbindelse med nye Ulriken tunnel. Flere av disse har vært uført spesielt med tanke på fullprofilboringen, dette gjelder parameterne som skal til for å beregne DRI, CLI CAI. Følgende tester har blitt foretatt:

- Frisvelletest
- Mineralogisk analyse (XRD)
- Forenklet petrografisk analyse
- Glimmerinnhold
- Motstand mot knusing (stor Los Angeles)
- Motstand mot slitasje (stor Micro Deval)
- Innhold av tungmetaller
- Testing av naturlig radioaktivitet
- Sprøhetstall
- Flisighetstall
- Sievers J-verdi (SJ)
- Abrasjonsverdi (AV)
- Abrasjonsverdi kutterstål (AVS)
- Kvartsinnhold

I tillegg til undersøkelsene framstilt i dette kapittelet er det, som beskrevet i kapittel 3, utført rekognoserende ingeniørgeologisk kartlegging og prøvetaking i forbindelse med denne oppgaven. Formålet var å framskaffe nødvendige inngangsparemetere for å kunne utføre en numerisk analyse for nye Ulriken tunnel. I kapittel 8 vil laboratorieundersøkelsene av prøvematerialet innhentet i forbindelse med oppgaven presenteres.

7 Ingeniørgeologiske forhold

Dette kapittelet tar for seg de ingeniørgeologiske forholdene som forventes ved driving av nye Ulriken tunnel. Vurderingene i kapitelet baserer seg på grunnlagsmaterialet som foreligger, resultater fra de utførte forundersøkelser samt egne undersøkelser. I vedlegg 4 er det gjort en sammenstilling av de antatte ingeniørgeologiske forholdene. Dette dokumentet ble godkjent 02.07.2014 og er utarbeidet av Norconsult. Det antatte lengdeprofilet til nye Ulriken tunnel kan sees i vedlegg 4. I tillegg inneholder vedlegget informasjon om blant annet bergspenningsforhold, bergmasseklassifikasjon, stabilitet samt antall og struktur til svakhetssoner. Ved å studere profilet i vedlegg 4 får man informasjon om topografi, bergartsfordelingen samt beliggenheten til svakhetssoner langs tunneltraséen til nye Ulriken tunnel. I tillegg til disse forholdene vil også løsmassefordeling, lagdeling, vannforhold og spenningsforhold presenteres.

7.1 Topografi

Påhugget ved Arna befinner seg omtrent ved 462.160 kilometer, og herfra er terrenget slakt stigende fra kote 10 opp til kote 150 før det synker til kote 110 ved Nordre Rødland. Videre etter denne forsenkningen stiger terrenget jevnt oppover til kote 590 sør for fjelltoppen Borgo. Herfra synker terrenget ned til en forsenkning, hvor skyveforkastningen mellom Lindåsdekket og Blåmannsdekket går. Terrenget flater herfra ut og en antatt svakhetssone forekommer i forsenkningen. Fra 465.200 stiger terrenget igjen opp til fjelltoppen Vardegga på kote 637. Videre følger Borgoskaret, som sees på profilet i vedlegg 4 i form av en liten forsenkning og en middels svakhetssone. Etter skaret synker terrenget litt før det forekommer et relativt flatt parti, som skjærer gjennom Storfjellet. Ved kilometer 467.100 synker terrenget bratt fra kote 400 ned til bunnen av Isdalen ved kote 200. Herfra stiger terrenget bratt opp mot Ulrikseggen på kote 450 før det igjen synker ned til påhugget ved Fløen ved kilometer 469.940 hvor terrenget er på kote 10.

7.2 Løsmasser

Ved å studere NGUs løsmassekart for området mellom Fløen og Arna fremgår det at det er i hovedsak er bart fjell. Det forekommer imidlertid noen områder med tynt eller usammenhengende løsmassedekke. Dette er tilfellet i Isdalen, i søkket mellom Vardegga og Borga og i områdene rundt Arna. Her er det et tynt morenedekke. Mellom Rødland og Mjeldheim forekommer det et tykt morenedekke etterfulgt av et tynt morenedekke. Som beskrevet i kapittel 6 er det utført totalsonderinger, basert på disse er følgene informasjon oppnådd:

- Nær det eksisterende påhuggsområdet ved Arna varierer dybden ned til fast fjell fra 1,4 til 5,2 meter på østsiden av påhugget, og mellom 1,8 og 8,7 meter på vestsiden av påhugget.
- I området Alrekstad ved Fløen, mellom kilometer 469.200-469.500 er løsmassemektighetene på 2,5-15 meter. Nærmere Fløen viste boringene til dels mektige løsmasseavsetninger.

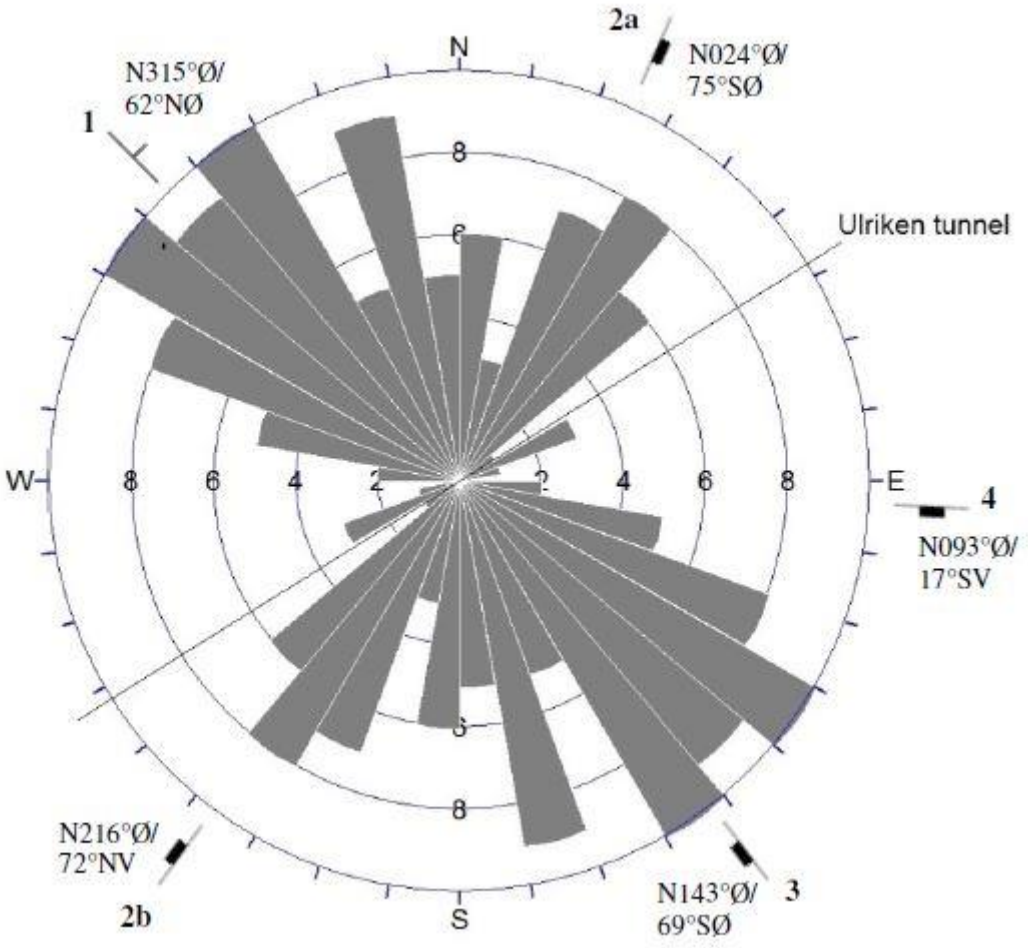
7.3 Bergarter

Som beskrevet i kapittelet 4.3, ligger prosjektet i Bergensfeltet. Området her er preget av den kaledonske fjellkjeden, og bergartene langs tunneltraséen består av forskjellige metamorfe bergarter. Hardangerfjorddekkekomplekset er det første man møter på ved Fløen. Dette består av bergartene mylonittgneis, amfibolitt, grønnskifer og glimmerskifer. Etter skyveforkastningen mellom amfibolitten og Ulrikengneisen, som profilet i vedlegg 4 viser, forekommer Blåmansdekket. Blåmansdekket består av forskjellige typer gneiser, migmatitt samt kvartsitt og kvartsittskifer. Skyveforkastningen som danner en forsenkning, slik man ser i vedlegg 4, markerer skillet mellom Blåmannsdekket og Lindåsdekket. Lindåsdekket er den største og mest intakte tektoniske enheten i Bergensbuene (Ramberg et al., 2006), og består av granittisk gneis, kvartsitt og anortositt.

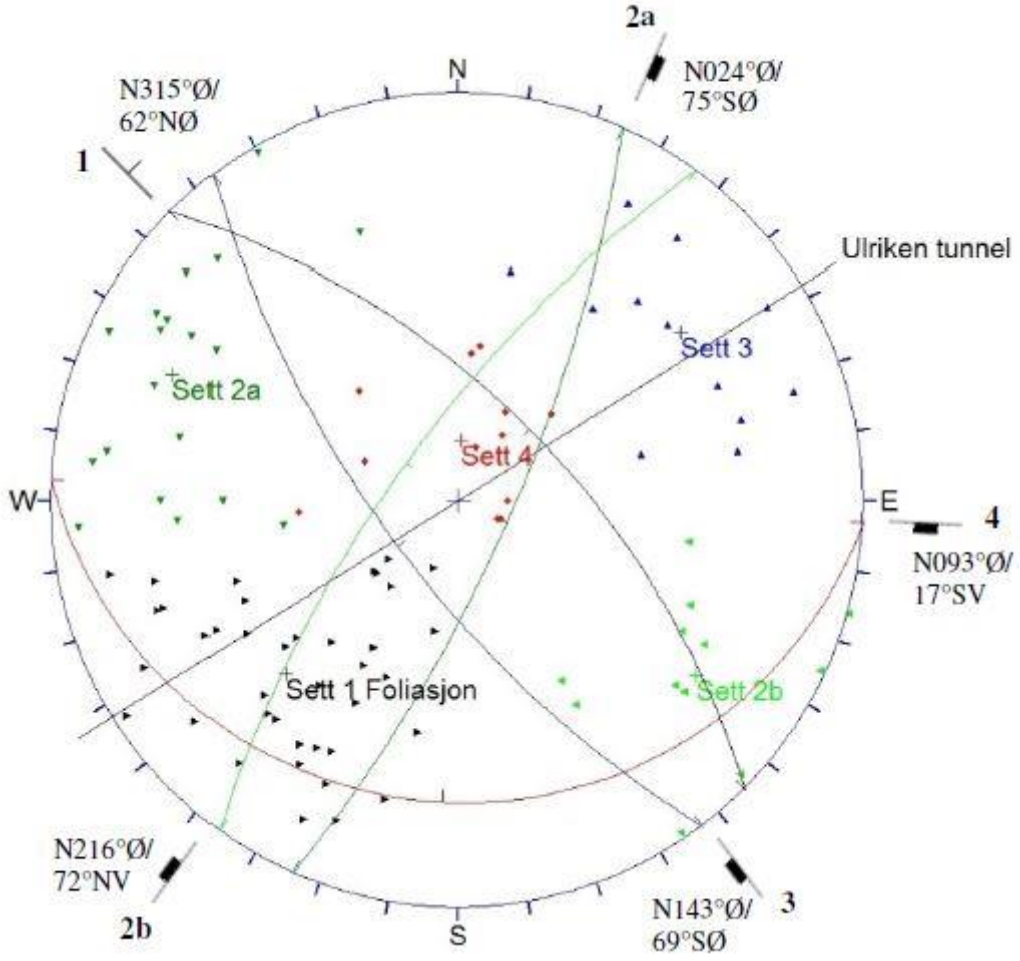
7.4 Lagdeling

Ved kartlegging utført av Norconsult, ble det registrert 97 strøk/fall målinger som er brukt til tegning av sprekkerosen i Figur 16 og polplottet i Figur 17. Hovedtunnelretningen til eksisterende tunnel er tegnet in på begge figurerende, og er N058^{o}Ø. Som Figur 17 viser er det kartlagt 4-5 opptredende sprekkesett. Det mest markerte sprekkesettet, sprekkesett 1, er orientert parallelt foliasjonsretningen til bergartene, og forekommer gjennom hele Ulriken massivet. Størkretningen til sprekkesett 1 varierer mellom V-Ø til mer NV-SØ med varierende fall mot NØ, fra 20-30° til 80-90°. Nokså vinkelrett foliasjons oppsprekningen er det orientert steiltstående sprekker med størk NØ-SV. Sprekkene har relativt steilt fall mellom 55-90° mot SØ og 45-90° mot NV. I følge rapporten *«Ingeniørgeologisk – hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag»*, kan det diskuteres om dette er et eller to sprekkesett, og i Figur 16 og Figur 17 er sprekkesettene kalt 2a og 2b. Det tredje sprekkesettet har tilsvarende størkretning som foliasjonen, men med motsatt fallretning. Fallet varier mellom 50-85° mot SV, og står dermed nokså vinkelrett på foliasjonsoppsprekningen. Sprekkesett 4 har en strøkretning som varierer med 0-50° i forhold til sprekkesett 3. Sprekkene er mer flattliggende med fall 10-40° hovedsakelig mot SV. Det er viktig å være klar over at langt fra alle

sprekkeretningene er til stede overalt. I mylonittgneisen nærmest Fløen er det kartlagt inntil fire samtidig opptredende sprekkesett, mens det typiske er 2-3 sprekkesett i tillegg til eventuelle villsprekker. I de lite oppsprukne, massive partiene i bergmassen er det kun foliasjonsoppsprekningen som er opptredende sammen med eventuelle villsprekker (Norconsult AS, 2013). Eksisterende tunnel anses å ligge gunstig med tanke på orienteringen av tunnelen ettersom de fleste sprekkene krysser på tvers av hovedtunnelretningen med stor vinkel (Nilsen og Broch, 2011).



Figur 16: Sprekkerose som viser strøkretning på alle kartlagte diskontinuiteter, med markering av gjennomsnittlige sprekkeretninger for alle de ulike sprekkesettene (fra Norconsult, 2013).



Figur 17: Polplott med kartlagte sprekkeretninger, og gjennomsnittlige strøk- og fallretning for sprekkesettene (fra Norconsult, 2013).

7.5 Svakhetssoner

Vedlegg 4 viser antatt forløp og struktur til svakhetssonene og skyveforkastningene langs tunneltraséen. I følge vedlegget er det antatt at 11 større og mindre svakhetssoner og tre skyveforkastninger krysser tunneltraséen. Det er i forbindelse med disse at bergmassen er klassifisert som svært dårlig til dårlig, noe som er tilfellet for 10% av tunnellengden. I Tabell 7-1 er det gitt en beskrivelse av de antatte svakhetssonene og bergartsgrensene, og hvor de krysser nye Ulriken tunnelen. Tabellen er utarbeidet basert på en lignende tabell i den ingeniørgeologisk – hydrogeologiske rapporten for konkurransegrunnlaget til nye Ulriken tunnel. Tabell 7-1 er derfor basert på grunnlagsmaterialet og registreringer av svakhetssoner på tunnelnivå i eksisterende tunnel. Ettersom den nye tunnelen skal drives såpass nærme den eksisterende tunnelen antas det at bergforhold og kryssing av svakhetssoner er tilnærmet tilsvarende som for den eksisterende tunnelen.

Tabell 7-1: Antatte svakhetssoner, bergartsgrenser og dårlige partier i nye Ulriken tunnel med anslåtte treffpunkter (fra Norconsult, 2013).

Nummer	**Treffpunkter (Kilometer fra Oslo sentralbanestasjon)**	**Antatt struktur**	**Beskrivelse**
1	462.180	Bergartsgrense	Antatt bergartsgrense mellom charnokitt og anortositt.
2	462.400	Svakhetssone	En antatt svakhetssone. Trolig er bergmassekvaliteten generelt dårligere over denne strekningen, med flere leirinfiserte slepper som krysser på tvers av tunnelretningen. Antagelsen er gjort basert på at det er systematisk sikret med sprøytebetong i både heng og vegger mellom kilometer 462.160—462.440 i eksisterende tunnel.
3	462.790	Svakhetssone	En antatt moderat svakhetssone med steilt fall. I eksisterende tunnel er det sprøytet helt ned til sålen mellom kilometer 462.950-462.965.
4	463.010	Svakhetssone	En antatt større svakhetssone med moderat fall mot sørøst. I eksisterende tunnel er det sprøytet helt ned til sålen mellom kilometer 462.950-462.695.
5	463.150	Bergartsgrense	Antatt bergartsgrense mellom anortositt og øyegneis.
6	464.410	Skyveforkastning	Skyveforkastningen mellom Blåmannsdekket og Lindåsdekket, som i dagen er markert med flere

			parallelle skyveplan og med moderat fall mot Arna. Det forventes en lenger strekning med flere skyvesoner og tettere oppsprekking på tunnelnivå. Kan trolig sees i sammenheng med et tunnelparti som er sikret med sprøytebetong og bolter i eksisterende tunnel, mellom kilometer 464.920-465.050.
7	464.970	Svakhetssone	En middels stor, steiltstående svakhetssone som blant annet skjærer gjennom Borgavatnet antas å krysse tunnelen. I eksisterende tunnel er det sikret med sprøytebetong og spredt bolting i heng mellom kilometer 464.920-465.050.
8	465.610	Svakhetssone	I dette området er bergmassen tilsynelatende av dårlig kvalitet. Partiet kan trolig sees i sammenheng med en markert svakhetssone som skjærer gjennom Langelivatnet og mot Borgo ved Borgoskaret. I eksisterende tunnel er det systematisk sikret med bolter og bergbånd sprøytet tykt inn med sprøytebetong mellom kilometer 465.560-465.690.
9	466.080	Bergartsgrense	Antatte bergartsgrenser mellom øyegneis og migmatittgneis.
10	466.600		

11	467.650	Svakhetssone	Mulig svakhetssone som treffes på ved krysning under Isdalen. I eksisterende tunnel, ved kilometer 467.600-467.630, er det tett oppsprekking med markerte sprekker parallelt foliasjonen.
12	467.905	Bergartsgrense	Antatte bergartsgrenser mellom øyegneis og kvartsitt. Bergartsgrensen mellom Ulrikengneis og kvartsitt ble i eksisterende tunnel påtruffet ved omtrent kilometer 468.050.
13	468.010		
14	468.145	Svakhetssone	Antatt liten steiltstående svakhetssone.
15	468.465	Skyveforkastning	Skyveforkastningen mellom Hardangerfjorddekkekomplekset og Blåmannsdekket. Denne ble påtruffet omtrent ved kilometer 468.500 i eksisterende tunnel, og er kun sikret med sprøytebetong ettersom den ikke var spesielt markert.
16	468.695	Bergartsgrense	Antatt bergartsgrense mellom amfibolitt/grønnskifer og glimmerskifer.
17	468.995	Svakhetssone	Antatt liten steiltstående svakhetssone.
18	469.404	Bergartsgrense	Antatt bergartsgrense mellom glimmerskifer og amfibolitt/grønnskifer.
19	469.090	Svakhetssone	Antatt middels stor svakhetssone.
20	469.180	Skyveforkastning og bergartsgrense	Skyveforkastning internt i Hardangerfjorddekkekomplekset

			som også definerer bergartsgrensen mellom amfibolitt og mylonittgneis.
21	469.280	Svakhetssone	Svakhetssone sørvest for dalåpningen ved Svartediket.
22	469.480-469.550	Lavhastighetssone	Mulig sprekkesone/forskifringssone ved Årstadgeilen.

Det er observert flere leirholdige slepper i anortositten, som i forbindelse med forundersøkelsene ble testet både ved hjelp av XRD-analyse og frisvelletest. Resultatene fra fri svelling-forsøket indikerte at den prøvetatte leira er lite aktiv. Resultatene fra XRD-analysen tilsier derimot at leira inneholder en stor andel svellende mineraler. Observasjoner av oppsprekning av sprøytebetong og utrasning av berg og sleppemateriale i eksisterende tunnel tyder derimot på at svelleleire forekommer i anortositten ved Arna (Norconsult AS, 2013).

7.6 Vannforhold

Ved å se på kart over området, for eksempel kartet i vedlegg 5, kan man se at det er mange små og store vann, tjern og putter over og på siden av tunneltraséen. Ved befaring er det observert at tunnelen er relativt tørr, og det forekommer bare noen punkter med synlige lekkasjer. Disse punktene er oppgitt i Tabell 5-1. For å forhindre merkbar senkning av grunnvannsnivået i sårbare områder er det stilt krav til maksimal innlekkasje i tunnelene under driving. På de strekningene det ikke er registrert sårbare ytre forhold, vil krav til tetting av lekkasje i hovedsak bestemmes av driftsmessige hensyn. Det er delt inn i seks segmenter basert på hva som er tillatt av maksimal innlekkasje, se Tabell 7-2. Segment 1 starter ved påhugget ved Arna og deretter fortsetter segment 2-6 fram til Fløen. Basert på befaring gjort i eksisterende tunnel er det antatt at tunnelen vil være relativ tørr, og foreløpig er det bare planlagt systematisk forinjeksjon ved Mjeldheim og Alrekstad, hvor kravene til maksimal innlekkasje er 4 liter/minutt/100 meter. Årsaken til de strenge kravene er myrområder ved Mjeldheim og setningsutsatte løsmasser ved Alrekstad.

Tabell 7-2: Tunnelsegmenter for innlekkasjekrav for nye Ulriken tunnel (hentet fra Norconsult 2013)

Segment nummer	Strekning	Segment lengde (Kilometer fra Oslo sentralbanestasjon)	Krav (liter/minutt/100 meter)
1	Arna	462.160-462.600	10
2	Mjeldheim	462.600-463.200	4
3	Nordre Rødland-Isdalen	463.200-467.500	20
4	Isdalen	467.500-468.900	10
5	Alrekstad	468.900-469.450	4
6	Fløen	460.450-469.800	10

7.7 Spenningsforhold

Ettersom det verken har blitt utført bergspenningsmålinger i forbindelse med nye Ulriken tunnel eller foreligger målinger fra driving av eksisterende tunnel, må bergspenninger for området estimeres. Ved driving av eksisterende tunnel ble det møtt på bergtrykksproblemer, og det er derfor valgt å undersøke dette forholdet spesielt. En metode å undersøke slike problemer er numerisk analyse, som vil bli grundig forklart senere i oppgaven. For å bruke numerisk analyse er det nødvendig med oversikt over spenningsbildet rundt tunnelåpningen.

Ettersom spenningsmålinger ikke foreligger er det valgt å bruke målinger fra nærliggende anlegg. Hanssen (1998) samlet all tilgjengelig informasjon om tredimensjonale spenningsmålinger uført med NHT-målecelle fra metoden ble utviklet og fram til 1992. Målingene ble presentert i to tabeller i artikkelen «*Rock stresses and tectonic activity*», hvor det er oppgitt følgende informasjon:

- Prosjektnavnet spenningsmålingene ble utført i forbindelse med og navnet på borhullet.
- Breddegrad og lengdegrad til målingene.
- Kvalitetsrangering av målingene (A-D).
- Overdekning.
- Beregnet gjennomsnitt, standardavvik og stupet til hovedspenningene.
- Målt vertikalspenning.

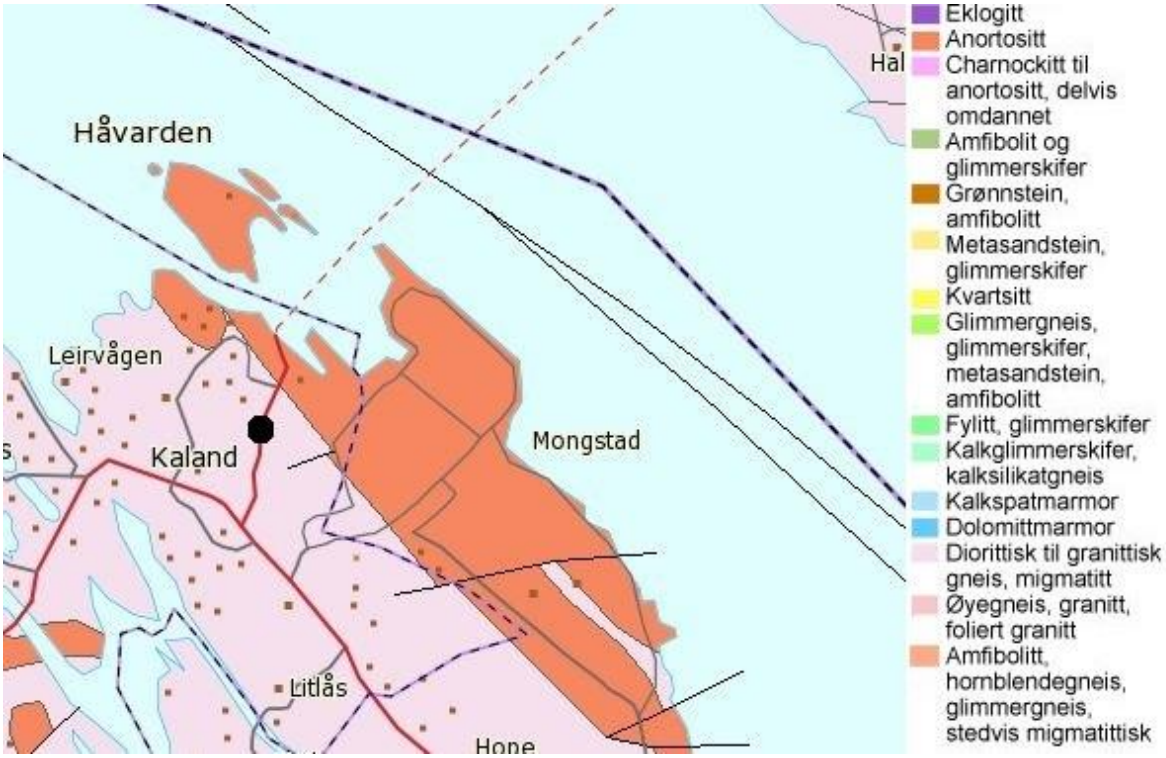
- Målt minste horisontalspenning og orientering.
- Målt største horisontalspenning og orientering.
- Teoretisk vertikal- og horisontalspenning.

Tabell 7-3 inneholder fire spenningsmålinger fra de lokalitetene som er nærmest nye Ulriken tunnel. Disse målingene er utført i forbindelse med Mongstad produksjonsanlegg og Sture-terminalen, begge eid av Statoil.

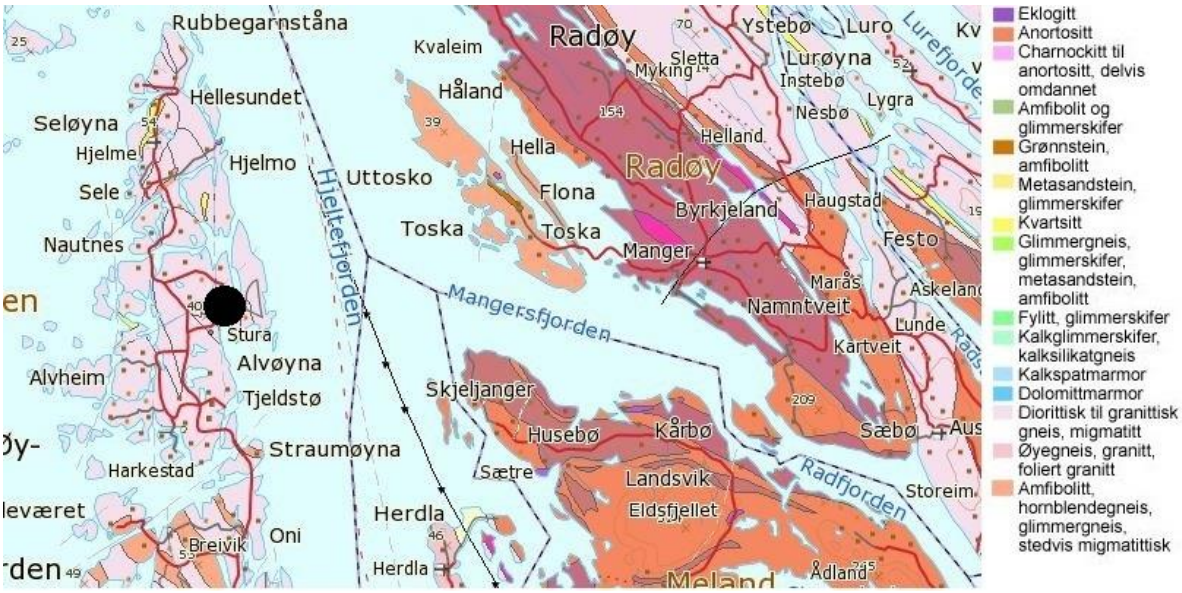
Tabell 7-3: Tredimensjonale spenningsmålinger foretatt ved Sture og Mongstad (fra Hanssen, 1998)

Borhull	**σ_v [MPa]**	**σ_H [MPa]**	**σ_h [MPa]**	**$\sigma_{vteoretisk}$ [MPa]**	**$\sigma_{hteoretisk}$ [MPa]**	**Over-dekning [m]**	**Kvalitet**
Mongstad 1	3,7	5,8	4,7	2,2	0,8	75	C
Mongstad 2	2,7	3,9	1,6	2,1	0,4	75	D
Sture 1	0,1	1,1	0,1	2,3	0,7	90	D
Sture 2	-0,4	1,4	-0,3	1,3	0,4	50	C

Det ble foretatt to målinger både på Mogstad og Sture, og begge anleggene ligger i Hordaland. Ved bruk av satellittbilder fra gulesider og berggrunnskart fra NGU (Både papirutgaven av Bergen i målestokk 1:250 000 og berggrunnskart fra nettsidene) ble berggrunnsgeologien på de to stedene undersøkt. Formålet var å bedømme om målingene kunne sees på som sammenlignbare med området rundt Ulriken tunnelene. Figur 18 og Figur 19 viser utklipp fra NGU sine berggrunnskart på nett av henholdsvis Mongstad og Sture. Fra Figur 18 og Figur 19, kan man se at begge måleområdene forkommer i diorittisk til granittisk gneis. Denne bergarten har sannsynligvis bergmekanisk egenskaper som er sammenlignbare med øye -og båndgneisen og migmatittgneisen, som forekommer på de to lokalitetene det er antatt at det vil oppstå bergtrykksproblemer.



Figur 18: Lokaliteten til de tredimensjonale spenningsmålingene foretatt på Mongstad. Opprinnelig målestokk er 1:50 000 (hentet fra ngu.no).



Figur 19: Lokaliteten til de tredimensjonale spenningsmålingene foretatt på Sture. Opprinnelig målestokk er 1:50 000 (hentet fra ngu.no).

Tabell 7-3 viser at målte og teoretiske verdier for både vertikal og horisontalspenningene ikke stemmer overens. I følge muntlig kommunikasjon med veileder er målinger hvor største horisontalspenning er 2-3 ganger større enn vertikalspenningen rimelige spenningsverdier.

Med utgangspunkt i denne påstanden, er det valgt å se bort fra den første målingen på Sture, ettersom største horisontalspenning er 11 ganger større enn vertikalspenningen. Den andre målingen på Sture registrerte strekkspenninger. I diskusjon med veileder ble det enighet om at dette var usannsynlig, og at det var naturlig å se bort ifra også denne målingen. Disse merkelige måleresultatene kan være et resultat av spesiell geometri ved målingen (Bjørn Nilsen, 2015). Det ønskelige hadde vært å ha mer enn to spenningsmålinger å basere seg på, men ettersom begge måleverdiene på Sture virker usannsynlige, er det rimelig å se bort i fra disse. Videre i oppgaven er det med andre ord kun valgt å se på målingene på Mongstad. Tabell 7-3 viser at de målte vertikalspenningene og horisontalspenningene er større enn de teoretiske. I tillegg kommer det fram av tabellen at horisontalspenningene er større enn vertikalspenningene. Som tidligere nevnt, er det vanlig at horisontalspenningene er høyere enn vertikalspenningene i prekambriske grunnfjellsbergarter på Vestlandet. Ettersom målingene er utført i bergarter fra proterozoikum, en æra innen prekambrium kan man anta at disse målingene er rimelige. Det er imidlertid ikke vanlig at vertikalspenningen er høyere enn det overdekningen tilsier, og ifølge Nilsen (2015) mistenker man i slike tilfeller at det er noe rart med målingene. Tabell 7-3 viser at målingene har dårligst og nest dårligst kvalitetsrangering. Dette medfører en ekstra usikkerhet i henhold til gyldigheten av målingene.

De horisontale og vertikale spenningsmålingene gjort ved Mongstad ga høyere verdier enn de teoretiske. Det er antatt at dette forholdet gjelder for horisontalspenningene i området rundt Ulriken tunnelene. Det antas at dette er rimelig ettersom målingene på Mongstad ligger i samme type geologi. For å estimere spenningene i området er det regnet ut følgende forhold:

- σ_H/σ_v
- σ_h/σ_v

Videre ble dette forholdstallet multiplisert med den teoretiske vertikalspenningen ved kilometer 465.710 og 470.210. Punktene ble valgt ut på bakgrunn av hvor det er antatt at bergtrykksproblemer vil forekomme. Som tidligere nevnt skal numerisk analyse benyttes for å undersøke mulige bergtrykksproblemer. Det er antatt at problemene forekommer i området 3,5-3,6 kilometer og 4,0-4,1 kilometer fra påhugget ved Arna, som ligger ved kilometer 462.106. Dette tilsvare kilometer 465.660-465.760 og 466.160-466.260. Kilometer 465.710 og 470.210 er midt i disse partiene, og overdekninger her er henholdsvis ca. 600 meter og 510 meter. Tabell 7-4 viser de antatte hovedspenningene i området.

Tabell 7-4: Anslåtte spenninger i nye Ulriken tunnel. Overdekning er henholdsvis 510 og 600 meter. Spenningene er regnet ut ved hjelp av tetthetsverdier funnet i laboratoriet og spenningsmålingene på Mongstad.

Kilometer fra Oslo sentral-banestasjon [km]	**Over-dekning [m]**	σ_V **[MPa]**	$\frac{\sigma_{Hmålt}}{\sigma_{Vmålt}}$	σ_H **[MPa]**	$\frac{\sigma_{hmålt}}{\sigma_{Vmålt}}$	σ_h **[MPa]**
465.710	600	15,7	1,5	23,7	0,93	14,7
470.210	510	13,4	1,5	20,1	0,93	12,5

Orienteringen til horisontalspenningene på Mongstad varierer betydelig, og det virker derfor ikke rimelig å velge et gjennomsnitt som kun baserer seg på disse to målingene for å beregne orienteringen for horisontalspenningene ved nye Ulriken tunnelen. Det er i stedet valgt å bruke gjennomsnittsorienteringen til største horisontalspenning i Bergensområdet, som er N70^{o}V (Norconsult AS, 2013). Minste horisontalspenning står vinkelrett på denne.

8 Laboratorieundersøkelser

Dette kapittelet tar for seg laboratorieundersøkelsene som har blitt utført som en del av masteroppgaven. Kapittelet vil gi en beskrivelse av undersøkelsesmetodene og oppsummere resultater og observasjoner og diskutere disse. Beskrivelsene av testene vil være forholdsvis korte ettersom dette antas å være kjente tester. Hovedformålet med laboratorieundersøkelsene i denne oppgaven har vært å bestemme inngangsparametere til numerisk analyse i Phase^2, som er beskrevet i kapittel 9. I den forbindelse er det utført UCS-test. I tillegg har det blitt utført CAI-tester og petrografisk analyse av tynnslip etter ønske fra Jernbaneverket.

Bergartsprøvene ble, som tidligere nevnt, hentet den 19.februar 2015, og deretter ble de preparert før testingen forekom 20.april samme år ved laboratoriet ved Institutt for geologi og bergmekanikk. Testene ble utført av Gunnar Vistnes med undertegnede til stede, med unntak av CAI testing som Vistnes utførte på egenhånd.

8.1 Utførelse av laboratorieundersøkelser

8.1.1 Visuell inspeksjon av prøvene

Prøvene som var boret ut av steinprøve 1 og 2, lignet veldig se vedlegg 6. Den eneste forskjellen, utenom at de var boret ut i forskjellige vinkler med hensyn til foliasjonen, var at prøvene fra steinprøve 2 hadde et mer rødlig utseende på øyene i bergarten. Ut fra den visuelle inspeksjonene ble det antatt at begge steinprøvene var øyegneis.

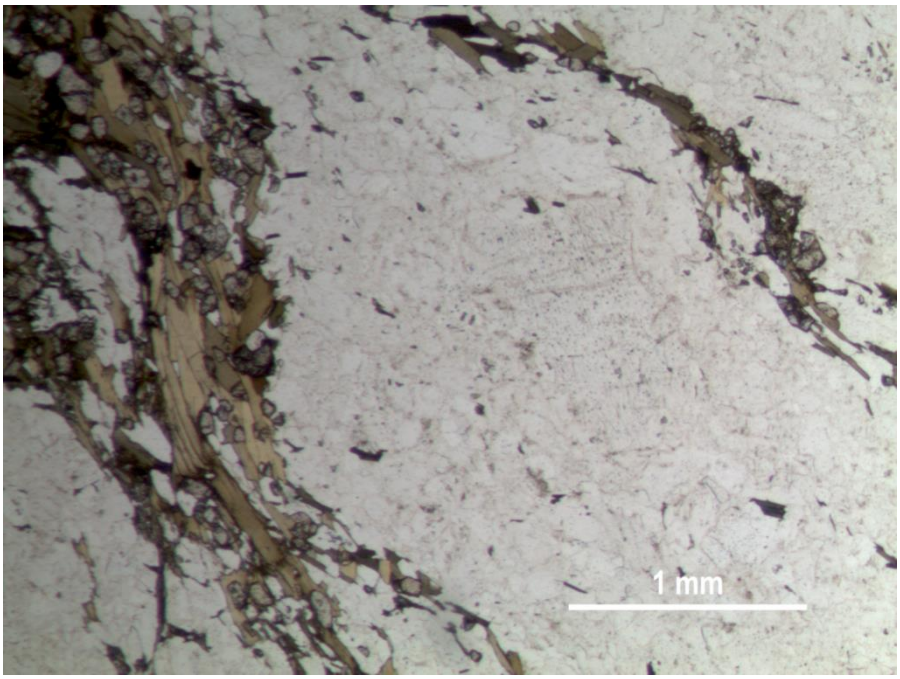
8.1.2 Tynnslipmikroskopering

Tynnslipmikroskopering er den eneste metoden for sikker bestemmelse av mineralsammensetning og detaljerte studier av struktur. Det bør minimum lages to slip, gjerne vinkelrett på hverandre slik at man avskjærer sprekkeretningene i bergmassen (Palmstrøm et al., 2003). I denne oppgaven er det kun slipt et tynnslip av hver steinprøve, slip 1 fra steinprøve 1 og slip 2 fra steinprøve 2. Tynnslipene ble laget ved sliplaboratoriet ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU. Formålet med tynnslipmikroskoperingen i masteroppgaven var å gi en presis bergartsbestemmelse av de to prøvene.

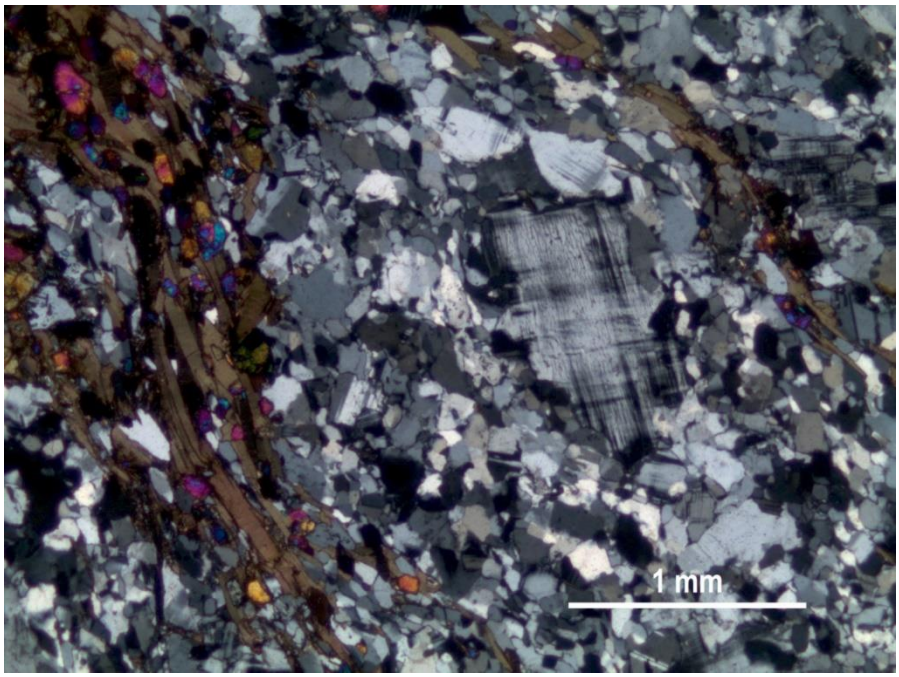
Slip 1

Bergarten består av mye kvarts og plagioklas. I tillegg er det en del epidot, titanitt og biotitt. Det er typisk at epidot og titanitt opptrer sammen med biotitt (Eske, 2015). Både kvarts og plagioklas er fargeløse mineraler med førsteordens interferensfarger, og de er vanskelig å skille. Plagioklas kan imidlertid ha lamelltvillinger, som er lovmessige sammenvoksninger av to eller flere krystallindivider av samme stoff (SNL, 2009). Ettersom slike lamelltvillinger

ikke forekommer for kvarts, kan korn hvor slike lamelltvillinger med sikkerhet sies å være plagioklasfeltspat. I tynnslipet er det funnet flere slike, et eksempel kan sees i Figur 23, og disse kornene kan med sikkerhet sies å være plagioklas. For kornene som ikke har slike tvillinger kan mineralene kun med sikkerhet skilles fra hverandre med XRD-analyse. I tillegg til lamelltvillinger, inneholder slipet også korn med mikroklintvillinger. Dette kjennetegner alkali-feltspat, og en slik tvilling kan sees på Figur 21 som et skotskrutete mønster.



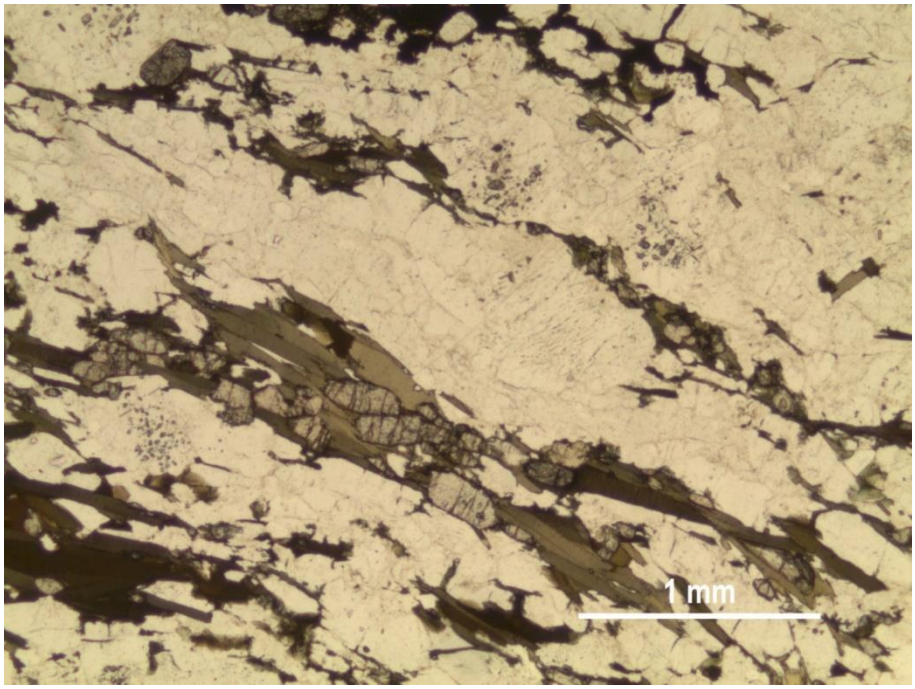
Figur 20: Tynnslip 1 i planpolarisert lys med målestokk nederst i høyre hjørne.



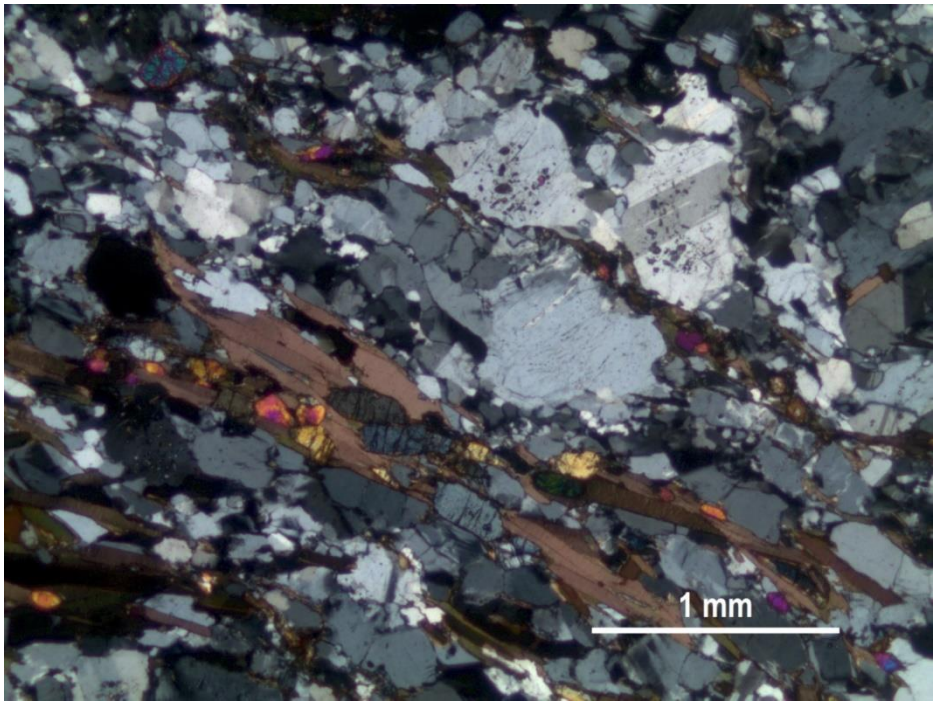
Figur 21: Slip 1 i krysspolarisert lys med målestokk nederst i høyre hjørne.

Slip 2

Slip 1 og 2 ligner veldig på hverandre, noe Figur 20- Figur 23 illustrerer. Det som imidlertid skiller slipene fra hverandre er at slip 2 inneholder mer titanitt og har større alkali-feltspat korn enn slip 1.



Figur 22: Slip 2 i planpolarisert lys med målestokk nederst i høyre hjørne.



Figur 23: Slip 2 i krysspolarisert lys med målestokk nederst i høyre hjørne.

Bergartsbestemmelse
Kvartsen i begge slipene har til tider undulerende utslukning, noe som forekommer i deformerte krystaller. Bergarten har vært utsatt for lav metamorfose grad, og noen av kornene har magmatisk opprinnelse. Basert på informasjonen om mineralinnhold, korntilstand og opprinnelse innhentet ved tynnslipmikroskopering, klassifiseres bergarten som ortogneis. Som Figur 20- Figur 23 viser har både slip 1 og 2 veldig varierende kornstørrelse. Slip 1 har som tidligere nevnt alkali-feltspat som mer finkornet enn slip 2. Det antas at dette er årsaken til at steinprøve 2 er mer rødlig enn steinprøve 1. Det antas at bergartene har tilsvarende mekaniske egenskaper (Eske, 2015).

Tabell 8-1: Bergartsbestemmelse for tynnslip 1 og 2

Slip nummer	Mineraler	Beskrivelse	Bergartsbestemmelse
1	Kvarts, plagioklas, epidot, titanitt, biotitt og alkali-feltspat.	Varierende kornstørrelse.	Øyegneis med magmatisk opprinnelse.
2	Kvarts, plagioklas, epidot, titanitt, biotitt og alkali-feltspat.	Varierende kornstørrelse, med større alkali-feltspat korn enn i slip 1.	Øyegneis med magmatisk opprinnelse.

8.1.3 UCS

Målet med en UCS-test er å måle enaksial trykkfasthet. Før bergartsprøvene som ble samlet inn kan testes, må de bores ut til borkjerner, som deretter prepareres. Borkjernene skal ha en høyde som er 2,5-3 ganger høyere enn diameteren. UCS-testen ble utført på totalt åtte borkjerner, fire fra steinblokk 1 og fire fra steinblokk 2, se Tabell 8-2. Borkjernene fra steinblokk 1 ble boret parallelt med foliasjonen fordi steinblokken ble delt på midten ved boring. Borkjernene fra steinblokk 2 ble boret vinkelrett på foliasjonen. Når prøvene er ferdig preparert måles og veies de før de blir kledd i gummistrømpe. Deretter plasseres prøvene i en trykkpresse og blir belastet aksialt. På bakgrunn av denne testen finner man verdiene for enaksial trykkfasthet, E-modul og Poisson forholdstall (Palmstrøm et al., 2003). Testen ble utført på tørre prøver. I følge Bieniawski et. al (1979) bør prøvene testes innen 30 dager etter innsamling. Årsaken er at prøvene skal testes med det naturlige vanninnholdet. Prøvene som ble samlet inn i forbindelse med denne oppgaven ble hentet 19.februar og på grunn av stor pågang på laboratoriet ikke testet før 20.april. Prøvene som er testet har en

gjennomsnittsdiameter på 35,6 millimeter. I henhold til «*Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials: Part 1. Suggested method for determining deformability of rock materials in uniaxial compression*» av Bieniawski et. al (1979), er det anbefalt at prøvene skal ha en diameter på omtrent 54 millimeter. Med unntak av disse to forholdene oppfyller testingen anbefalingene som oppgitt i standarden.

I følge Hoek (2000) er resultatene fra enaksial trykkfasthet avhengig av prøvestørrelsen, hvor større prøver vil ha lavere enaksial trykkfasthet enn små prøver. I følge Vistnes (2015) er ikke dette forholdet av spesiell betydelig for norske bergarter ettersom de er såpass stive. Det er derfor valgt å bruke resultatene som de er, og ikke skalere verdiene ned i henhold til diameteren. Resultatene fra testingen er oppgitt i Tabell 8-2. I vedlegg 7, tabell 1 er prøvenes dimensjoner og gjennomsnittsverdier oppgitt.

Tabell 8-2: Resultater fra laboratorietesting, inkludert UCS, E-modul og Poissons forholdstall.

Prøve nummer	**Retning på foliasjonen**	**UCS(σ_c) [MPa]**	**E-modul (E_i) [GPa]**	**Poissons forholdstall (v)**
1-1	Parallelt med	125,5	55,54	0,25
1-2	Parallelt med	137,5	54,21	0,22
1-3	Parallelt med	125,2	52,67	0,21
1-4	Parallelt med	143,2	58,35	0,26
2-1	Vinkelrett på	200,2	56,46	0,20
2-2	Vinkelrett på	199,9	55,13	0,24
2-3	Vinkelrett på	204,3	56,98	0,21
2-4	Vinkelrett på	203,6	55,60	0,25

I vedlegg 6 er det lagt ved bilde av alle prøvene etter de har gått i brudd ved UCS-testingen.

Resultater

Basert på klassifisering av enaksial trykkfasthet ved hjelp av tabell 2 i vedlegg 7 kan man se at alle prøvene som er testet har høy styrke. Resultatene fra UCS-testingen viser at prøvene som er boret parallelt med foliasjonen har lavere trykkfasthet enn prøvene som er boret vinkelrett på foliasjonen. I følge Vistnes (2015) er det vanlig at borprøver som er boret ut vinkelrett på foliasjonen har høyere styrke enn de som er boret ut parallelt med foliasjonen.

8.1.4 Cerchar abrasivitets indeks (CAI)

CAI brukes for å vurdere bergarters abrasivitet i forbindelse med fullprofilboring (Suana og Peters, 1981). I denne oppgaven er det etter ønske fra Jernbaneverket brukt ASTM standarden med en HRC verdi på 40. HRC betegner hardheten på pinnen som brukes i testen og verdien kan ha en avgjørende effekt på resultatene. Testen går ut på å måle slitasjen på tuppen til en stålpinne når den skrapes mot en bergartsflate. Pinnen har en bestemt hardhet, i dette tilfelle en HRC på 40, og en kjegleformet tupp. Pinnen blir i et sekund utsatt for en last på 70 N mens den blir dras én cm over bergartsoverplaten. CAI-verdien er betegnet som gjennomsnittsdiameteren til pinnen etter testen er utført (Suana og Peters, 1981).

CAI testingen ble utført av Gunnar Vistnes 28.mai 2015 ved NTNUs laboratorier, på en prøve fra steinblokk 1. Prøven ble kuttet med diamantsag, og det ble utført 5 tester, som standarden anbefaler. Resultatene fra testene er oppgitt i Tabell 8-3.

Tabell 8-3: Resultater fra CAI testingen.

Prøve nummer	Vinkel	Avstand	CAI	Klassifisering
2-9	89,52	0,47	4,7	Ekstremt abrasiv
2-10	90,56	0,58	5,8	Ekstremt abrasiv
2-11	90,11	0,47	4,7	Ekstremt abrasiv
2-12	90,46	0,48	4,8	Ekstremt abrasiv
2-13	89,5	0,46	4,6	Ekstremt abrasiv

Resultater

Som Tabell 8-3 viser er bergarten ekstremt abrasiv. Bilde av prøven som ble testet kan sees i vedlegg 8.

9 Numerisk analyse

I dette kapittelet vil den numeriske analysen som er utført i sammenheng med denne oppgaven presenteres. Formålet har vært å undersøke hvorvidt det vil oppstå bergtrykksproblemer i nye Ulriken tunnel og hvordan installering av sikring påvirker forholdene. Kapittelet vil først gi en beskrivelse av formålet med numerisk analyse og hvilke forskjellige modeller som finnes. Senere i kapittelet vil inngangsparameterne og oppsettet av modellen presenteres før kapittelet avsluttes med en diskusjon av resultatene.

9.1 Numerisk modellering

Numeriske beregningsmetoder kan regne ut spenninger og deformasjoner rundt berganlegg. Modellene brukes også til å finne samvirket mellom installert sikring og berget. Det vanligste er å modellere todimensjonalt ettersom dette er det enkleste. I følge Myrvang (2001) finnes det to hovedgrupper numeriske modeller:

- Kontinuumsmodeller
- Diskontinumsmodeller

For å få en bedre forståelse av hvordan slike numeriske beregningsmetoder skiller seg fra hverandre er det gitt en kort beskrivelse av de mest vanlige modellene.

I kontinuumsmodeller betraktes bergmassen i utgangspunktet som et kontinuerlig medium hvor effekten av sprekker bare i begrenset grad kan inkluderes. Eksempler på slike modeller er endelig elementmetoden (FEM), endelig differanse-metoden (FDM) og grenseelement-metoden (BEM).

Endelig element metoden er en differensialmetode som er svært mye brukt innen bergmekanikk. I modellen betraktes berggrunnen som et kontinuerlig medium, og det defineres et gitt område eller domene som skal modelleres. Domenet må være så stort at bergrommet som modelleres innenfor domenet ikke influeres av domenets ytterbegrensninger, også kalt randeffekter. Domenet deles inn i et endelig antall elementer som er knyttet til hverandre gjennom noder. Når modellen settes opp må geometri, randbetingelser av domenet, inngangsparametere og startsituasjon defineres. Phase^2 er et program basert på denne modellen, og ettersom det er dette som skal brukes til den numeriske analysen blir programmet beskrevet ytterligere senere i kapittelet.

Endelig differanse-metoden er i likhet med FEM en differensialmetode med domene, elementer og noder. Forskjellen mellom metodene ligger i hvordan ligningssettene løses.

FEM benytter en implisitt løsning, mens EDM bruker en eksplisitt løsning. Det antas at en endring i en node bare påvirker de nærmeste nabonodene hvis tidsintervallet er lite nok. Beregningene utføres derfor skritt for skritt med små tidsintervall for hver node. Resultatet er at man oppnår uavhengige løsninger for hver node. Fordelen er at man unngår store matriseløsninger, og behovet for beregningskapasitet og lagring er langt mindre enn ved FEM. I tillegg er det mulig å analysere problemer som innebærer store forskyvninger og deformasjoner. Det er også mulig å analysere bruddforløp på grunn av «skritt- for- skritt» - prosedyren.

Grenseelement-metoden er en integralmetode, og skiller seg fra FEM og FDM ved at det kun er randsonen mot bergrom, overflaten og eventuelle sprekkesoner som diskretiseres. Resten av modellen betraktes som et lineært elastisk, kontinuerlig medium, hvor regionen beskrives ved hjelp av partielle differensialligninger, og spenningene i et hvert punkt i regionen kan bestemmes. BEM gjør det mulig å beregne kun de områdene som er av interesse, noe som medfører at behovet for beregningskapasitet og lagring er langt mindre enn ved FEM.

Metodene som er beskrevet hittil er kontinuumsmodeller som er én av hovedtypene. Den andre hovedtypen er diskontinuummodeller, hvor bergmassen beskrives som en koplet modell. Dette innebærer at det er en modell for intakt berg og en for diskontinuitetene. I modellen beskrives bevegelser i berget med deformasjonsmekanismer for glidning langs sprekkeplan, separasjon og rotasjon.

Blokkelementmetoden er et eksempel på en diskontinuummodell. Denne baserer seg på Newtons 2.lov, og benyttes for å simulere oppførselen til oppsprukne bergmasser under statisk eller dynamisk belastning. I likhet med FEM og FDM må det defineres et endelig domene med definerte ytre grenser og grensebetingelser. Modellen bygges opp ved at det modellerte område deles inn i et endelig antall enkeltblokker som kan rotere, separeres og gli i forhold til hverandre. Metoden baserer seg på eksplisitte formler, noe som muliggjør store forskyvninger/rotasjoner og en generell ikke-lineær oppførsel av blokker og sprekker. Ulempen med metoden er at den er helt avhengig av realistiske sprekkedata, noe som er svært vanskelig å skaffe i praksis. Dette medfører at man ofte ser resultater som er totalt urealistiske når de vurderes ut fra praktisk erfaring.

I enkelte sammenhenger kan det være hensiktsmessig å kombinere flere typer modeller for å løse en oppgave. Dette kan for eksempel gjøres ved å dele inn et domene i to eller flere områder som analyseres samtidig men med forskjellige metoder (Myrvang, 2001).

I denne oppgaven er det valgt å bruke programmet Phase^2 8.0, som er en todimensjonalt FEM-modellprogram. Phase^2 er valgt fordi det er et brukervennlig program som er mye brukt i bransjen og som NTNU har lisens på. Programmet kan brukes til å beregne spenninger og deformasjoner rundt underjordiske bergrom og benyttes til å løse problemer innen gruvedrift, geoteknikk og anleggsarbeider. Fordelen med programmet er at sikringstiltak som bolter, sprøytebetong og betongutstøpning kan modelleres, slik at samvirket mellom bergmassen og sikringen kan undersøkes. Programmet muliggjør både elastisk og plastisk analyse av bergmassen (Rockscience, [u.å]-b). For ytterligere informasjon om Phase^2 vises det til Rockscience sin hjemmeside.

Når en numerisk modell først er etablert er det enkelt å endre eller variere inngangsparameterne. Dette medfører at man enkelt kan gjøre parameterstudier for å studere den generelle effekten av ulike parametere (Myrvang, 2001). To slike parameterstudie vil utføres i denne oppgaven for å illustrere parameternes innvirkning på resultatene.

9.2 Inngangsparametere

Ved numerisk analyse er det viktig å være klar over at uansett hvor riktig modellen er geometrisk sett, og uansett hvor omfattende beregningsprogrammet er, så vil verdien av resultatet være avhengig av riktigheten til materialegenskaper en velger å basere beregningene på. Det er spesielt den kvantitative beskrivelse av det ofte meget kompliserte materialet som bergmassen representerer som i første rekke setter grenser for hvor godt spenningsfordeling og deformasjoner kan beregnes (Nilsen og Broch, 2011). I en numerisk analyse er derfor kvaliteten på inngangsparameterne helt avgjørende for at analysen blir bra. I følge Myrvang (2001) er de viktigste inngangsparameterne i en numerisk analyse:

- In-situ bergspenninger
- Deformasjonsegenskaper- konstitutive lover
- Styrkeegenskaper- bruddkriterier
- Oppsprekkingsgrad- sprekkeegenskaper (gjelder spesielt for diskontinuerlige modeller)

Inngangsparameterne benyttet i denne oppgaven er basert på resultater fra laboratorietester, som beskrevet i kapittel 8, RocLab, samt diverse antakelser som vil forklares underveis. Ettersom det har vært nødvendig å foreta en del antakelser, foreligger det tilsvarende en del usikkerheter i modellen. Til tross for dette er det antatt at modellen likevel vil være et nyttig

verktøy for å undersøke spenningsforholdene i de potensielt utfordrende partiene i nye Ulriken tunnel.

RocLab er en programvare som bestemmer bergmassens styrkeegenskaper basert på et bruddkriterie. I denne oppgaven er det valgt å bruke det generaliserte Hoek-Brown kriteriet. Basert på inngangsparameterne enaksial trykkfasthet (UCS), GSI, Hoek-Brown konstanten for intakt bergmasse (m_i) og forstyrrelsefaktoren (D), får man ut bergmasseparameterne m_b, s og a i tillegg til E-modulen for bergmassen E_{rm}. Disse fire verdiene er inngangsparametere i Phase^2. Det vil videre først gis en beskrivelse av inngangsparameterne i RocLab før inngangsparameterne i Phase^2 beskrives. De parameterne som ikke har blitt introdusert tidligere i oppgaven, vil forklares i dette kapittelet.

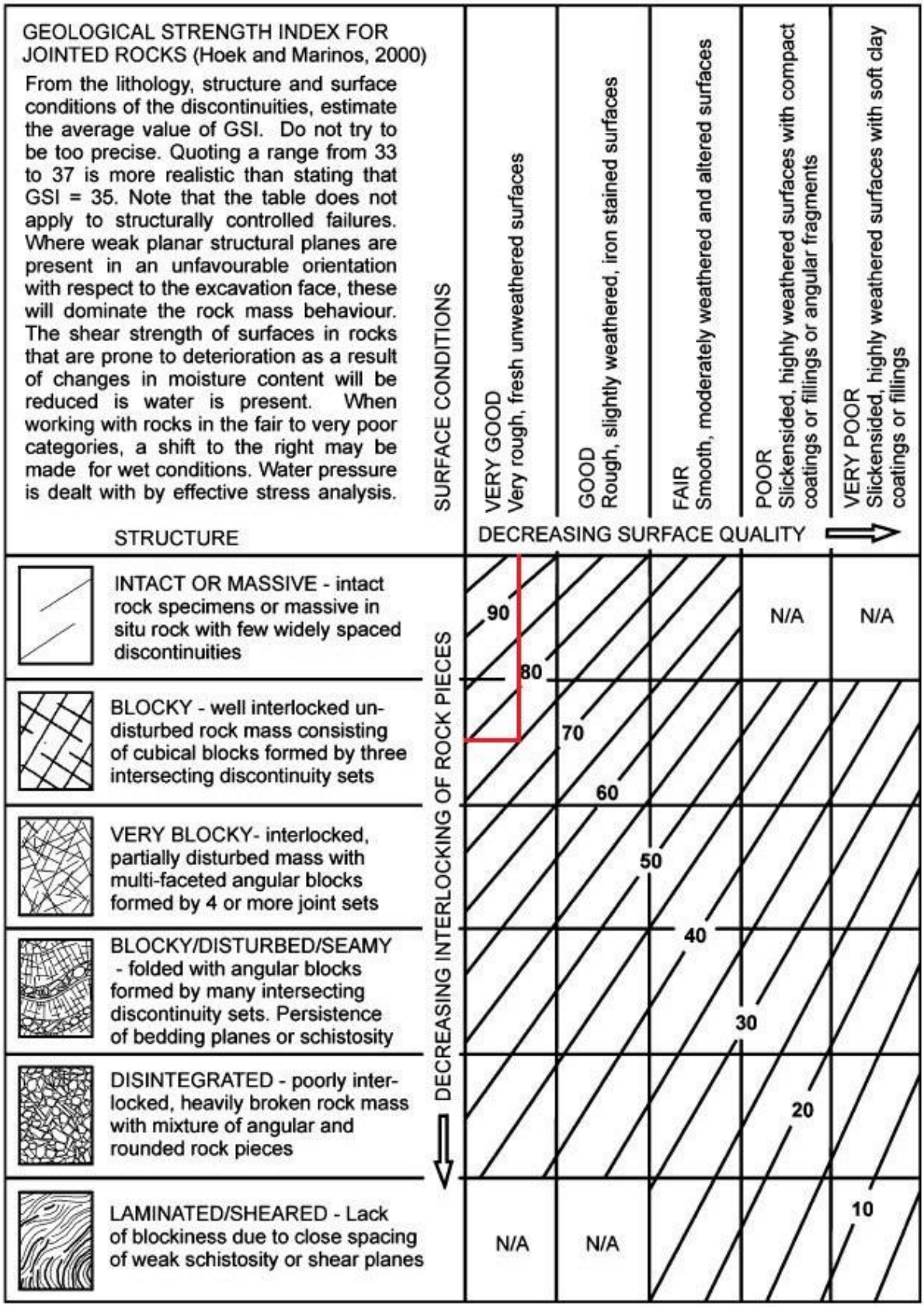
Som beskrevet i kapittel 3, ble det tatt med to steinprøver fra to forskjellige lokaliteter. Som tidligere beskrevet er borprøvene fra steinblokk 1 boret parallelt med foliasjonen, mens borprøvene fra steinblokk 2 er boret vinkelrett på foliasjonen, se Tabell 8-2. I modelleringen er det valgt å bruke en middelverdi av resultatene fra laboratorietestingen av alle prøvene. Dette gjelder verdiene for enaksial trykkfasthet, elastisitetsmodul og Poissons forholdstall. Langs tunneltraséen vil det forekomme variasjoner i foliasjonens orientering, og det kan forekomme innslag hvor bergmassen er både vinkelrett og parallelt med foliasjonen (Nilsen, 2015). Bruk av middelverdi i modelleringen er derfor ansett som en rimelig tilnærming.

For alle inngangsparameterne har RocLab en funksjon hvor man ut fra tabeller kan anslå en tilnærmet verdi. UCS og E_i er funnet ved laboratorietesting, mens GSI ble kartlagt i felt. Det er derfor kun for utvelgelse av m_i og forstyrrelsesfaktoren D at tabellene i RocLab ble brukt.

9.2.1 GSI

GSI er et system for bergmasseklassifisering. Systemet ble utviklet for å møte behovet for pålitelige inngangsparametere knyttet til bergmassens egenskaper i forbindelse med numerisk analyse (Marinos et al., 2005). Indeksen er basert på visuell inspeksjon av skjæringer i overflater, som for eksempel vegskjæringer, tunnelstuffer eller borhullskjerner. Ved inspeksjonen gjør man en vurdering av litologi, struktur, og karakteren til diskonuiteter i bergmassen, og velger basert på disse forholdene en GSI-verdi (Marinos et al., 2007). GSI-verdier velges ut fra et GSI-skjema, se Figur 24, hvor bergmassens struktur er oppgitt på den vertikale aksen, og rangeres fra «Intact or massive» til «laminated/sheared». Overflatekvalitet er oppgitt på den horisontale aksen, og rangeres fra «very good» til «very poor».

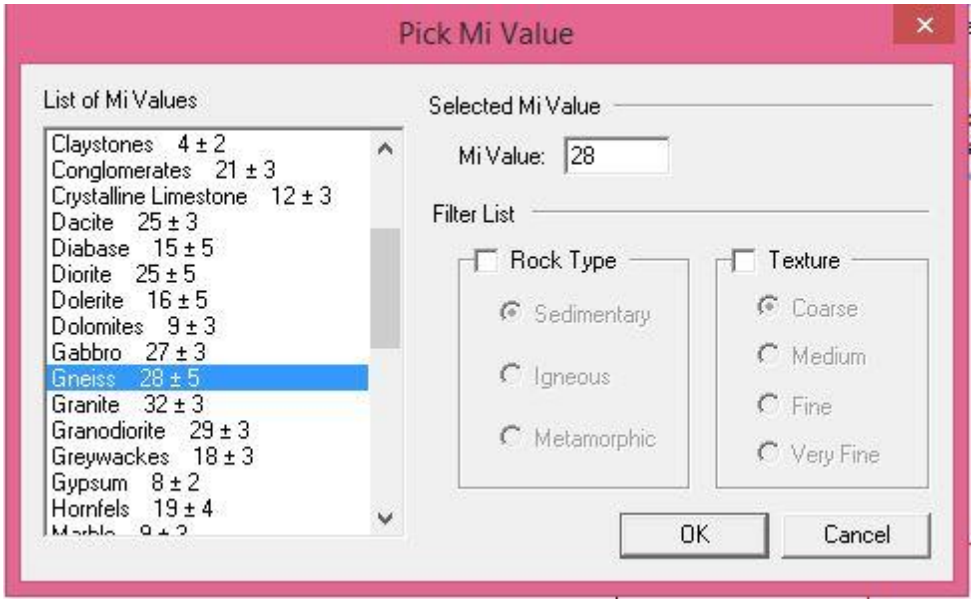
Ved kartlegging av GSI for lokalitet 1, se Figur 10, ble det observert at bergmassen var «blocky» med overflateforhold som kan beskrives som «very good». GSI-verdien ble dermed anslått til å være omtrent 75. For lokalitet 2, se Figur 11, var forholdene tilnærmet det samme, og GSI-verdien ble antatt å være 75 her og.



Figur 24: GSI-skjema. GSI-verdien til lokalitet 1 og 2 er markert med rødt (fra Marinos et al., 2005).

9.2.2 m_i

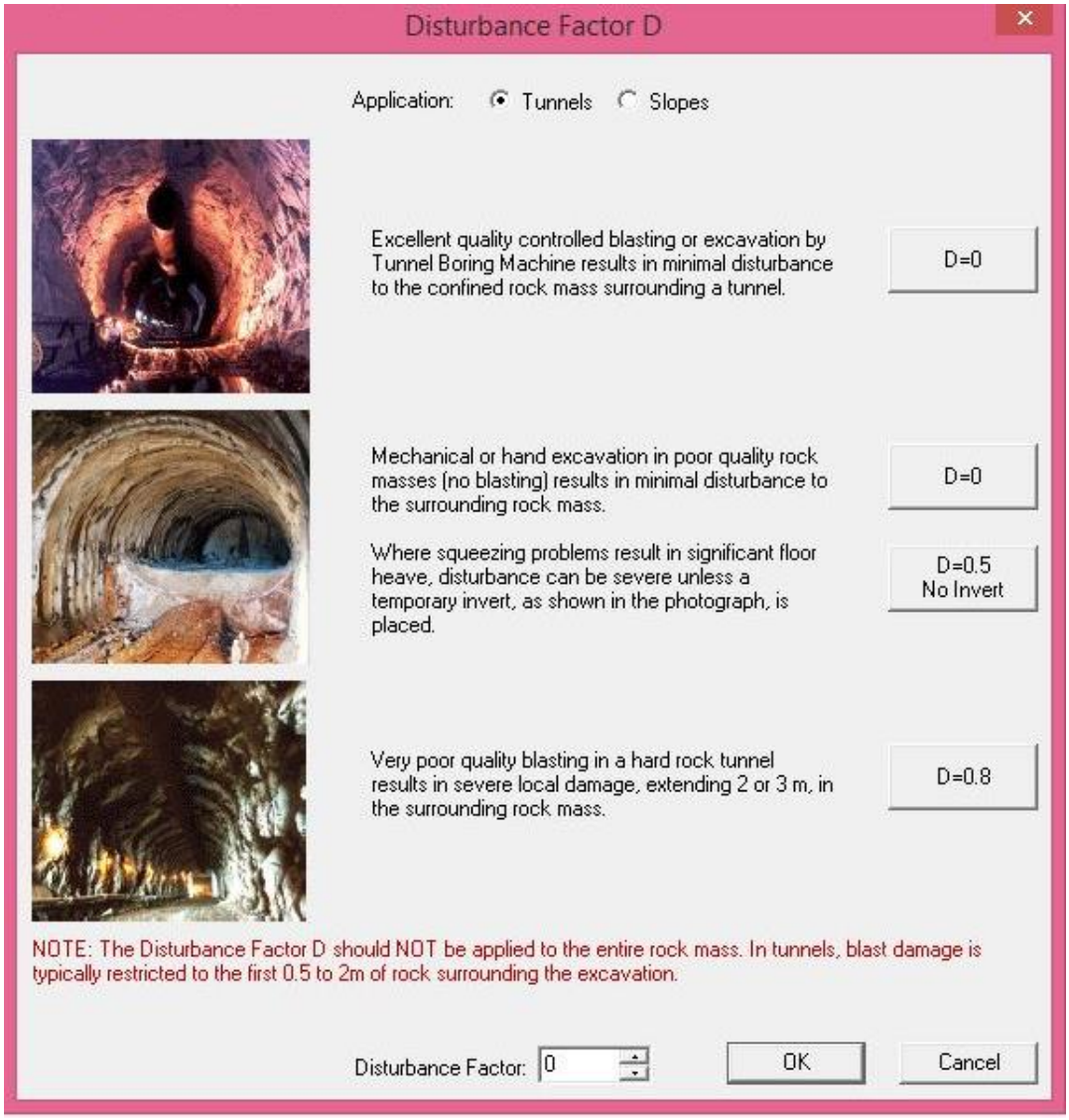
m_i kan enten bestemmes ved triaksial testing i laboratoriet eller ved hjelp av estimater for verdien (Hoek og Brown, 1997). I denne oppgaven var det ikke anledning til å utføre triaksial testing, og verdien for m_i er derfor bestemt ut fra tabellen i RocLab. Figur 25 viser en slik tabell, og som tabellen viser er verdien for gneis 28±5. Ettersom det er antatt at både steinprøve 1 og 2 er gneis, ble m_i antatt å være 28.



Figur 25: Tabell for utvelgelse av m_i i RocLab (fra RocLab).

9.2.3 Forstyrrelsesfaktor (D)

Tabellen i RocLab oppgir at for fullprofilborede tunneler er D=0, og ettersom nye Ulriken tunnel skal fullprofilbores, settes forstyrrelsesfaktoren lik null. For eksisterende tunnel er det lagt inn et lag med redusert GSI på 0,6 meter rundt tunnelåpningen. Dette skal ifølge Bruland (2015) være en ok antagelse for utbredelsen av skadesonen dannet ved sprengning. I følge Nghia (2015) er en rimelig antagelse å redusere GSI verdien med 25% i tilfeller med middels sprengningsskader. Forstyrrelsesfaktoren i denne sonen er valgt å være 0,15 ettersom tunnelen er forsiktig sprengt. Skadesonen er lagt inn i modellen for å få med effekten sprengningsskader har på forholdene rundt tunnelåpningen. Figur 26 viser tabellen for bestemmelse av D i RocLab.



Figur 26: Forstyrrelses faktor i RocLab (fra RocLab).

9.2.4 Elastisitetsmodul (E_i)

Det ble beregnet åtte E-moduler fra spennings-tøyningskurvene for borprøvene i laboratoriet, en for hver av borprøvene. Disse ble beregnet som forklart i kapittel 2.2. Det ble deretter regnet en gjennomsnitts E-modul på bakgrunn av alle målingene, og det er denne som er benyttet videre. RocLab tar hensyn til at E-modulen er høyere for en intakt prøve enn hva som er tilfellet for bergmassen i felt. Ved bruk av RocLab beregnes E_{rm} som er E-modulen til bergmassen. E_{rm} blir skalert ned ettersom E-modulen til intakte bergartsprøver ifølge Hoek (2000) er høyere enn hva som er tilfellet for bergmassen i felt.

9.2.5 RocLab

Inngangsparameterne i Phase^2 er gitt i Tabell 9-1.

Tabell 9-1: Inngangsparametere i RocLab.

Inngangsparameter	Verdi	Enhet
σ_{ci}	167,5	MPa
GSI	75	
GSI skadesonen	56,3	
m_i	28	
D	0	
D skadesonen	0,15	
E_i	55,6	GPa

Basert på disse inngangsparameterne beregner RocLab verdiene gitt i Tabell 9-2.

Tabell 9-2: Parameterne beregnet i RocLab for øyegneisen og skadesonen.

	Øyegneis	Skadesone	
Parametere	**Verdi**		**Enhet**
m_b	11,5	5,12	
s	0,062	0,0058	
a	0,500	0,503	
E_{rm}	45,4	19,7	GPa

Parameterne som beregnes i RocLab blir inngangsparameterne i Phase^2.

9.2.6 Bergspenninger

I delkapittel 6.7 ble spenningsforholdene rundt nye Ulriken tunnel diskutert, og basert på estimering ble verdier for største og minste horisontalspenning og vertikalspenningen oppgitt, se Tabell 7-4. Ettersom de horisontale hovedspenningene ikke ligger i planet til den numeriske modellen, må de dekomponeres slik at de virker vinkelrett på og parallelt med modellen. I «*Ingeniørgeologisk- hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlaget*» for nye Ulriken tunnel, oppgis det at gjennomsnittsretningen på største horisontalspenning er N70^{o}V i Bergensområdet. I denne oppgaven er det antatt at dette er orienteringen til største horisontalspenning i området rundt Ulriken tunnelene. Minste horisontalspenning står

vinkelrett på denne. Eksisterende Ulriken tunnel har orienteringen N058ºØ, og ettersom nye Ulriken tunnel skal ligge parallelt med denne, er orienteringen den samme. Ved å dekomponere største og minste horisontalspenning er det ikke lenger hovedspenningene man ser på. Ifølge Nilsen (2015) kan man i den numeriske analysen se bort i fra skjærspenningene som virker i planet til de dekomponerte horisontalspenningene. I Tabell 9-3 er spenningene som virker i planet til modellene oppgitt. For oversikt over formlene benyttet til utregningen av spenningene vises det til vedlegg 7, tabell 3.

Tabell 9-3:Spenningene som virker i modellplanet i Phase^2. Gjelder ved kilometer 465.710 og 470.210)

Kilometer fra Oslo sentralbane-stasjon	**Overdekning [m]**	**σ_v [MPa]**	**σ_H [MPa] (i modellplanet)**	**σ_h [MPa] (i modellplanet)**
465.710	600	15,7	27,7	26,1
470.210	510	13,4	23,5	22,2

Tabell 9-3 illustrerer at det er liten forskjell mellom spenningene på de to stedene, og det er derfor valgt å kun modellere for stedet med størst overdekning, altså ved 465.710. Denne antagelsen er gjort på bakgrunn av sammenligning av de to tilfellene i Phase^2. Ettersom modellene viste ubetydelige forskjeller er det for enkelhets skyld valgt å fokusere på tilfellet med størst overdekning ettersom det er her det er mest sannsynlig at de største problemene vil oppstå. Det er med dette antatt at forholdene ved to strekningene er tilnærmet like.

9.2.7 Dilatasjons parameteren

Dilatasjons parameteren er et mål på volumutvidelsen som forekommer etter et materiale er delt. For Hoek-Brown materialer defineres dilatasjon som en dimensjonsløs parameter som generelt varierer mellom null og m_b. Lav dilatasjon er vanligvis forbundet med myke bergarter, mens høy dilatasjon med harde bergarter. Et godt utgangspunkt for en estimering av dilatasjons parameteren er å anta at dilatasjonen er 0,333*m_b for myke bergarter og 0,666*m_b for harde bergarter (Rockscience, [u.å]-c). I denne oppgaven er det valgt å bruke en dilatasjons parameter på 0,5*m_b.

9.3 Oppsett av modell

I dette arbeidet er det utført numerisk analyse med forskjellige horisontalspenninger og GSI-verdier for å undersøke hvordan disse forholdene påvirker spenningskonsentrasjonen rundt tunnelåpningen til nye Ulriken tunnel. I tillegg skal installering av sikring vurderes.

I modellen skal det undersøkes følgende:

- Horisontalspenningenes innvirkning på σ_1.
- GSI-verdiens innvirkning på stabiliteten.
- Sikringens innvirkning på bergmassen.

For analysen er det benyttet en plastisk modell ettersom det er ønsket at modellen skal kunne simulere brudd. Dette er ikke elastiske modeller egnet til (Rockscience, [u.å]-c). For å simulere elastisk-sprø-plastisk brudd i Phase^2 reduseres parameterne m_b, s_r og a etter brudd. Disse parameterne kalles residualparametere, og er avhengig av residualverdien til GSI. I følge Nghia (2015) varierer forholdet mellom GSI_r og GSI verdien mellom 0,5 og 0,67, hvor 0,5 er gjelder for høye GSI verdier og 0,67 for lave. For bestemmelse av residualparameterne m_r, s_r og a_r er det brukt følgende formler:

$$m_r = m_i exp\left(\frac{GSI_r - 100}{28}\right) \quad (9\text{-}1)$$

$$s_r = exp\left(\frac{GSI_r}{9}\right) \quad (9\text{-}2)$$

$$a = 0{,}5 + \frac{1}{6}\left(e^{-\frac{GSI_r}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}\right) \quad (9\text{-}3)$$

GSI_r er valgt til å være GSI*0,53 ettersom bergarten er meget hard. Tabell 9-4 viser oversikt over residualparameterne brukt i Phase^2.

Tabell 9-4: Residualparametere i Phase^2 for øyegneisen og skadesonen rundt eksisterende tunnel.

Residualparametere	Øyegneis	Skadesonen
GSI_r	39,80	30,90
m_r	3,25	2,38
s_r	0,001	0,0005
a_r	0,511	0,5209

9.3.1 Påvirkning fra eksisterende tunnel

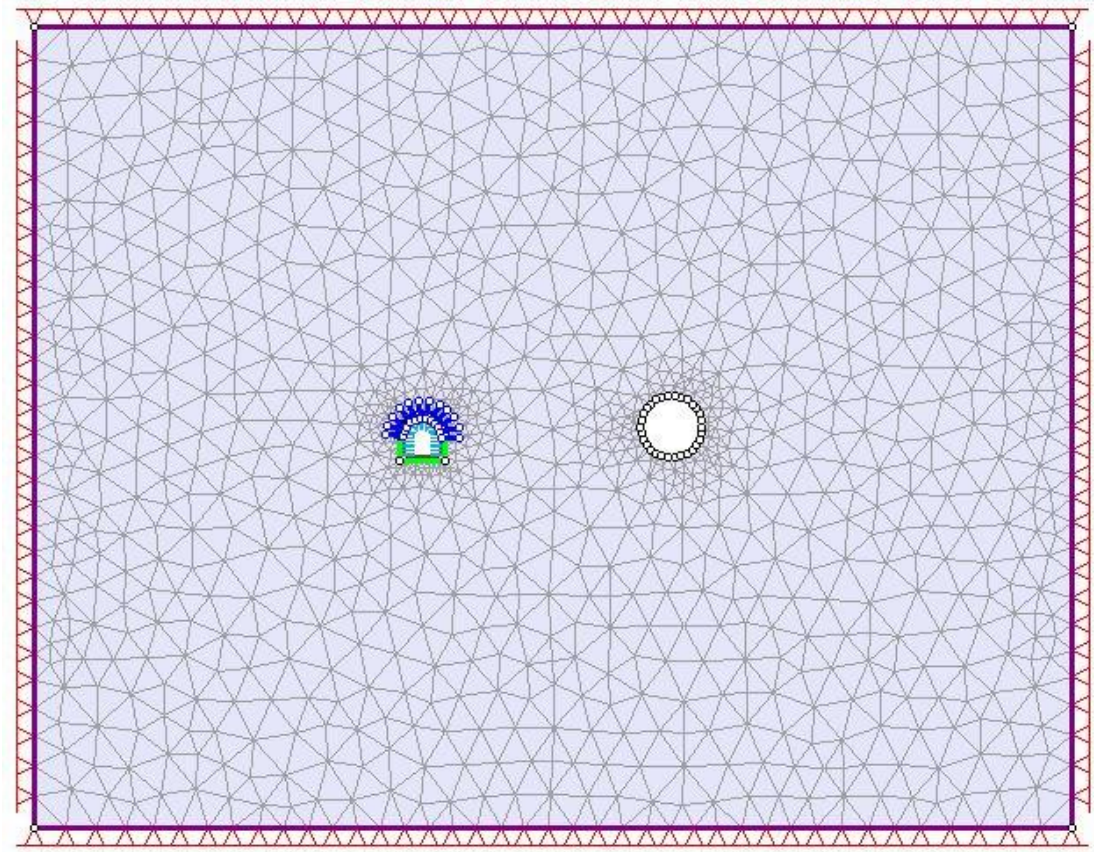
Ettersom eksisterende tunnelen vil ha en ikke ubetydelig effekt på spenningsfordelingen rundt nye Ulriken tunnel, er denne inkludert i modellen (Nilsen, 2015). I eksisterende tunnel er det ved kilometer 465.710 sikret systematisk med bolter og sprøytebetong. Tabell 9-5 viser hva som er lagt inn av sikring for eksisterende tunnelløp i den numeriske modellen.

Tabell 9-5: Innlagt sikring for eksisterende tunnel i modellen.

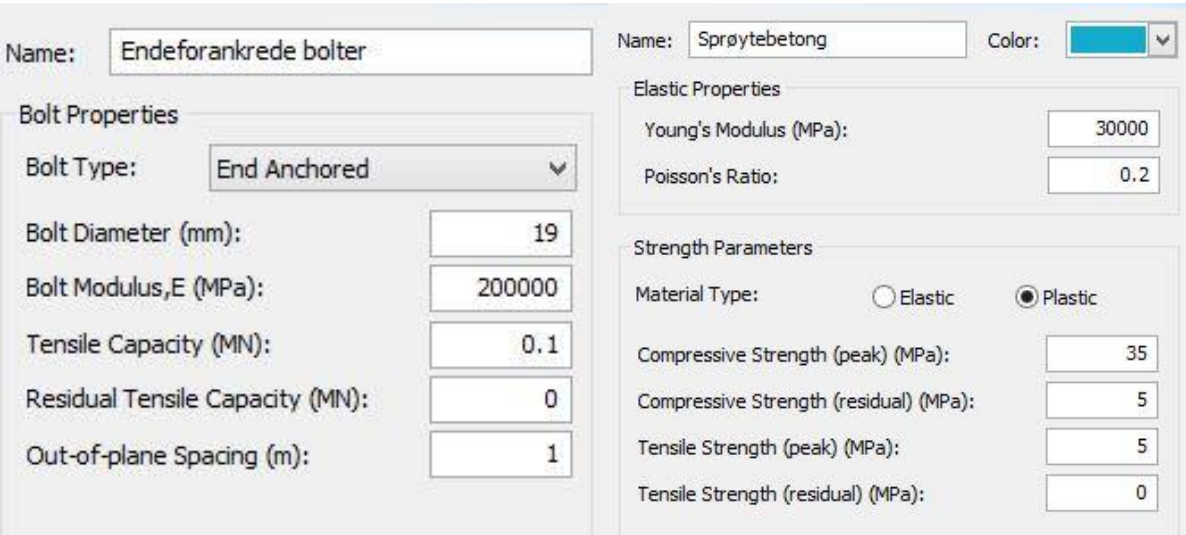
Kilometer fra Oslo sentralbane-stasjon [km]	Sprøyte-betong tykkelse [cm]	Tensil-kapasitet til bolt [MN]	Bolte-lengde [m]	Bolteavstand c/c [m]	Type
465.710	5	0,1	2,8	0,8	Endeforankret

9.3.2 Etablering av modell

Domenet er valgt som en boks med ekspansjonsfaktor på 6 i forhold til det utdrevne arealet, hvor begge tunnelene er tatt hensyn til. Årsaken til at en ekspansjonsfaktoren på 6 er valgt er for å unngå endeeffekter. Det ble valgt et gradert nett, og standardinnstillingene som ligger inne ble beholdt. Disse vil i de fleste tilfellene lage et passende gradert nett for den numeriske modellen (Rockscience, [u.å]-a). Blant disse standardinnstillingene er «*Gradation Factor*», med en verdi på 0,1 og triangelelementer med tre noder. Eksisterende tunnel befinner seg til venstre i Figur 27 mens den sirkulære tunnelåpningen til høyre er nye Ulriken tunnel. Når det gjelder verdiene til sprøytebetongen og boltene installert for eksisterende tunnel er det benyttet standardinnstillingene i Phase^2, vist i Figur 28.



Figur 27: Oppsett over oppsett av nodene og størrelsen på domenet (fra Phase^2).



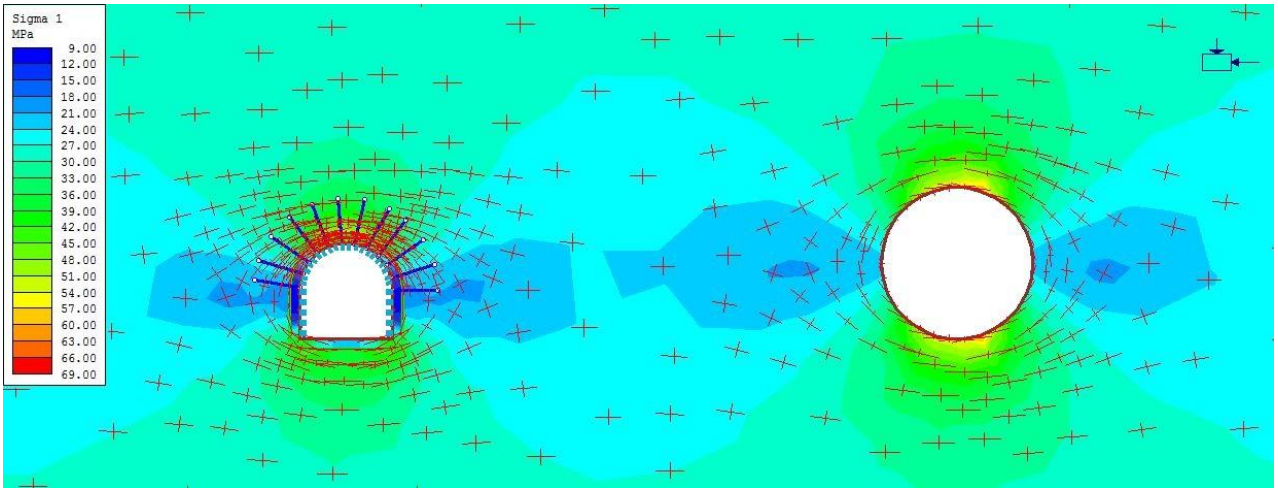
Figur 28: Standardinnstillinger for endeforandrede bolter og sprøytebetong i Phase^2(fra Phase^2).

For å undersøke hvordan horisontalspenningene og bergmassens GSI-verdi påvirker forholdene rundt tunnelåpningen er det fortatt parameterstudier for både horisontalspenningene og GSI-verdiene. Hvordan parameterne er variert blir forklart

underveis i oppgaven. Modellen det er tatt utgangspunkt kan sees i Figur 29, og fullstendig oversikt over inngangsparameterne er gitt i Tabell 9-6. Figur 29 viser også størrelsesforholdet mellom største horisontalspenning og vertikalspenningen.

Tabell 9-6: Fullstendig oversikt over inngangsparametere til RocLab og Phase^2 for modellen det er tatt utgangspunkt i.

Inngangsparametere RocLab		**Verdi**	**Enhet**
Felles	σ_{ci}	167,4	[MPa]
	m_i	28	
	E_i	55,6	[GPa]
Skadesonen	GSI	56	
	D	0,15	
Bergmassen	GSI	75	
	D	0	
Inngangsparametere Phase^2			
Skadesonen	E_{rm}	19,7	[GPa]
	m_b	5,12	
	s	0,006	
	a	0,500	
	Dilatasjon	2,56	
	m_r	2,38	
	s_r	0,00046	
	a_r	0,502	
Bergmassen	E_{rm}	45,4	[GPa]
	m_b	11,46	
	s	0,062	
	a	0,500	
	Dilatasjon	5,73	
	m_r	3,26	
	s_r	0,001	
	a_r	0,511	
Spenninger	σ_H (N70^{o}V)	27,7	[MPa]
	σ_h	26,1	[MPa]
	σ_v (h=600m)	15,7	[MPa]



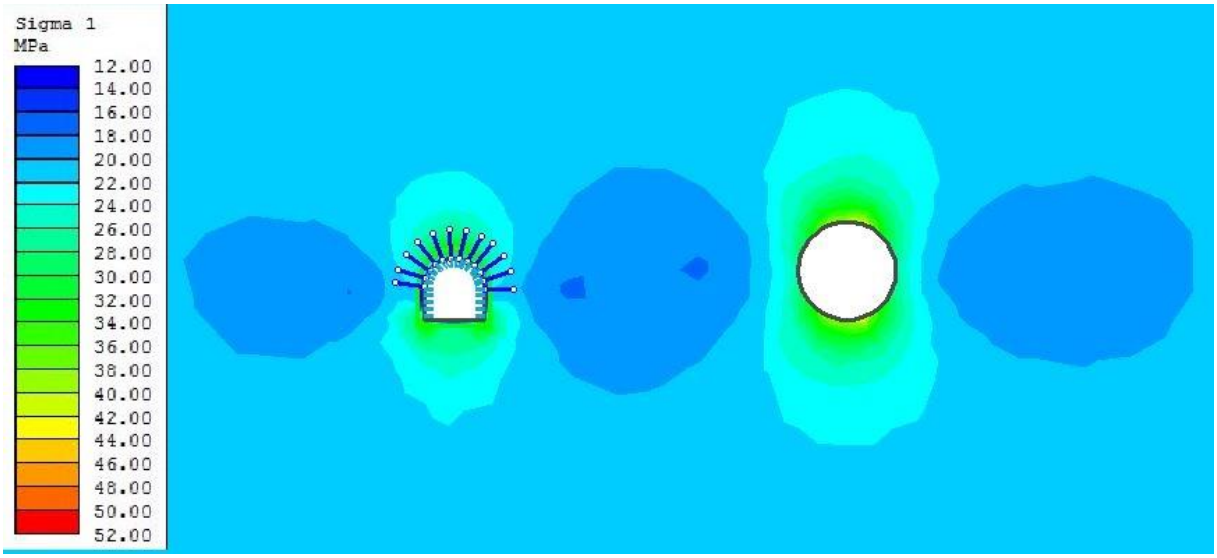
Figur 29: Antatt spenningsfordeling for σ_1 rundt tunnelene. De røde korsene illustrerer forholdet mellom vertikalspenningen of største horisontalspenning.

9.4 Horisontalspenningenes innvirkning på maksimalverdien til σ_1

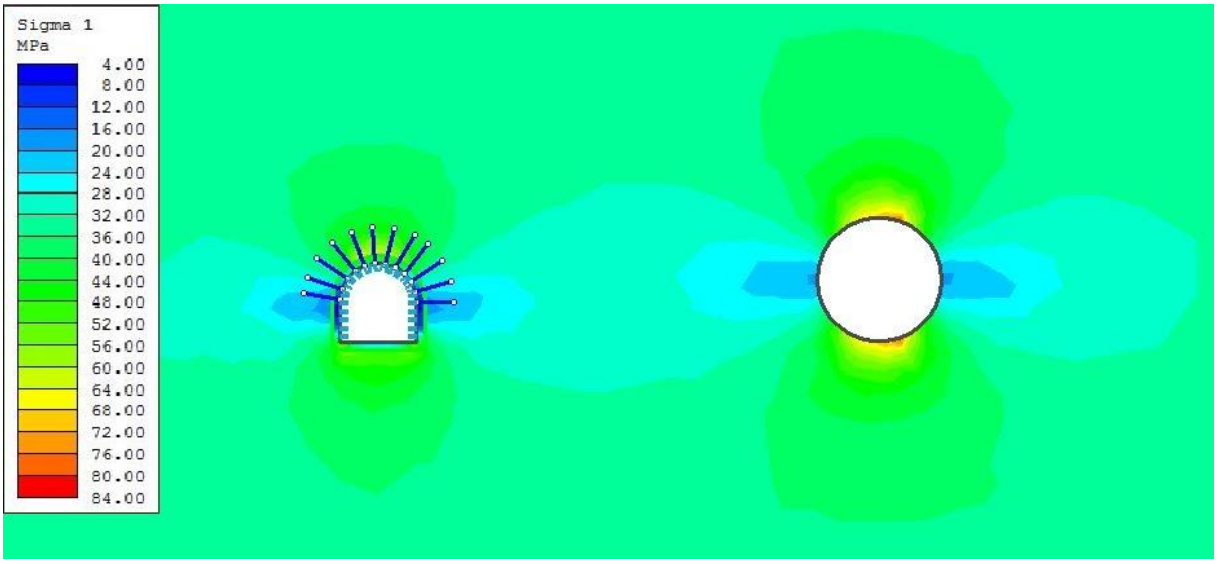
Den opprinnelige idéen var å redusere og øke største horisontalspenning med 50%. Formålet var å undersøke hvordan den største horisontalspenningen påvirket spenningsfordelingen rundt tunnelåpningen. En reduksjon av største horisontalspenning på 50% medførte følgende forhold:

- Den opprinnelig minste horisontalspenningen ble den største hovedspenningen.
- Den opprinnelig største horisontalspenningen ble mindre enn vertikalspenningen.

Ettersom dette resulterte i at den største hovedspenningen virker i en annen retning enn opprinnelig er det ikke relevant å modellere for dette tilfellet. I følge Nilsen (2015) er det heller ikke sannsynlig at vertikalspenningen i området vil være større enn horisontalspenningen. Ettersom største og minste horisontalspenning ligger såpass nært hverandre i størrelse ble det i diskusjon med veileder bestemt at det rimelige vil være å redusere både største og minste horisontalspenning. Dette er gjort for å få fram hvordan endringen av horisontalspenningene påvirker spenningsfordelingen rund tunnelåpningen. For at vertikalspenningen ikke skulle bli større enn horisontalspenningene er det valgt å se på tilfellene hvor hovedspenningene blir redusert og økt med 25%. Figur 29 viser spenningsfordelingen til σ_1 når spenningene er som oppgitt i Tabell 9-3. Ved å redusere horisontalspenningene med 25% blir spenningsfordelingen til σ_1 som vist i Figur 30. Når spenningene økes ser spenningsfordelingen til $\sigma_1$som vist i Figur 31.



Figur 30: Spenningsfordelingen og størrelse til σ_1 når horisontalspenningene er redusert med 25% (fra Phase^2).

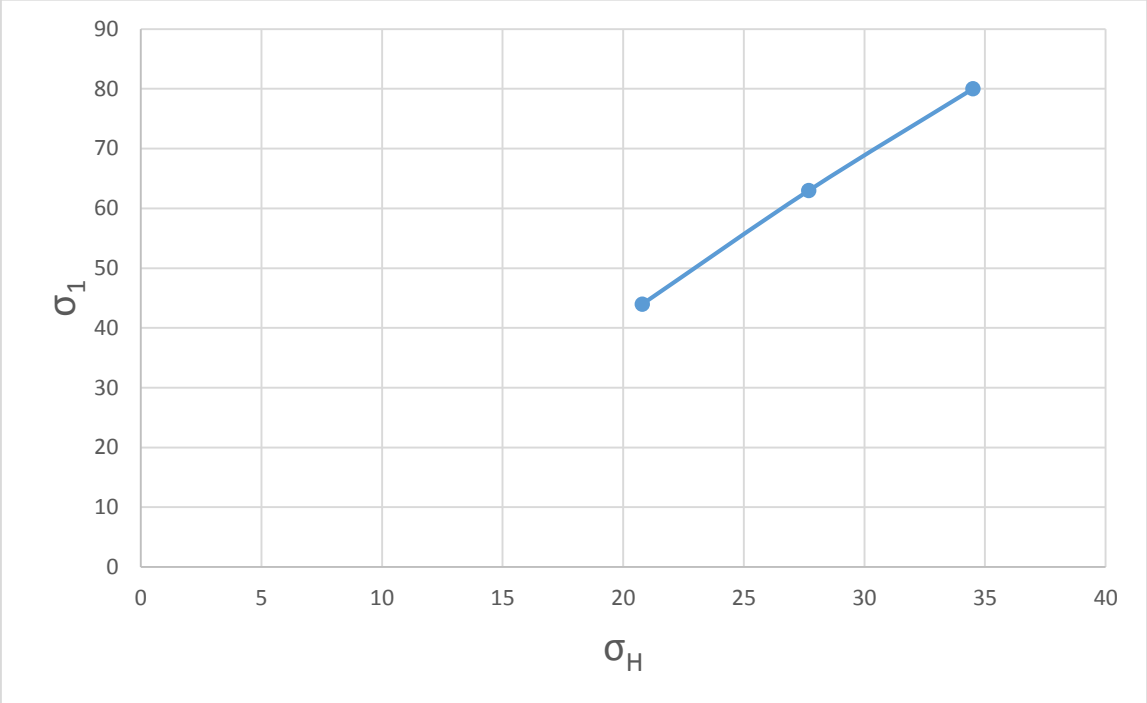


Figur 31: Spenningsfordelingen og størrelse til σ_1 når horisontalspenningene er økt med 25% (fra Phase^2).

Som Figur 29- Figur 31 illustrerer vil den høyeste verdien til σ_1 i alle tre tilfellene, forkomme i taket og gulvet, mens den laveste verdien befinner seg i veggene. Tabell 9-7 oppgir størrelsen på spenningene og hvordan σ_1 varierer med varierende horisontalspenninger. Horisontalspenningenes innflytelse på σ_1 er illustrert ved grafen i Figur 32, hvor den maksimale σ_1-verdien er plottet mot største horisontalspenning. Grafen i Figur 32 viser at maksimalverdien til σ_1 øker med økende horisontalspenninger.

Tabell 9-7: Maksimalverdien til σ_1 ved variasjon av horisontalspenningene.

Forhold	**σ_1[MPa]**	**σ_H [MPa]**	**σ_h[MPa]**	**σ_v [MPa]**
25% redusert	44	20,8	19,6	15,7
Utgangspunkt	63	27,7	26,1	15,7
25% økt	80	34,6	32,6	15,7



Figur 32: Forholdet mellom σ_1 og σ_H. Ved økende σ_H øker maksimalveriden til σ_1.

I Phase[2] er det også mulig å sjekke «yielded elements», som i denne oppgaven omtales som bruddelement. Disse elementene er definert ved «mesh setup» som forklart tidligere, og varierer med antall elementer i nettet. For alle tre spenningstilstandene ble dette sjekket, og resultatet er i gitt i Tabell 9-8:

Tabell 9-8: Antall bruddelementer, boter og sprøytebetongelementer som har gått i brudd for de forskjellige horisontalspennings forholdene.

Horisontalspenningenes forhold	**Bruddelement**	**Antall bolter som har gått i brudd**	**Antall sprøytebetongelement i brudd**
Redusert med 25%	18	0	0
σ_H =27,7, σ_h=26,1	59	0	5
Økt med 25%	87	0	11

Tabell 9-8 illustrerer at ved økende horisontalspenninger går mer av bergmassen og sikringen i brudd. For de tre tilfellene er det bare i tilfellet hvor horisontalspenningen er økt med 25% at det forekommer brudd i elementene ved nye Ulriken tunnel. Alle de andre bruddelementene i tabellen befinner seg i skadesonen rundt eksisterende tunnel. For tilfellet med hvor σ_H =27,7 MPa, σ_h=26,1 MPa har det gått brudd i sprøytebetongen i taket. Dette stemmer godt over ens med kjøldannelsen observert i eksisterende tunnel ved kilometer 465.710.

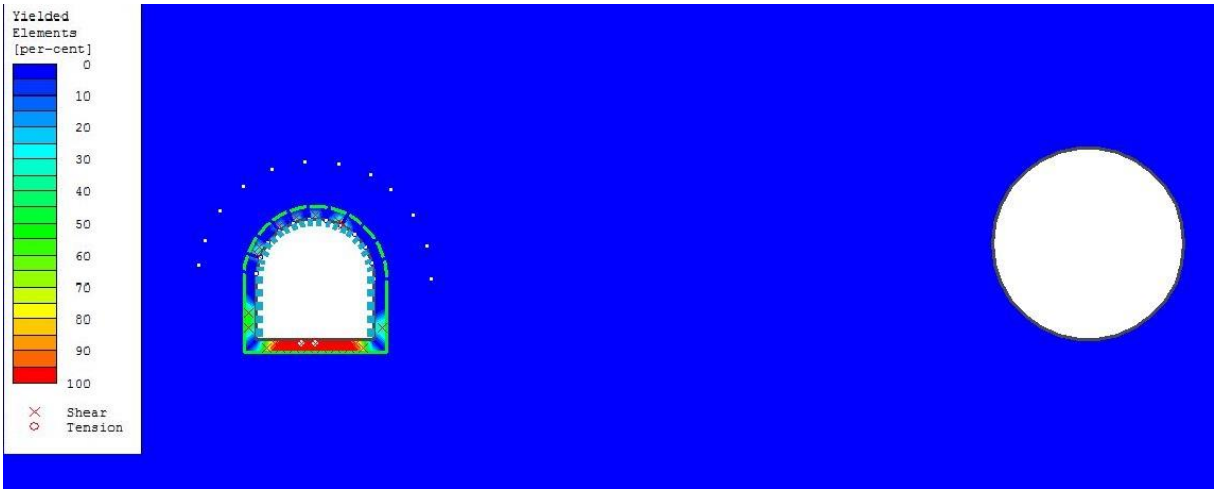
9.5 GSI-verdiens innvirkning

Som nevnt tidligere er det valgt å foreta et parameterstudie for GSI-verdien. Ettersom GSI-verdien brukt hittil i oppgaven er kartlagt i dagen, er det godt mulig at verdien er annerledes på tunnelnivå. Det kan derfor være nyttig å se hvordan GSI-verdien påvirker forholdene i tunnelen. For parameterstudiet er det i tillegg til den opprinnelige GSI-verdien på 75 valgt å undersøke forholdene når GSI er 50 og 90. Oversikt over parameterne som er brukt i disse tilfellene er oppgitt i vedlegg 9. Ved endring av GSI endres bergartsparameterne m_b, s og a i tillegg til at residualparameterne til disse endres. E_{rm} blir også påvirket. Endring av GSI har liten betydning for maksimalverdien til σ_1, men påvirker derimot antall elementer i bergmassen som går i brudd. Tabell 9-9 viser hvordan antall elementer i brudd øker med synkende GSI.

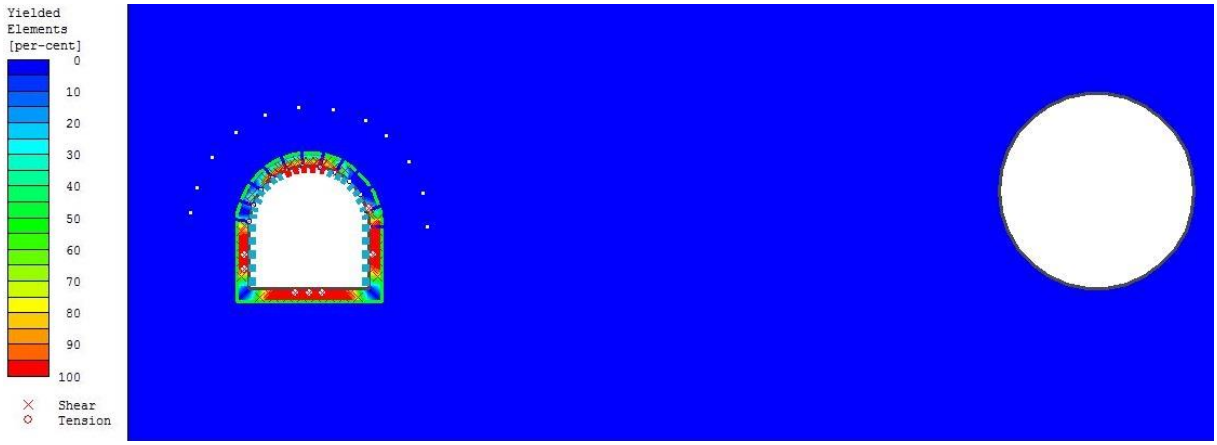
Tabell 9-9: Antall bruddelement, bolter og sprøytebetongelement som har gått i brudd ved varierende GSI-verdier.

GSI	Bruddelement	Antall bolter som har gått i brudd	Antall sprøytebetongelement i brudd
90	25	0	0
75	59	0	5
50	119	12	18

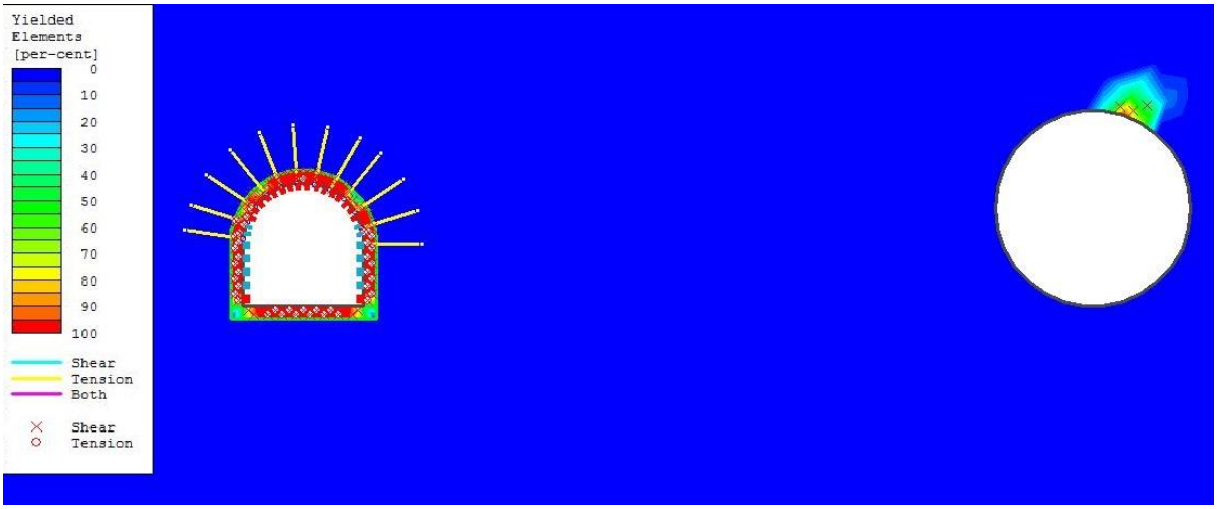
I tilfellene når GSI er 75 og 90 ser man fra Figur 33 og Figur 34 at bergmassen rundt nye Ulriken tunnel ikke går i brudd. Ved GSI 75 kan man fra Tabell 9-9 og Figur 35 se at for eksisterende tunnel går fem sprøytebetongelement i brudd. Dette forekommer i taket, og er et resultat av de høye spenningene i taket. Det er kun i tilfelle med en GSI på 50 at det forekommer brudd i bergmassen rundt nye Ulriken tunnel. Som Figur 35 viser forekommer dette i taket på samme sted som den høyeste verdien for σ_1 i Figur 29-Figur 31viser. Til sammen er det tre elementer som har gått i brudd i taket i nye Ulriken tunnel for GSI lik 50.



Figur 33: GSI-verdi på 90 (fra Phase[2]).



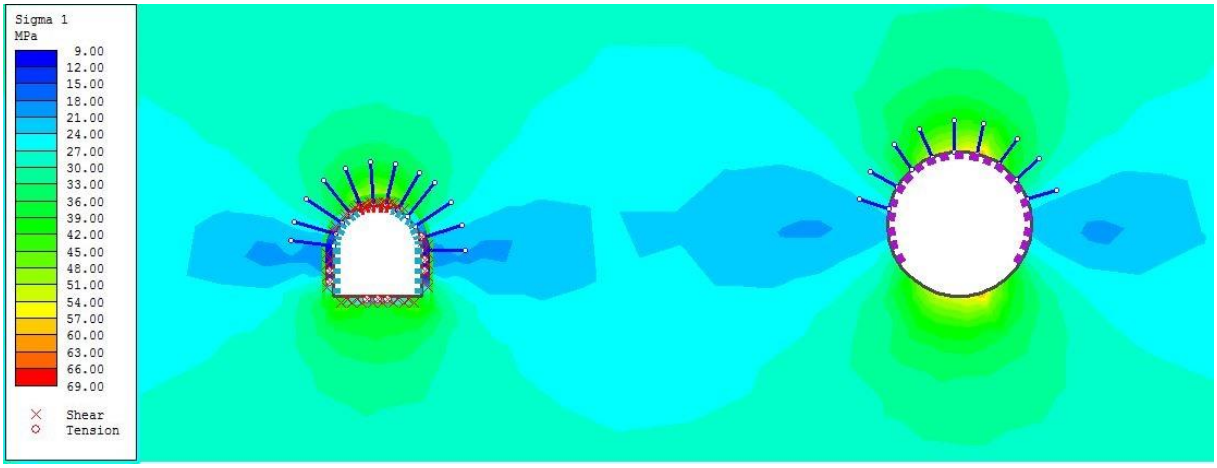
Figur 34: GSI-verdi på 75 (fra Phase^2).



Figur 35: GSI-verdi på 50 (fra Phase^2).

9.6 Installering av sikring

For modellen det er tatt utgangspunkt i, se Figur 29 og Figur 34, er det installert sikring i Phase^2. Dette er gjort for å undersøke om sikringen holdes intakt ved installering under de anslåtte spenningsforholdene. Når det gjelder sikringen i eksisterende tunnel har det gått brudd i sprøytebetongen. Alle boltene er derimot intakte. Det er valgt å installere sikring i henhold til sikringsklasse 3 siden det ifølge vedlegg 4 er denne sikringsklassen det skal sikres etter ved kilometer 465.710. Ved installering av 2 meter lange endeforankrede bolter i en senter til senter avstand på 1,5 og 100 millimeter sprøytebetong i Phase^2 får man at ingen av elementene i sikringen går i brudd.



Figur 36: Installert sikring i nye Ulriken tunnel basert på sikringsomfanget ved kilometer 465.710 (fra Phase^2).

9.7 Resultater fra modelleringen

Ved bruk av parameterstudier for horisontalspenningene og GSI-verdien er følgende forhold observert:

- Ved økende horisontalspenninger øker den maksimale verdien til σ_1.
- Den høyeste σ_1-verdien forekommer i taket og gulvet.
- Antall bruddelement øker med økende horisontalspenninger.
- Ved synkende GSI øker antall bruddelementer i bergmassen.
- Ved brudd i bergmassen forekommer dette i taket på samme sted som σ_1 har sin høyeste verdi.

10 Mulige ingeniørgeologiske utfordringer langs tunneltraséen

I dette kapittelet vil mulige ingeniørgeologiske utfordringer langs tunneltraséen til nye Ulriken tunnel diskuteres. I kapittel 7 ble de ingeniørgeologiske forholdene presentert, og basert på vurderingene gjort i kapittel 7 er hovedfokuset for denne diskusjonen lagt på muligheten for bergtrykksproblemer. I tillegg vil det alltid foreligge en viss fare for stabilitetsproblemer i forbindelse med driving gjennom svakhetssoner og vanninnbrudd (Nilsen, 2015), og disse forholdene vil også diskuteres. I kapittel 11 vil behovet for videre ingeniørgeologiske undersøkelser og oppfølging under driving vurderes i henhold til disse utfordringene.

I kapittel 2.4 ble de fire hovedtypene av stabilitetsproblemer for tunneler presentert. På bakgrunn av de antatte forholdene i nye Ulriken tunnel er det en mulighet for at alle disse problemene kan forekomme.

- Utfall av masser kan forekomme i påhuggsområdene og den første strekningen innover i tunnelen på grunn av liten overdekning, og dermed lavere spenninger enn ellers langs tunneltraséen.
- Utpressing av bergmasser fra svake bergarter og svakhetssoner kan forekomme i anortositten ved Arna hvor det er funnet innhold av svelleleire.
- Utvasking av masser fra svakhetssoner eller bergarter som er lettsmuldrende kan ikke utelukkes for nye Ulriken tunnel. Eksisterende tunnel er vurdert som relativt tørr, som diskutert i kapittel 7.6. Det er imidlertid ikke sikkert at forholdene i nye Ulriken tunnel vil være de samme som i den eksisterende, og ved driving gjennom svakhetssoner er det hensiktsmessig å være spesielt oppmerksom.

I skrivende stund har det ikke vært rapportert om noen problemer ved den konvensjonelle drivingen. Bergmassen har jevnt over vært god, og geologien har ikke vært til hinder for drivingen (Tjelmeland, 2015). Det har med andre ord ikke vært problemer med utfall av masser ved påhuggsområdene og den første strekningen ved Arna eller i forbindelse med svelleleire. Når TBMen nærmer seg påhugget ved Fløen er det lagt opp til strenge sikringskrav ettersom påhugget ligger i et tettbebygd område. Det antas derfor at det ikke vil oppstå problemer ettersom de vanskelige forholdene er tatt hensyn til.

Når det gjelder stabilitetsproblemer i form av bergtrykksproblemer er det flere årsaker til at det er rimelig å anta at dette vil forekomme i en viss grad langs tunneltraséen. Intensiteten er imidlertid vanskelig å fastslå med sikkerhet uten bergtrykksmålinger. Det er flere forhold som

til sammen taler for bergtrykksproblemer på bestemte strekninger. For det første er det funnet dokumenter fra drivingen av eksisterende tunnel som omtaler sprakebergproblemer som forekom langs tunneltraséen. For det andre er det ved befaring i eksisterende tunnel mellom kilometer 465.710-465.785 og 466.140-466.240 observert mer omfattende sikring enn ellers i tunnelen i form av systematisk bolting, sprøytebetong og bruk av bånd. Spesielt mellom kilometer 465.710-465.785 er dette gjeldene, hvor det ble observert et parti på 75 meter med sammenhengende sikring. I dette området ble det også observert tydelig kjøldannelse, som er et tegn på at det forekommer høye horisontale spenninger. Mellom kilometer 466.140-466.240 ble det observert tilsvarende sikring, men i mindre omfang enn mellom 465.710-465.785. Her er det også observert kjøldannelse heng.

Den numeriske analysen har vist at σ_1 øker med økede horisontalspenninger. I Tabell 10-1 er forholdet mellom bergmassens trykkfasthet og maksimalverdien til σ_1 for de tre forskjellige spenningsforholdene oppgitt. Disse beregningene gjelder for strekningen mellom 465.660-465.760, hvor overdekningen er 600 meter. Basert på klassifisering ved hjelp av bergspenningsfaktoren fra Q-metoden er det gjort en empirisk beregning på om bergtrykksproblemer kan forekomme.

Tabell 10-1: Klassifisering av bergspenningsproblemer basert på Q-metoden for horisontalspenningene brukt i den numeriske analysen.

Spenningsforhold	**σ_c [MPa]**	**σ_1 [MPa]**	**σ_c/σ_1 [MPa]**	**Klassifisering basert på Q-metoden**
Redusert horisontalspenninger med 25%	167,4	44,0	3,8	Moderat avskalling etter > 1 time i massivt
Utgangspunktet	167,4	63,0	2,7	Avskalling og bergslag etter noen minutter i massivt berg
Økte horisontalspenninger med 25%	167,4	80,0	2,1	Avskalling og bergslag etter noen minutter i massivt berg

Ut fra Tabell 10-1 ser man at i forholdene er mest stabile for tilfellet hvor horisontalspenningene er redusert. For de to andre tilfellene vil avskallingen ha større

intensitet og forekomme etter noen minutter. Dette forholdet illustrerer at spenningene har stor betydning for stabiliteten langs nye Ulriken tunnel. Hvis horisontalspenningene er større enn det som er anslått i denne oppgaven kan det oppstå betydelige problemer, og det kan forekomme intenst bergslag. For Q-metodens klassifisering er det anslått at ved $\sigma_c/\sigma_1 < 2$ vil det oppstå intens bergslag og umiddelbar dynamisk deformasjon i massivt berg. Tabell 10-1 viser at ved en økning av horisontalspenningene på 25% ligger forholdene nært dette.

Til tross for at det er flere forhold som sannsynliggjør at bergtrykksproblemer vil oppstå, er det ikke sikkert at de vil skape store problemer. I et notat fra drivingen av eksisterende tunnel ble det fortalt at det ikke hadde forekommet noen større problemer. Dette notatet er skrevet etter bergtrykksproblemene ble påtruffet, noe som taler for at problemene ikke var så omfattende. Ettersom det i tillegg finnes svært få notater fra drivingen som omtaler bergtrykksproblemene påtruffet ved drivingen, og ingen notater i etterkant, kan dette også være en indikasjon på et forholdene ikke medførte utfordringer av stor betydning.

Et viktig poeng ved vurdering av risikoen for bergtrykksproblemer er det faktum at tunnelen skal drives med TBM. Erfaring tilsier at avskallingsproblemer er større ved fullprofilboring enn ved boring og sprengning. Det er derfor en mulighet for at selv om sprakebergsituasjonen i eksisterende tunnel ikke resulterte i noen spesielle problemer, kan det imidlertid skape problemer i den nye tunnelen. Dette forholdet kan også resultere i at bergtrykksproblemene forekommer på større strekninger enn det som er antatt hittil. Det er altså en mulighet for at bergtrykksproblemer forkommer over større strekninger enn det man antar var tilfellet i eksisterende tunnel.

Ved tunneldriving vil det alltid være en viss fare for vanninnbrudd (Nilsen, 2015). Slike vanninnbrudd kan skje ved forekomst av karst, i knusningssoner, fjærspalter og i enkelte tilfeller for sprekker parallelt større dalsider med høye spenninger. Det er ikke vanlig at enkelt sprekker utgjør noe fare ved driving ettersom disse sjeldent er særlig åpne under dagbergsonen. Det er lite sannsynlig at det vil forekomme karst lags tunneltraséen ettersom karst hovedsakelig dannes i kalkstein og dolomitter, to bergarter som ikke forekommer langs traséen. Vanninnbrudd kan derimot forekomme i knusningssoner langs traséen, og svakhetssoner bør derfor behandles med varsomhet. Det er blant annet observert rennende vann fra en nisje i eksisterende tunnel på omtrent 5 liter/minutt, se Tabell 5-1. Dette kan antageligvis settes i sammenheng med forkastningen internt i Hardangerfjorddekket som skiller grønnstein/amfibolitt/glimmerskifer fra mylonittgneisen (Norconsult AS, 2013).

11 Behov for videre ingeniørgeologiske undersøkelser under driving

Dette kapittelet tar for seg behovet for videre ingeniørgeologiske undersøkelser og oppfølging under TBM-drivingen av nye Ulriken tunnel. Vurderingene i kapittelet er basert på hvilke ingeniørgeologiske utfordringer som kan tenkes å påtreffes langs tunneltraséen. Utfordringene ble presentert i kapittel 10, og på bakgrunn av disse er det valgt ut hva som er relevant å gjøre av undersøkelser og oppfølging.

Ingeniørgeologisk kartlegging i drivefasen er nødvendig for å kontrollere og eventuelt justere tidligere tolkninger og prognoser. Noen undersøkelser, som bergtrykksmålinger og prøvetaking av sleppematerialer, utføres best inne i tunnelen og kan sees på som utsatte forundersøkelser (Palmstrøm et al., 2003). I tilfellet for drivingen av nye Ulriken tunnel har man den fordelen at den skal drives parallelt med den eksisterende tunnelen. Dette medfører at man kan oppnå informasjon om hvordan forholdene er på tunnelnivå. Det er allerede foretatt tester av sleppemateriale fra en leirsleppe ved kilometer 462.590. Underveis i drivingen bør det videre gjøres en vurdering om det er hensiktsmessig å ta prøver fra flere svakhetssoner. Dette kan være fornuftig siden TBMer er mer sensitiv til endringer i geologiske forhold enn konvensjonell drift, ettersom sikring ikke kan mobiliseres like effektiv ved TBM-driving.

Som diskutert i kapittel 10, er det flere faktorer som antyder at det vil forekomme bergtrykksproblemer langs tunneltraséen. Intensiteten er imidlertid avhengig av bergmassens styrke og bergspenninger. I denne oppgaven er det anslått verdier for bergmassens styrke og bergspenninger. Bergmassens styrke er funnet ved laboratorieverdier som i stor grad gir forholdsvis troverdige verdier. I dette arbeidet er det imidlertid valgt å bruke en middelverdi fra tester utført på borkjerner fra to forskjellige steinprøver. I dette tilfellet var halvparten av borkjernene boret parallelt med foliasjonen mens den andre halvparten var boret vinkelrett på, noe som ga en merkbar forskjell i bergmassens enaksiale trykkfasthet for de to forskjellige forholdene. Det ble valgt å bruke en middelverdi for bergmassens enaksiale trykkfasthet fordi det langs tunneltraséen vil forekomme innslag av begge forhold. Bergmassens trykkfasthet har avgjørende betydning for om bergtrykksproblemer forekommer. Hvis bergmassens enaksiale trykkfasthet er lavere enn anslått i oppgaven, vil bergtrykksproblemer oppstå ved lavere spenninger. Det er imidlertid spesielt bergspenningene brukt i oppgaven det stilles stor usikkerhet til. Bergspenningene er anslått med utgangspunkt i kun to målinger utført ved

Mongstad. Det er ikke sikkert disse målingene er representative, og som parameterstudiet av horisontalspenningene illustrerte, øker den maksimale σ_1-verdien med økende horisontalspenninger. Ved økende σ_1-verdi øker også faren for bergtrykksproblemer. I følge Nilsen (2015) er det rimelig å anta at horisontalspenningene i nye Ulriken tunnel er høyere enn vertikalspenningen. Det foreligger derimot stor usikkerhet rundt hvor mye større de vil være. Som diskutert i kapittel 10, er flere faktorer som tilsier at det er rimelig å forvente bergtrykksproblemer ved TBM-drivingen. Det kan derfor være hensiktsmessig foreta bergtrykksmålinger i nye Ulriken tunnel under driving ettersom det foreligger store usikkerheter til bergspenningene anslått i oppgaven. Dette begrunnes med at det ikke på det nåværende tidspunkt kan utelukkes at bergtrykksproblemer vil forekomme. Det er derimot oppdaget flere forhold som viser at det kan tenkes å forekomme. Bergtrykksmålinger vil bidra til en bedre forutsetning for å bestemme om bergtrykksproblemer vil forekomme, og den eventuelle intensiteten.

Hvis bergtrykksproblemer blir påtruffet er det viktig å følge opp med riktig sikring. Ved høye bergtrykk som kan gi sprakeberg og store deformasjoner, blir endeforankrede bolter brukt til ettergivende sikring ofte i kombinasjon med fiberarmert sprøytebetong (Statens vegvesen, 2014a). Endeforankrede bolter skal derimot ikke brukes som permanent sikring hvis ikke det forekommer høye spenninger. Boltingen er gjerne systematisk og utføres som regel skjønnsmessig etter behov. Ved høye horisontalspenninger vil det forekomme en avskalling med flate eller spisse flak tilnærmet parallelt med overflaten. Det er derfor viktig at boltene settes inn mest mulig normalt på overflaten, og at avvikt fra normalen ikke overstiger 15-20°. Spraking og avskalling er et overflateproblem, og bruk av lengre bolter enn omtrent 2,0 m har som regel neppe noen hensikt (Myrvang, 2001).

Driving gjennom svakhetssoner kan være utfordrende, og leirholdige knusningssoner representerer et av de vanligste stabilitetsproblemene ved anlegg i berg (Nilsen og Broch, 2011). Ettersom det er registrert leirholdige svakhetssoner i eksisterende tunnel bør dette tas hensyn til under driving. I denne sammenheng kan sonderboring sees på som hensiktsmessig. Sonderboring brukes til å skaffe opplysninger om bergkvalitet og vannlekkasjer foran stuff. På bakgrunn av informasjonen man oppnår tas det en beslutning om det er behov for spesielle tiltak som for eksempel ytterligere sonderboring, forinjeksjon og forbolting (Statens vegvesen, 2014b). Injeksjon brukes først og fremst til tetting av vannlekkasjer, men kan også brukes for å øke fastheten til markerte knusningssoner sånn at de er lettere å drive gjennom

(Nilsen og Broch, 2011). For nye Ulriken tunnel er det lagt opp til sonderboring, behovsprøvd forinjeksjon og systematisk forinjeksjon for segmentene i Tabell 11-1.

Tabell 11-1: Oversikt over tettekrav og anbefalt tettemetode (tallene er hentet fra Norconsult, 2013).

Tettekrav (liter/minutt/100 meter)	**Anbefalt metode**	**Strekning (kilometer fra Oslo sentralbanestasjon)**
4	Systematisk forinjeksjon	- 462.600-463.200 - 468.900-469.450
10	Systematisk sonderboring, behovsprøvd forinjeksjon	- 462.160-462.600 - 467.500-468.400/468.353-468.900 - 469.450-469.800
20	Behovsprøvd injeksjon ved store enkeltinnlekkasjer fra salvehull, ikke systematisk sonderboring	- 463.200-467.500

Bruk av gode forundersøkelser, sonderboring og injeksjon er åpne TBMers metode for å håndtere innlekkasjer og svakt berg (Jakobsen et al., 2015). Ved hjelp oppfølging gitt i Tabell 11-1 under driving vil sannsynligheten for overraskelser reduseres, og det vil være lettere å vurdere hva slags sikring som vil være nødvendig. Det bør imidlertid vurderes å sonderbore gjennom de mest markerte svakhetssonene, ettersom det er mulighet for at disse forårsaker problemer.

12 Konklusjon

En fordel med tanke på drivingen av nye Ulriken tunnel er at den skal drives parallelt med og 30 meter syd for eksisterende tunnel. Dette forenkler forundersøkelsene betydelig og gir mulighet for å undersøke forholdene på tunnelnivå. Det er på bakgrunn av nærheten til eksisterende tunnel antatt at de geologiske forholdene i den nye tunnelen vil være tilnærmet tilsvarende de i den eksisterende. Denne antagelsen bør brukes med forsiktighet, og man bør hele tiden vurdere de ingeniørgeologiske forholdene som forekommer under driving. Ettersom eksisterende tunnel ble drevet konvensjonelt mens den nye tunnelen hovedsakelig skal drives med TBM vil dette i tillegg til bidra til en usikkerhet med tanke på hvordan de ingeniørgeologiske forholdene vil påvirke drivingen. I oppgaven er det er foretatt en diskusjon av mulige ingeniørgeologiske utfordringer ved drivingen og behovet for videre undersøkelser og oppfølging under driving. Vurderingene er gjort på bakgrunn av grunnlagsmaterialet mottatt fra Jernbaneverket, rekognoserende kartlegging og prøveinnsamling i Bergensområdet, laboratorietester og numerisk analyse. Vurderingene som er utført inneholder visse usikkerheter spesielt med tanke på inngangsparameterne til den numeriske analysen. De viktigste funnene i oppgaven er som følger:

- Driving gjennom svakhetssoner kan medføre ingeniørgeologiske utfordringer i form av vanninnbrudd og stabilitetsproblemer. For å unngå slike problemer er det anbefalt å prøveta leirmateriale fra svakhetssoner under driving, foreta sonderboring gjennom større svakhetssoner og i områder som er sårbare i henhold til drenering. Med resultater fra sonderboringen utføres injeksjon etter behov.

- På bakgrunn av notater fra observasjoner gjort i eksisterende tunnel, notater fra drivingen, numerisk analyse og bruk av Q-metodens klassifisering for spenningsproblemer i massivt berg, antas det at bergtrykksproblemer vil oppstå i nye Ulriken tunnel.

- Erfaringer tilsier at bergtrykksproblemer blir større ved fullprofilboring enn ved konvensjonell drift på grunn av en glattere kontur ved bruk av TBM.

- Den numeriske analysen illustrerer at den høyeste σ_1-verdien forekommer i taket og i gulvet. Parameterstudier av horisontalspenningene viser at den maksimale σ_1-verdien

øker med økende horisontalspenning. Ved parameterstudier av GSI-verdien så man at hvis brudd forekommer i tunnelen vil dette skje i taket hvor σ_1-verdien er høyest.

- Det vil være hensiktsmessig å foreta bergtrykksmålinger under driving av nye Ulriken tunnel. Anbefalingen baserer seg på at det er flere forhold som tilsier at slike problemer kan tenkes å oppstå. I oppgaven foreligger det stor usikkerhet til de anslått spenningene som er brukt i den numeriske analysen og for bestemmelse av σ_c / σ_1 forholdet. Ved utføring av bergtrykksmålinger vil man ha bedre forutsetning for å bestemme om bergtrykksproblemer vil forekomme, og den eventuelle intensiteten.

- Hvis det oppstår bergtrykksproblemer bør det sikres med endeforandrede bolter i kombinasjon med fiberarmert sprøytebetong. Det er viktig at boltene settes inn mest mulig normalt overflaten, og at avvikt fra normalen ikke overstiger 15-20°. Spraking og avskalling er et overflate problem, og bruk av lengre bolter enn omtrent 2,0 m har som regel ingen hensikt.

13 Videre arbeid

Ved avslutning av masteroppgaven er drivingen av den konvensjonelle delen av nye Ulriken godt i gang. Fullprofilboringen starter imidlertid ikke opp før ved juletider 2015, og i den sammenheng er det i denne oppgaven anbefalt følgende:

- Forta en vurdering underveis i drivingen om det er hensiktsmessig å ta prøver fra flere svakhetssoner ettersom disse kan medføre stabilitetsproblemer.
- Vurdere om sonderboring bør utføres gjennom større svakhetssoner for å unngå overraskelser.
- Utføre bergtrykksmålinger for å oppnå mer informasjon om bergspenningene for å kunne vurdere om bergtrykksproblemer vil oppstå langs tunneltraséen.

14 Referanser

2014. *Startskudd for nye Ulriken tunnel* [Online]. Tilgjengelig fra: https://www.regjeringen.no/nb/aktuelt/Startskudd-for-nye-Ulriken-tunnel/id766537/ [Lest 5.juni 2015].

2015. *Ulrikens TBM-maskin nærmer seg Norge* [Online]. Tilgjengelig fra: http://www.bygg.no/article/1238242 [Lest 29.mai 2015].

Aksnes Kronstad, F. 13.mars 1962. *RE: Intern korrespondanse: Mikroseismiske målinger i fjell.*

Bruland, A. 2015. *Mailkorrespondanse angående skadesone rundt eksisterende Ulriken tunnel.*

Diplom Ingeniør Kaare Backer a/S 1962. Internt dokument: Vedr: Sikringsarbeider i anlegg Ulriken.

Diplomingeniør Kaare Backer a/S 1962. *Intern rapport NSB: Ulriken tunnel sprakefjellparti,*

Dr. Ing. Bjørn Buen As 2014. Ulriken tunnel- Notat fra befaring 11.-12. okt. 2014.

Garathun, M. G. 2015. *Denne tunnelboremaskinen skal bore seg gjennom hjertet av Bergen* [Online]. Tilgjengelig fra: http://www.tu.no/samferdsel/2015/06/01/denne-tunnelboremaskinen-skal-bore-seg-gjennom-hjertet-av-bergen [Lest 8.juni 2015].

Girmscheid, G. & Schexnayder, C. 2003. Tunnel boring machines. *Practice periodical on structural design and construction,* 8**,** 150-163.

Herrenknecht. [u.å]. *Gripper TBM* [Online]. Tilgjengelig fra: https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/tunnelling/gripper-tbm.html [Lest 23.februar 2015].

Hoek, E. & Brown, E. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,* 34**,** 1165-1186.

Jakobsen, D. P., Log, S., Skjeggedal, T., Hanen, M. A. & Palm, A. 2015. *Kort innføring i bruk av TBM,* Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.48s

Jernbaneverket. 2014a. *Bygger nye Ulriken tunnel med tunnelboremaskin* [Online]. jernbaneverket.no. Tilgjengelig fra: http://www.jernbaneverket.no/no/Nyheter/Nyhetsarkiv/2014/Bygger-nye-Ulriken-tunnel-med-tunnelboremaskin/ [Lest 15.februar 2015].

Jernbaneverket. 2014b. *TBM-kontrakt på nye Ulriken tunnel singnert* [Online]. jernbaneverket.no. Tilgjengelig fra: http://www.jernbaneverket.no/no/Nyheter/Nyhetsarkiv/2014/TBM-kontrakt-pa-nye-Ulriken-tunnel-signert/ [Lest 15.februar 2015].

Jernbaneverket Region Vest 2009. *Hovedplan - Arna - Fløen, Forlenget kryssingsspor Arna, Dobbeltsporstunnel Ulriken*.IUP-00-A-00435

Marinos, P., Marinos, V. & Hoek, E. Geological Strength Index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses. Proceedings International Workshop on Rock Mass Classification for Underground Mining, Mark, Pakalnis and Tuchman (editors), Information Circular, 2007. 87-94.

Marinos, V., Marinos, P. & Hoek, E. 2005. The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment,* 64**,** 55-65.

Myrvang, A. 2001. *Bergmekanikk (kompendium),* Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk

Nghia, T. 2015. *Mailkorrespondanse angående modellering I Phase*[2].

Nilsen, B. 2015. *Muntlig kommunikasjon.*

Nilsen, B. & Broch, E. 2011. *Ingeniørgeologi-Berg grunnkurskompendium,* Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk.292s

Norconsult As 2011. *Ulriken tunnel - Geologisk rapport for detaljplan*.16s.UUT-00-A-10006

Norconsult As 2013. *Ulriken tunnel- Ingeniørgeologisk - hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag*.57s

Ortlepp, W. & Stacey, T. 1994. Rockburst mechanisms in tunnels and shafts. *Tunnelling and Underground Space Technology,* 9**,** 59-65.

Palmström, A. Characterizing rock burst and squeezing by the rock mass index. International conference in design and construction of underground structures, 1995.

Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K. B. & Grundt, L. 2003. *Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg,* Oslo, Vegdirektoratet.50s

Ragnhildstveit, J. & Helliksen, D. 1997. *Geologiske kart over Norge, berggrunnskart Bergen M 1:250.000 Norges geologiske undersøkelse*.

Ramberg, I. B., Brynhild, I. & Nøttvedt, A. 2006. *Landet blir til- Norges geologi,*

Rockscience. [u.å]-a. *Graded mesh* [Online]. Tilgjengelig fra: http://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/phase2.htm#phase2_model/Phase2_Modeler.htm [Lest 02.julie 2015].

Rockscience. [u.å]-b. *Introducing Phase2* [Online]. [s.l]. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/phase2.htm [Lest 27.april 2015].

Rockscience. [u.å]-c. *Strength parameters* [Online]. Tilgjengelig fra: http://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/phase2_model/Strength_Parameters.htm [Lest 24.mai 2015].

Skanska Norge. 2014. *Skanska og Strabag bygger Nye Ulriken Tunnel for Jernbaneverket for 1,3 Mrd kroner* [Online]. ntbinfo.no. Tilgjengelig fra: https://www.ntbinfo.no/release?releaseId=4139607 [Lest 15.februar 2015].

Snl. 2009. *Tvillingkrystaller* [Online]. Tilgjengelig fra: https://snl.no/tvillingkrystaller [Lest 27.mai 2015].

Statens Vegvesen 2014a. *Håndbok V224- Fjellbolting*.105s

Statens Vegvesen 2014b. *Håndbok N500 Vegtunneler*, Statens vegvesen.133s

Store Norske Leksikon. 2009. *Bergensfeltet* [Online]. snl.no. Tilgjengelig fra: https://snl.no/Bergensfeltet [Lest 12.februar 2015].

Suana, M. & Peters, T. 1981. The Cerchar Abrasivity Index and Its Relation to Rock

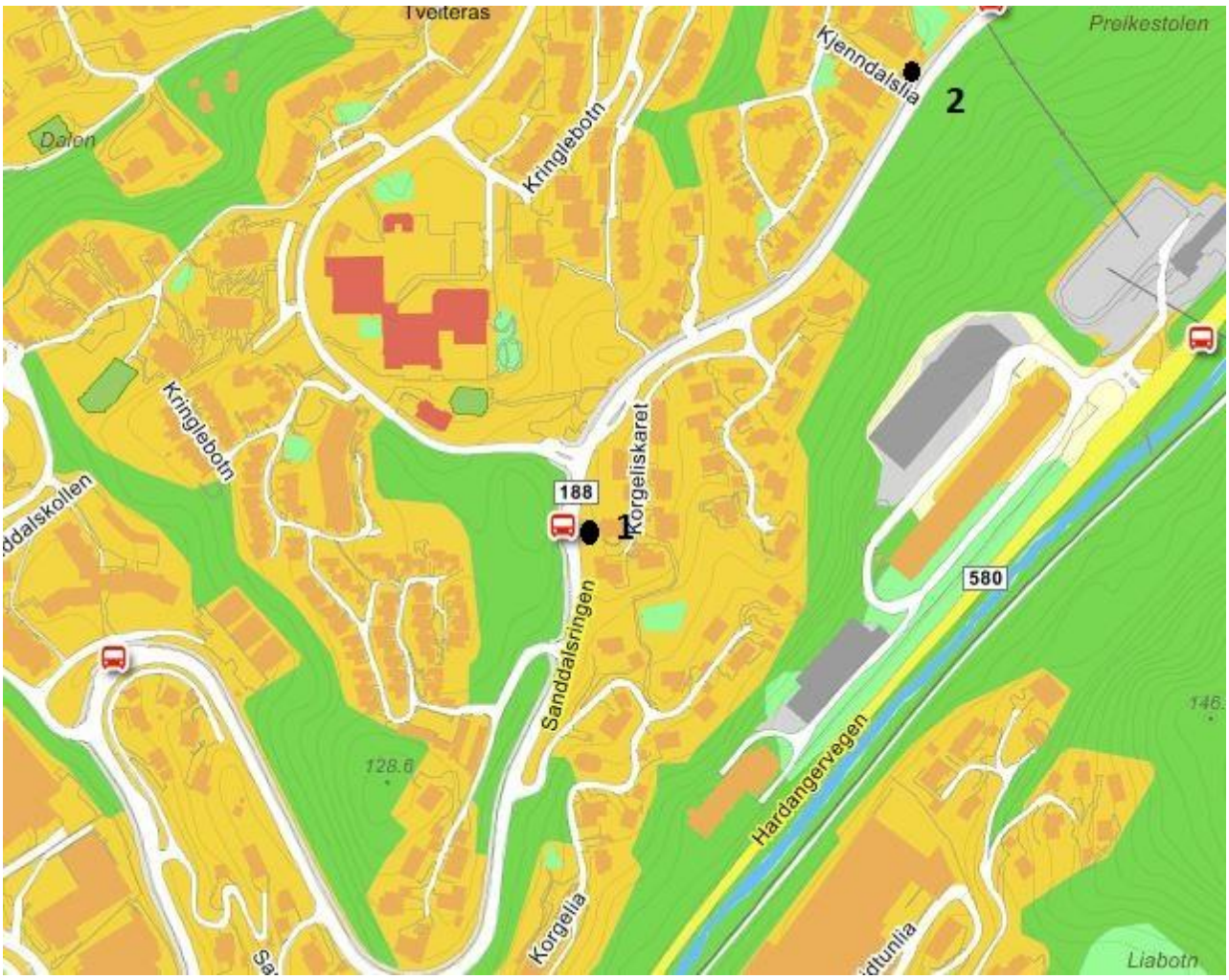
Mineralogy and Petrography

Svensgaar Moe, I. 2002. Kommunikasjon mellom Jernbaneverket og Norconsult : Arna-Bergen. Reguleringsplaner med mer. Oversendelse av arkivmateriale fra bygging av Ulrikstunnelen tildlig på 60-tallet. Jernbaneverket

Tjelmeland, H. 2015. *Mailkorrespondanse.*

Vistnes, G. 2015. *Muntlig kommunikasjon.*

Vedlegg 1



Figur 1: Kart som viser de to lokalitetene hvor bergartsprøvene ble samlet inn (hentet fra gulesider.no)

A Parameterverdier for Q-systemet

1	Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)	pr. m3	RQD
A	Meget sterkt oppsprukket	>27	0-25
B	Sterkt oppsprukket	20-27	25-50
C	Moderat oppsprukket	13-19	50-75
D	Lite oppsprukket	8-12	75-90
E	Meget lite oppsprukket	0-7	90-100

Anm.: *i)* Når RQD er ≤ 10 (inkludert 0), blir verdien 10 brukt ved utregning av Q-verdi
ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90 osv er tilstrekkelig nøyaktig

2	Tall for sprekkesett	J_n
A	Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B	Ett sprekkesett	2
C	Ett sprekkesett + sporadiske sprekker	3
D	To sprekkesett	4
E	To sprekkesett + sporadiske sprekker	6
F	Tre sprekkesett	9
G	Tre sprekkesett + sporadiske sprekker	12
H	Fire eller flere sprekkesett, meget sterkt oppsprukket, sukkerbitberg osv	15
E	Oppknust berg, jordaktig	20

Anm.: *i)* Ved tunnelkryss brukes (3 x Jn)
ii) I portaler brukes (2 x Jn)

3	Sprekkeruhetstall	J_r
a) Bergkontakt, og b) bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon		
A	Diskontinuerlig, hakkete (ru eller glatte)	4
B	Ru, bølgete	3
C	Glatte, bølgete	2
D	Glidespeil, bølgete	1,5
E	Ru, plane	1,5
F	Glatte, plane	1
G	Glidespeil, plane	0,5

Anm.: Første del av beskrivelsen (Ru, glatt etc.) gjelder ruhet/glatthet
Andre del gjelder ujevnheter i størrelsesorden dm, m.

c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon		
H	Sprekkefylling med leir, silt, sand, grus eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt	1

Anm.: *i)* Når sprekkeavstanden i det aktuelle sprekkesettet er mer enn 3 m adderes 1 til ruhetstallet
ii) Jr=0,5 brukes for plane sprekker med glidespeil og lineasjon der lineasjon er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

4	Tall for sprekkefylling	Φ_r (ca)	J_a
a) Bergkontakt			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon	25-35º	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir.	25-30º	2
D	Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svelleleire)	20-25º	3
E	Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinitt eller glimmer. Også klorittt, talk, gips, grafitt o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16º	4
b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)			
F	Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30º	4
G	Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig fylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24º	6
H	Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16º	8
J	Fylling av svelleleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12º	8-12
c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling)			
K	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppbløtelig fylling.	16-24º	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtelig fylling.	12-16º	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegrert berg. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12º	8-12
N	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig.	16-24º	10
O	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløtelig.	12-16º	13
P	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12º	13-20

Ref. R. Lien og F. Løseth

5	Sprekkevannsfaktor	Jw
A	Tørre bergrom, fukt eller spredte drypp	1
B	Drypprегn, Stedvis utvasking av sprekkefylling.	0,66
C	Stor innlekkasje eller høyt trykk i berg med sprekker uten fylling	0,5
D	Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekkefylling.	0,33
E	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprengning, avtagende med tiden.	0,2-0,1
F	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avtagende med tiden. Ofte utvasking av knust bergmasse	0,1-0,05

Anm.: *i)* Faktorene C til F er antatte. Jw-verdien økes når dreneringstiltak blir utført
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert

6	Spenningsfaktor			SRF
a) Svakhetssoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall				
A	Hyppig opptreden av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspent sideberg. Alle dybder.			10
B	Hyppig opptreden av svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspent sideberg. Alle dybder.			7,5
C	Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde ≤ 50 m.			5
D	Ukonsoliderte, åpne sprekker, sterkt oppsprukket, sukkerbitberg. Alle dybder.			5
E	Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde > 50 m.			2,5

Anm.: *i)* SRF-verdiene reduseres med 25-50% når svakhetssonene bare innvirker på stabiliteten, men ikke skjærer anlegget.

	b) Harde, kompetente bergarter, bergtrykksproblemer	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
H	Lave spenninger, åpne sprekker. Utfall av blokker pga. lav spenning. Vanligvis nær overflaten.	>200	<0,01	2,5
J	Middels høye spenninger, gunstige spenningsforhold.	200-10	0,01-0,3	1
K	Høye spenninger. Vanligvis gunstige stabilitetsforhold. Kan være ugunstig for veggstabilitet.	10-5	0,3-0,4	0,5-2 2-5
L	Moderat avskalling etter mer enn 1 time i massivt berg.	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Avskalling og bergslag etter få minutter i massivt berg.	3-2	0,65-1	50-200
N	Intenst bergslag og umiddelbart dynamisk deformasjonsbrudd i massivt berg.	<2	>1	200-400

Anm.: ii) I tilfeller med sterkt anisotropt, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når $5 \le \sigma_1 / 10 \le \sigma_3$, reduseres σ_c til 0,75 σ_c. Når $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduseres σ_c til 0,5 σ_c, hvor σ_c = enaksial trykkfasthet, σ_1 og σ_3 er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ_θ = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastitetsteorien).
iii) Når tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, untatt ved høye horisontalspenninger (se H)

	c) Tyteberg: plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger	σ_θ/σ_c	SRF
O	Moderat tyteberg	1-5	5-10
P	Intens tyteberg	>5	10-20

Anm.: iv) Tilfeller av tyteberg kan forekomme for dybder H>350 Q1/3 (Singh et al., 1992). Bergmassenes trykkfasthet kan estimeres fra scm » sc/100 x 0.7xgxQ1/3 (MPa) hvor g = bergartens egenvekt i kN/m3, og scm = bergmassens trykkfasthet.

	d) Svellende berg: Kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgangen på vann	
R	Moderat svelling	5-10
S	Intens svelling	10-15

Anm.: For J_r og J_a brukes verdier fra det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke, $\tau = \sigma_n \tan^{-1}(J_r/J_a)$. Velg sprekkesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sansynlig vil skje.

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

Statens vegvesen

Vedlegg 3

TEGNFORKLARING
LEGEND

AVSETNINGER FRA KVARTÆRTIDEN
SEDIMENTS OF QUATERNARY AGE

1 — Leire, silt, sand, grus, myr, fyllmasser
Clay, silt, sand, gravel, peat

STEDEGNE BERGARTER
AUTOCHTHONOUS ROCKS

Bjorøyformasjonen, sedimentære bergarter fra Juratiden (undersjøisk)
Bjorøyna Formation, sedimentary rocks of Jurassic age (submarine)

2 — Konglomerat, sandstein med kullfragmenter, breksje
Conglomerate, sandstone with coal fragments, breccia

OVERSKJØVNE BERGARTER, FREMSKJØVET UNDER DEN KALEDONSKE FJELLKJEDEDANNELSEN
ALLOCHTHONOUS ROCKS, THRUST DURING THE CALEDONIAN OROGENY

Hardangerfjorddekkekomplekset, bergarter fra ordovicisk til silurisk tid med innskjøvne flak av bergarter fra proterozoisk tid
Hardangerfjorden Nappe Complex, rocks of Ordovician to Silurian age with thrust sheets of rocks of Proterozoic age

Sunnhordlands-suiten, dypbergarter fra tidligsilur
Sunnhordland suite, plutonic rocks of Early Silurian age

3 — Granitt, grovkornet, rød; Korsnesgranitten, ca. 430 mill. år
Granite, coarse-grained, red; Korsnes granite, c. 430 Ma

Storetveitgruppen, omdannede sedimentære bergarter fra senordovicisk til tidligsilurisk tid
Storetveit Group, metasedimentary rocks of Late Ordovician to Early Silurian age

4 — Kalkspatmarmor (Marmorøyformasjonen)
Calcite marble; Marmorøya Formation

5 — Konglomerat med boller av trondhjemitt, amfibolitt og epidositt; Paradisformasjonen
Conglomerate with pebbles of trondhjemite, amphibolite and epidosite; Paradis Formation

Nordåsvasskomplekset, omdannede bergarter, for det meste antatt ofiolittkompleksbergarter fra ordovicisk tid
Nordåsvatnet Complex, metamorphic rocks of inferred ophiolitic origin of Ordovician age

6 — Amfibol-granatglimmerskifer, stedvis med lag av amfibolitt, grønnstein og kiselstein gjennomsatt av trondhjemittganger
Amphibole-garnet-mica schist, in places with layers of amphibolite, greenstone and chert intruded by trondhjemite dykes

7 — Amfibolitt, omdannet og sterkt deformert gabbro og grønnstein med bånd av trondhjemitt
Amphibolite, metamorphosed and strongly deformed gabbro and greenstone with bands of trondhjemite

8 — Serpentinitt, omdannet olivinstein
Serpentinite, metadunite

Midttunskifrene, omdannede overflatebergarter, antatt fra ordovicisk tid
Midttun schists, metasupracrustal rocks of assumed Ordovician age

9 — Amfibol-granatglimmerskifer, stedvis med lag av amfibolitt eller grønnstein og bånd av kiselstein, gjennomsatt av trondhjemittganger
Amphibole-garnet-mica schist, in places with layers of amphibolite or greenstone and bands of chert, intruded by trondhjemite dykes

Fanaskifrene, omdannede bergarter antatt vesentlig fra ordovicisk tid
Fana schists, metamorphic rocks mainly of assumed Ordovician age

10 — Marmor
Marble

11 — Granatglimmerskifer, kyanittførende
Garnet-mica schist, kyanite-bearing

12 — Meta-arkose, kvartsitt, metaryolitt, glimmerskifer og granittisk gneis som kan stamme både fra Krossnesgranitten og Lindåsdekket
Meta-arkose, quartzite, metarhyolite, mica schist, and granitic gneiss that might originate both from the Krossnes granite and the Lindås Nappe

Gullfjellkomplekset, ofiolittkompleks med omdannede dyp-, gang- og dagbergarter fra tidligordovicisk tid
Gullfjellet Complex, ophiolite complex with metamorphosed plutonic, hypabyssal and extrusive rocks of Early Ordovician age

13 — Trondhjemitt
Trondhjemite

14 — Amfibolitt, finkornet, skifrig, omdannet diabas og putelava
Amphibolite, fine-grained, schistose, metadolerite and pillow lava

15 — Metagabbro, gjennomsatt av diabasganger
Metagabbro, intruded by dolerite dykes

Gamlehaugskomplekset, sedimentære bergarter fra proterozoisk og/eller kambrosilurisk tid og gneiser fra proterozoisk tid (Mindeflakene)
Gamlehaugen Complex, sedimentary rocks of Proterozoic and/or Cambro-Silurian age and gneisses of Proterozoic age (Minde thrust sheets)

16	Kvartsitt, kvartsskifer *Quartzite, quartz schist*
17	Kvartsglimmerskifer til glimmerskifer *Quartz-mica schist to mica schist*
18	Mylonittisk gneis, for det meste granittisk *Mylonitic gneiss, mainly granitic*

Lindåsdekket, omdannede bergarter fra proterozoisk tid
Lindås Nappe, metamorphic rocks of Proterozoic age
Holsnøysuiten, bergarter dannet og omdannet til charnockitter/granulitter i mellom- til senproterozoisk tid, også bergarter fra ukjent proterozoisk tid, vesentlig omdannet under den kaledonske fjellkjededannelsen
Holsnøy suite, rocks formed and metamorphosed to charnockites/granulites in Meso- to Neoproterozoic time, also including rocks of unknown Proterozoic age, mainly metamorphosed during the Caledonian orogeny

19	Hovedsakelig granittisk gneis, stedvis med basiske bånd og linser, gjennomsatt av granittiske ganger *Mainly granitic gneiss, in places with mafic bands and lenses, intruded by granitic dykes*
20	Granittiske, syenittiske og monzonorittiske dypbergarter, for det meste charnockitter/granulitter *Granitic, syenitic and monzonoritic plutonic rocks, mainly charnockites/granulites*
21	Hyperstenmonzonitt til monzonoritt (mangeritt til jotunitt) *Hypersthene monzonite to monzonite (mangerite to jotunite)*
22	Granittisk og syenittisk gneis i veksling med kvartsittisk bergart *Granitic and syenitic gneiss alternating with quartzite rock*
23	Anortositt, stedvis også metagabbro *Anorthosite, in places metagabbro*
24	Kloritt-epidot-plagioklasgneis, omdannet charnockitt *Chlorite-epidote-plagioclase gneiss, metacharnockite*
25 E	Amfibolitt, stedvis anortositt, E = eklogittisert *Amphibolite, in places anorthosite, E = eclogitised*
26	Serpentinitt (metadunitt) *Serpentinite (metadunite)*
27	Kvartsittisk bergart, stedvis antatt kvartsitt, gjennomsatt av basiske og granittiske ganger *Quartzitic rock, in places assumed quartzite, intruded by mafic and granitic dykes*

Blåmansdekket, omdannede bergarter fra proterozoisk tid
Blåmanen Nappe, metamorphic rocks of Proterozoic age
Rundemansformasjonen, sedimentære bergarter fra mellom- til seinproterozoisk tid
Rundemanen Formation, sedimentary rocks of Meso- to Neoproterozoic age

28	Kvartsitt, lokalt bolleførende (diamiktitt), stedvis kvartsittkonglomerat (•••••••) *Quartzite, locally with pebbles (diamictite), in places quartzite conglomerate (•••••••)*

Ulriksgneiskomplekset, dypbergarter fra proterozoisk tid, for det meste forgneiset i kaledonsk tid
Ulriken gneiss complex, plutonic rocks of Proterozoic age, metamorphosed mainly during Caledonian time

29	Øyegneis og båndgneis, omdannet migmatittgneis *Augen gneiss and banded gneiss, deformed migmatitic gneiss*
30	Migmatitt og migmatittgneis, granittisk til intermediær med pegmatitt-, granitt-amfibolittganger, stedvis omdannet til øye- og båndgneis *Migmatite and migmatitic gneiss, granitic to intermediate in composition, with pegmatite, granite and amphibolite dykes, in places altered to augen gneiss and banded gneiss*
31	Migmatitt og migmatittgneis, granittisk til intermediær med pegmatitt-, granitt- og amfibolittganger *Migmatite and migmatitic gneiss, granitic to intermediate in composition with pegmatite, granite and amphibolite dykes*
32	Amfibolitt, omdannet gabbro *Amphibolite, metagabbro*

KORTSKJØVNE (?) OMDANNEDE SEDIMENTÆRE BERGARTER FRA KAMBROSILURTIDEN
PARAUTOCHTHONOUS (?) METASEDIMENTARY ROCKS OF CAMBRO-SILURIAN AGE

33	Glimmerskifer med kvartslinser, gråsvart til grønn, stedvis grafitt- og granatførende *Mica schist with quartz lenses, dark grey to green, in places containing graphite and garnet*
34	Marmor, kvartsitt *Marble, quartzite*

STEDEGNE TIL NÆR STEDEGNE BERGARTER FRA PROTEROZOISK TID, OMDANNET UNDER DEN KALEDONSKE FJELLKJEDEDANNELSEN
AUTOCHTHONOUS TO PARAUTOCHTHONOUS ROCKS OF PROTEROZOIC AGE, METAMORPHOSED DURING THE CALEDONIAN OROGENY

Øygardskomplekset
Øygarden Complex

DYPBERGARTER OG OMDANNETE DYPBERGARTER
PLUTONIC ROCKS AND METAMORPHOSED PLUTONIC ROCKS

35 Granittisk gneis, rød, omdannet granitt
Granitic gneiss, red, metagranite

36 Øyegneis til flasergneis, for det meste granittisk, rød, biotittrik
Augen gneiss to flaser gneiss, mainly granitic, red, biotite-rich

37 Gneis, vesentlig granittisk, finkornet, lys rød og grå, stedvis båndet
Gneiss, mainly granitic, fine-grained, light red and grey, in places banded

38 Granittisk gneis, middelskornet, rød, stedvis grå, stedvis båndet
Granitic gneiss, medium-grained, red, in places grey, in places banded

39 Tonalitt, middelskornet, grå, foliert
Tonalite, medium-grained, grey, foliated

40 Metagabbro med lag av tonalitt til kvartsdioritt
Metagabbro with layers of tonalite to quartz diorite

41 Amfibolitt, metagabbro
Amphibolite, metagabbro

42 Noritt, gabbro, stedvis omdannet, ikke inndelt
Norite, gabbro, in places altered, not subdivided

43 Øyegneis, monzogranittisk til granodiorittisk, med røde kalifeltspatøyne, amfibolførende
Augen gneiss, monzogranitic to granodioritic, with red K-feldspar augen, amphibole-bearing

44 Vesentlig øyegneis, uensartet, granittisk til tonalittisk, rød til grå
Augen gneiss, heterogeneous, granitic to tonalitic, red to grey

45 Øyegneis, uensartet, grå, med blassrøde kalifeltspatøyne, stedvis uensartet gneis med granittiske bånd
Augen gneiss, heterogeneous, grey, with light red K-feldspar augen, in places heterogeneous gneiss with granitic bands

46 Gneis, overveiende granittisk til granodiorittisk med rød alkalifeltspat,uensartet til migmatittisk, stedvis båndet, overveiende amfibol- og biotittrik, stedvis grå granodiorittisk til tonalittisk gneis
Gneiss, mainly granitic to granodioritic with red alkalifeldspar, heterogeneous to migmatitic, in places banded, mainly amphibole- and biotite-rich, in places grey granodioritic to tonalitic gneiss

47 Gneis, granittisk til tonalittisk, uensartet, stedvis migmatittisk, stedvis amfibolitt, ikke inndelt
Gneiss, granitic to tonalitic, heterogeneous, in places migmatitic, in places amfibolite, not subdivided

OMDANNETE OVERFLATEBERGARTER OG BERGARTER AV UKJENT OPPRINNELSE
METAMORPHOSED SUPRACRUSTAL ROCKS AND ROCKS OF UNKNOWN ORIGIN

48 Gneis, overveiende tonalittisk, og amfibolitt
Gneiss, mainly tonalitic, and amphibolite

49 Amfibolitt, i veksling med granittisk gneis
Amphibolite, alternating with granitic gneiss

50 Amfibolitt, finkornet, stedvis amfibolittisk til tonalittisk gneis, trolig omdannet basalt
Amphibolite, fine-grained, in places amphibolitic gneiss to tonalitic gneiss, probably altered basalt

51 Tonalittisk gneis, finkornet, stedvis mørk grå diorittisk gneis
Tonalitic gneiss, fine-grained, in places dark grey dioritic gneiss

52 Kvartsitt, meta-arkose, hvit til lys grå, stedvis i veksling med amfibolitt
Quartzite, meta-arkose, white to light grey, in places alternating with amphibolite

Kartet ble sammenstilt til foreløpig utgave ved Norges geologiske undersøkelse i 1988 av Haakon Fossen og til trykt utgave i 1996 av Jomar Ragnhildstveit. Kartet er redigert i 2008 av Ole Lutro. Sammenstillingen er gjort på grunnlag av trykte publikasjoner og kart og upublisert kartmateriale (se egen figur og liste).

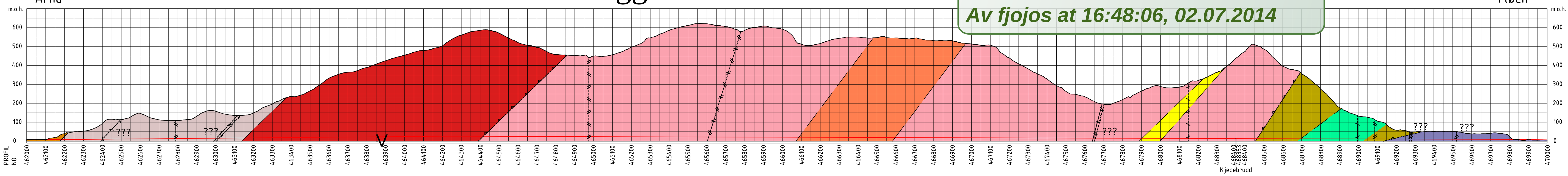
Referanse til kartet: Fossen, H. & Ragnhildstveit, J. 2008:
Berggrunnskart Bergen 1115 I, M 1:50.000
Norges geologiske undersøkelse.

Kartgrunnlag:	Statens kartverk N50 ifølge brukstillatelse
Digital produksjon:	Norges geolgiske undersøkelse
Trykk:	Grytting A/S, Orkanger 2008

Figur: Tegnforklaring til kartet i figur 15 i oppgaven (utklipp fra Berggrunnskart over Bergen 11151 i målestokk 1:50 000)

Vedlegg 4

GODKJENT
Av fjojos at 16:48:06, 02.07.2014



DRIVING AV JERNBANETUNNEL

DRIVEMETODE (med retning): SPRENGNING — TBM

BERGMASSEKVALITET ESTIMAT

BERGMASSE-KLASSIFIKASJON: D | C | B | A | C | B | A | B - C | A | B | C | D | C | D E | C | E D | C | B | C | B | A | B | A | C - D | A | B | C | D | C | B | A | B | C C C | B | B | C | B | D | C

SPREKKEKLASSE FORDELING
Sp.: I- | 0-I til I- | 0 til 0-I | 0-I til I- | 0 til 0-I | 0-I til I-
St.: I til II | 0-I til I- | I til III | I- til I | I- | I- til I | I- | I- til I | I til II | I- til I

SPREKKESETT Antall sett: 3 | 1 – 3 | 1+ | 1 – 2 | 2 – 3 | 2+ | 2 – 3 | 1+ | 2+ | 1 – 2 | 2 – 3 | 3 | 3 – 4

Kommentar: Estimat for sprekkeklassefordeling og antall sprekkesett er basert på utført geologisk kartlegging i eksisterende tunnel i begrenset omfang. (Ikke detaljkartlegging hele veien). Verdi for sprekker (Sp) kommer ikke i tillegg til verdi for stikk (St). Verdiene er gitt for bergmasse utenfor svakhetssoner, men inkluderer svakhetssone-påvirket område. Sprekketetthet og antall sprekkesett i svakhetssoner er forventet å være høyere. Angivelse av sprekkeklassene (Sp & St) er intervaller, ikke gjennomsnittsverdier.

SIKRINGS-KLASSE (TBM)

Antatt bergsikring langs TBM-tunnel. (Sikringsklasse-fordelingen vil variere, ha andre lengder og være lokalisert andre steder enn det som er vist her). Behov for sikring bestemmes på stedet når bergforholdene er kjent.

SK 4/5 | SK 1 | SK 2 | SK 3A-B | SK 2/3A | SK 4 | SK 3D | SK 3A-B | SK 4 | SK 1 | SK 3D | SK 1 | SK 2 | SK 5 | SK 2/3A-C | SK 3A-C (70 %) | SK 4 (30 %) | SK 3A-C

ESTIMAT PÅ BERGARTENES MEKANISKE EGENSKAPER

BERGARTS-PRØVE
Prøve nr. / Km-angivelse eksisterende tunnel: B-TBM 7 Km 463,015 | B-TBM 6 Km 464,080 | B-TBM 5 Km 465,930 | B-TBM 4 Km 466,610 | B-TBM 3 Km 468,195 | B-TBM 2 Km 469,170 | B-TBM 1 Km 469,805

CERCHAR ABRASIVITY INDEX (Forventet fordeling): CAI (HRC = 40) < 4,5, MEDIUM - HØY ABRASIVITET | CAI (HRC = 40) = 4,5 - 5,5, HØY ABRASIVITET | CAI (HRC = 40) < 4,5 | CAI (HRC = 40) = 3,5 - 5,5, HØY ABRASIVITET

DRILLING RATE INDEX (Forventet fordeling): DRI = MEDIUM | DRI = MEDIUM - LAV | DRI = VELDIG LAV | DRI = MEDIUM - LAV | DRI = LAV - VELDIG LAV

BIT WEAR INDEX (Forventet fordeling): BWI = LAV- VELDIG LAV | BWI = MEDIUM - LAV | BWI = HØY- MEDIUM | BWI = VELDIG HØY - EKSTREMT HØY | DRI = HØY - MEDIUM | BWI = VELDIG HØY - HØY

CUTTER LIFE INDEX (Forventet fordeling): CLI = HØY- MEDIUM | CLI = MEDIUM - LAV | CLI = MEDIUM | CLI = LAV

ENAKSIELL TRYKK-FASTHET (σ_c) (Forventet fordeling): UCS = 80 - 190 MPa | UCS = 120 - 200 MPa | UCS = 100- 180 MPa | UCS = 150- 250 MPa | UCS = 100- 180 MPa | UCS = 100- 200 MPa | UCS = 80 - 160 MPa | UCS = 100- 200 MPa | UCS = 100 - 200 MPa

Kommentar: Estimater på CAI, DRI, BWI, CLI er hovedsakelig basert på utførte laboratorieundersøkelser av borbarhet, som er utført på et begrenset antall bergartsprøver (B-TBM 1 til B-TBM 7), alle fra ulike deler av tunnelen. Estimat på enaksiell trykkfasthet (UCS) er basert på resultater fra Fløyfjellstunnelen og erfaringstall fra norske bergarter.

Tegningsnummer	Revisjon
UUT-00-V-12008	01C

TETTEKRAV PLAN FOR SONDERBORING OG INJEKSJON

MAKSIMUM TILLATT INNLEKKASJE: 10 l/min/100 m (Segment 1) | 4 l/min/100 m (Segment 2) | 20 l/min/100 m (Segment 3) | 10 l/min/100 m (Segment 4) | 4 l/min/100 m (Segment 5) | 10 l/min/100 m (Segment 6)

ANBEFALT TETTE-STRATEGI: Systematisk forinjeksjon | Systematisk sonderboring, behovsprøvd forinjeksjon | Systematisk sonderboring med enkelt hull. Forinjeksjon kan være nødvendig hvis vannlekkasjer over satte grenser fra sonderhull og evt. ekstra sonderhull forekommer. | Systematisk sonderboring, behovsprøvd forinjeksjon | Systematisk forinjeksjon | Systematisk sonderboring, behovsprøvd forinjeksjon

VURDERING AV GEOLOGISKE RISIKOER

BERGMASSE-STABILITET: Svelleleire (sprekkebelegg og fylling) forekommer på svakhetsplan | Leirmineralbelegg og -fylling kan forekomme på svakhetsplan (svellende eller ikke-svellende)
Potensielt ustabile kiler grunnet stort tunnelspenn | Potensial for nedfall av blokker og ustabile kiler | Lav overdekning
Lav overdekning

BERGSPENNINGSFORHOLD SRF KLASSE (Antatt σ_c: 100 MPa): H | J - K | L | M | L | M | L | M | L | J - K | L | J - K | H

(Antatt σ_c: 150 MPa): H | J - K | L | J - K | H

Kommentar: Potensial for høy bergspenningsanisotropi og avskallinger/bergslag grunnet dalsideeffekt fra Isdalen, svakhetssoner og kvartsitt-gneis overgang
Varierende bergspenningsforhold nært eller inne i svakhetssoner og bergartsgrenser er forventet
Bergslag/avskallinger påtruffet ved minst en lokalitet ved driving av eksisterende Ulriken tunnel

SVAKHETS-SONER: For beskrivelse av bergartsgrenser, forkastninger og svakhetssoner, se ingeniørgeologisk rapport. (Sone nr. iht. rapport)

Sone nr.: 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22

HARDE, KOMPETENTE BERGARTER, BERGTRYKKPROBLEMER		
Faktor	Beskrivelse	σ_θ/σ_c
H	Lave spenninger, nær overflaten, åpne sprekker.	< 0.01 - 0.3
J	Medium spenninger, gunstige bergspenningsforhold.	0.01 - 0.3
K	Høye spenninger, lukkede sprekker. Vanligvis gunstige stabilitetsforhold, kan være ugunstig for veggstabilitet.	0.3 - 0.4
L	Moderat avskalling etter mer enn en time i massivt berg.	0.5 - 0.65
M	Avskalling og bergslag etter få minutter i massivt berg.	0.65 - 1
N	Intenst bergslag og umiddelbart deformasjonsbrudd i massivt berg.	> 1

Kommentar: Tabell iht. Stress Reduction Factor i Q-systemet. For detaljert beskrivelse av bergspenningsforhold, se ingeniørgeologisk rapport, kapittel 4.6. Det er forutsatt at horisontale bergspenninger i planet tilsvarer to ganger vertikalspenningen gitt ved overdekningen (k-faktor = 2).

BERGMASSEKLASSIFIKASJON			
Bergklasse	Bergmasse kvalitet	Q-verdi	Antatt fordeling
A	Veldig god	> 30	23 %
B	God	30-10	28 %
C	Middels	10 - 1	39 %
D	Dårlig	1 - 0,1	9 %
E	Svært dårlig	< 0,1	1 %

Kommentar: En forklaring om NGI Q-systemet er gitt i Løset, F. 1997: Practical Use of the Q-Method. Report 592046-4. NGI

SPREKKEKLASSER		
Sprekkeklasse Sprekk - Sp. Stikk - St.	Typisk sprekkeavstand (cm)	Intervall for sprekkeavstand (cm)
0	∞	240 - ∞
0-I	160	120 - 240
I-	80	60 - 120
I	40	30 - 60
II	20	15 - 30
III	10	7,5 - 15
VI	5	4 - 7,5

Kommentar: Klassifikasjon iht. Bruland, A., 1998: Project Report 1D-98 Hard Rock Tunnel Boring. Geology and site Investigations

KLASSIFIKASJON AV DRI, BWI, CLI			
Kategori	DRI	BWI	CLI
Ekstremt lav	≤ 25	≤ 10	≤ 5
Veldig lav	26 - 32	11 - 20	5.0 - 5.9
Lav	33 - 42	21 - 30	6.0 - 7.9
Medium	43 - 57	31 - 44	8.0 - 14.9
Høy	58 - 69	45 - 55	15 - 34
Veldig høy	70 - 82	56 - 69	35 - 74
Ekstremt høy	≥ 83	≥ 70	≥ 75

Kommentar: Klassifikasjon iht. NTNU (1998): Project Report 13A-98 Drillability Test Methods

KLASSIFIKASJON AV CERCHAR ABRASIVITETSINDEKS		
Kategori	CAI (HRC = 55)	CAI (HRC = 40)
Veldig lav abrasivitet	0.30 - 0.50	0.32 - 0.66
Lav abrasivitet	0.50 - 1.00	0.66 - 1.51
Medium abrasivitet	1.00 - 2.00	1.51 - 3.22
Høy abrasivitet	2.00 - 4.00	3.22 - 6.62
Ekstrem abrasivitet	4.00 - 6.00	6.62 - 10.03
Kvartsittisk	6.00 - 7.00	N/A

Kommentar: Klassifikasjon iht. ASTM (2012)

SIKRINGSKLASSE-FORDELING (TBM)								
Sikrings-klasse	SK 1	SK 2	SK 3A	SK 3B	SK 3C	SK 3D	SK 4	SK 5
Antatt fordeling	22.9 %	41.0 %	11.3 %	11.3 %	5.5 %	5.0 %	2.6 %	0.4 %

Kommentar: Antatt fordeling og plassering av sikringsklasser i lengdeprofilet er for orientering, og er ikke en beskrivelse av hvilken bergsikring som skal bli utført hvor. Bergmasseforholdene vil bli vurdert på stedet og bergsikringen bestemt deretter.

TEGNFORKLARING — Ingeniørgeologisk lengdeprofil

Bergart (Angitt i rekkefølge slik bergartene først forekommer fra Arna mot Bergen)

- Granittiske, syenittiske og monzonorittiske dypbergarter, for det meste charnockitter/granulitter
- Anortositt, stedvis også metagabbro
- Hovedsakelig granittisk gneis, stedvis med basiske bånd og linser, gjennomsatt av granittiske ganger
- Øyegneis og båndgneis, omdannet migmatittgneis
- Kvartsitt, kvartsittskifer, lokalt kvartsittkonglomerat
- Migmatitt og migmatittgneis, stedvis omdannet til øye- og båndgneis
- Amfibolitt, omdannet og sterkt deformert gabbro og grønnstein med bånd av trondhjemitt
- Amfibol-granatglimmerskifer, stedvis med lag av amfibolitt, grønnstein og kiselstein og ganger av trondhjemitt
- Mylonittgneis, for det meste granittisk

Antatt forløp av geologiske grenser og strukturer

- Skyveforkastning
- Bergartsgrense
- Liten svakhetssone
- Middels svakhetssone
- Stor svakhetssone

Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
01C	Arbeidstegning	2014-06-13	AnOng	HaK	GeH
00B	Tilbudstegning	2013-10-14	AnOng	HaK	GeH

BERGENSBANEN (DALE) - BERGEN
Arna - Bergen, UUT21
Ingeniørgeologisk lengdeprofil
Bergarts- og bergmassekarakterisering
Geologiske risikoer

Målestokk (A1) 1:11 000
Oppdr. nr. 5102495
Produsent: Norconsult
Prod. tegn. nr.
Erstatning for
Erstattet av

Prosjekt: 960242 Arna - Bergen
Entreprise: UUT21 NYE ULRIKEN TUNNEL

Dokument-/tegningsnummer: UUT-00-V-12008 — Revisjon: 01C

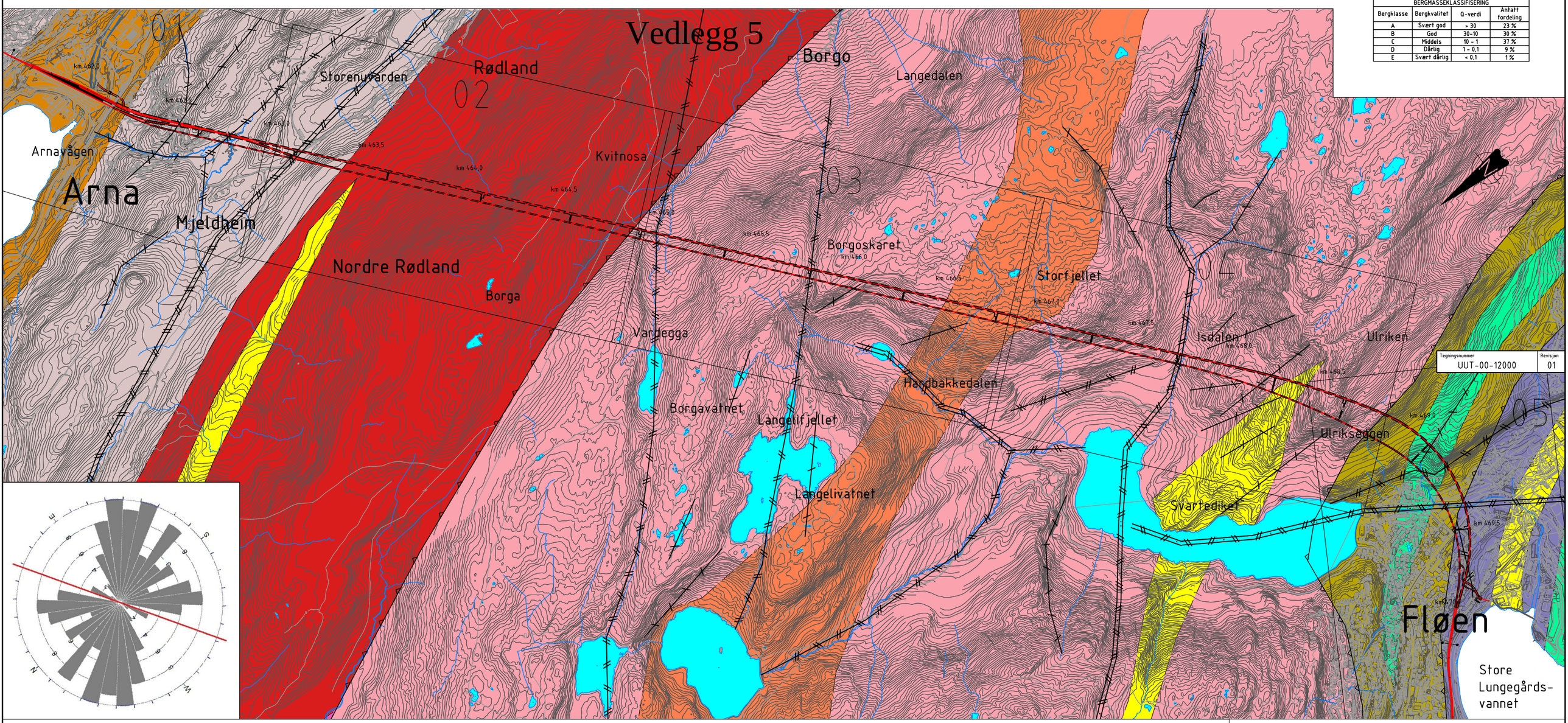
Jernbaneverket

Drifts dokument-/tegningsnummer — Revisjon

"N:\510\24\5102495\DAK\Grunnarbeider\Arkfil\UUT-00-V-12008.dwg - AnOng - Plottet: 2014-06-06, 12:38:58 - XREF = T-V-Lengdeprofil__sv.soner__5102495, T_F__iverrslag, T-V-Lengdeprofil__5102495, T-V-Berggrunnskart__5102495, T-V-Strukturgeologi__5102495, T_Kart2D__Ingeniørgeologi__HATCH vannoverflater, T_Kart2D__Ingeniørgeologi, T_F__nisjer__eksist.tunnel, T__Geom__5102495__00 - RASTER = OPPDATERT SPREKKEROSE 2011.JPG"

Vedlegg 5

BERGMASSEKLASSIFISERING			
Bergklasse	Bergkvalitet	Q-verdi	Antatt fordeling
A	Svært god	> 30	23 %
B	God	30–10	30 %
C	Middels	10 – 1	37 %
D	Dårlig	1 – 0,1	9 %
E	Svært dårlig	< 0,1	1 %



Tegningsnummer	Revisjon
UUT-00-12000	01

TEGNFORKLARING

Berggrunnsgeologisk kart

Berggrunn

(Angitt i rekkefølge slik bergartene først forekommer fra Arna mot Bergen)

- Granittiske, syenittiske og monzonorittiske dypbergarter, for det meste charnockitter/granulitter
- Anortositt, stedvis også metagabbro
- Hovedsakelig granittisk gneis, stedvis med basiske bånd og linser, gjennomsatt av granittiske ganger
- Kvartsitt, kvartsittskifer, lokalt kvartsittkonglomerat
- Øyegneis og båndgneis, omdannet migmatittgneis
- Migmatitt og migmatittgneis, stedvis omdannet til øye- og båndgneis
- Amfibolitt, omdannet og sterkt deformert gabbro og grønnstein med bånd av trondhjemitt
- Amfibol-granatglimmerskifer, stedvis med lag av amfibolitt, grønnstein og kiselstein og ganger av trondhjemitt
- Mylonittgneis, for det meste granittisk

Antatt forløp av geologiske grenser og strukturer

- Skyveforkastning
- Bergartsgrense
- Liten svakhetssone
- Middels svakhetssone
- Stor svakhetssone

Geologisk kartgrunnlag

Det geologiske kartgrunnlaget er hentet fra NGU.no, og er et uttrekk av berggrunns-kartserien fra Norges Geologiske Undersøkelse i målestokk 1:50 000:

Fossen, H. & Ragnhildstveit, J. 2002: Berggrunnskart Bergen 1115I, M 1:50 000, NGU.

Kilde kartdata: Norge digitalt

Geodetisk referanse
Horisontalt: EUREF89/UTM Sone 32
Vertikalt: NN1954

1:10 000 — 0 — 0.5 — 1 km

Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
01	Foreløpig konkurransegrunnlag	2012-11-28	AnOng	AP	GeH
00B	Tilbudstegning	2012-08-27	AnOng	AP	GeH

BERGENSBANEN (DALE) - BERGEN
ULRIKEN TUNNEL
Ingeniørgeologisk kart
Oversikt

Målestokk (A1): 1:10 000 / 1:11 000
Oppdr. nr.: 5102495
Produsent: Norconsult
Prod. tegn. nr.:
Erstatning for:
Erstattet av:

Prosjekt: ULRIKEN TUNNEL/KONKURRANSEGRUNNLAG
Entreprise: UUT21 NYE ULRIKEN TUNNEL

Dokument-/tegningsnummer: UUT-00-V-12000 — Revisjon: 01

Jernbaneverket

Drifts dokument-/tegningsnummer — Revisjon

Vedlegg 6

2-1

2-2

2-3

2-4

Vedlegg 7

Tabell 1: Resultater fra UCS-testing og prøvenes dimensjoner.

Prøve-nummer	**UCS [MPa]**	**E-modul [GPa]**	**Poissons ratio**	**Diameter [m]**	**Lengde [m]**	**Masse [kg]**	**Tetthet [kg/m^3]**
1-1	125,5	55,54	0,25	0,03568	0,08964		0,00
1-2	137,5	54,21	0,22	0,03564	0,08964	0,241	2698,41
1-3	125,2	52,67	0,21	0,03563	0,08966	0,241	2698,76
1-4	143,2	58,35	0,26	0,03568	0,08965	0,239	2667,19
Gjennom-snitt	**132,85**	**55,19**	**0,24**	**0,035657**	**0,08964**	**0,241**	**2687,05**
2-1	200,2	56,46	0,20	0,0356	0,08779	0,237	2710,20
2-2	199,9	55,13	0,24	0,03558	0,08977	0,236	2649,04
2-3	204,3	56,98	0,21	0,03558	0,08977	0,236	2644,33
2-4	203,6	55,60	0,25	0,03556	0,08981	0,236	2643,66
Gjennom-snitt	**202**	**56,04**	**0,23**	**0,03558**	**0,08928**	**0,236**	**2661,54**

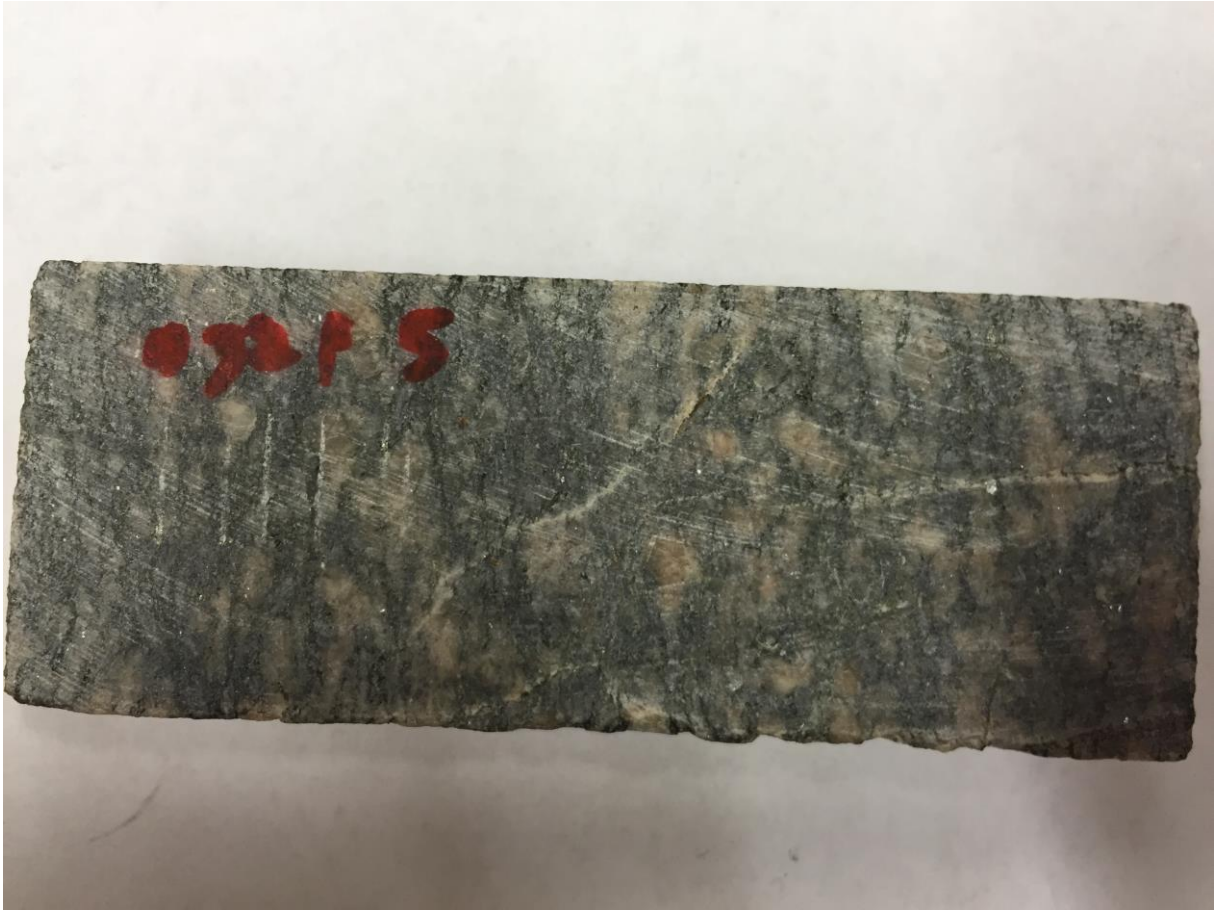
Tabell 2: Klassifisering av enakset trykkfasthet (fra Myrvang, 2001).

Enakset trykkfasthet (σ_c) [MPa]	**Betegnelse**
>250	Meget høy styrke
150-250	Høy styrke
75-150	Middels styrke
26-75	Lav styrke
<25	Meget lav styrke

Tabell 2: Formler for utregning av største og minste horisontalspenning i modellplanet.

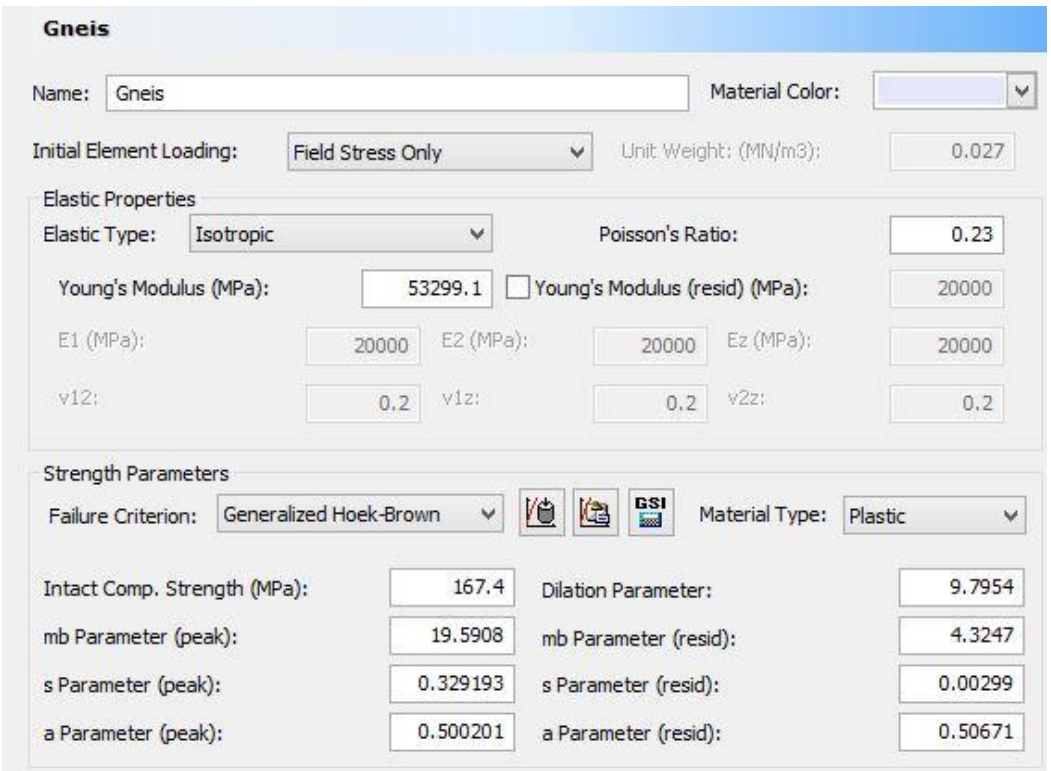
Horisontalspenninger i modellplanet	
σ_H	$\sigma_{H1}=\sigma_h*\sin 38$
	$\sigma_{H2}=\sigma_H*\cos 38$
σ_h	$\sigma_{h1}=\sigma_h*\cos 38$
	$\sigma_{h2}=\sigma_H*\sin 38$

Vedlegg 8

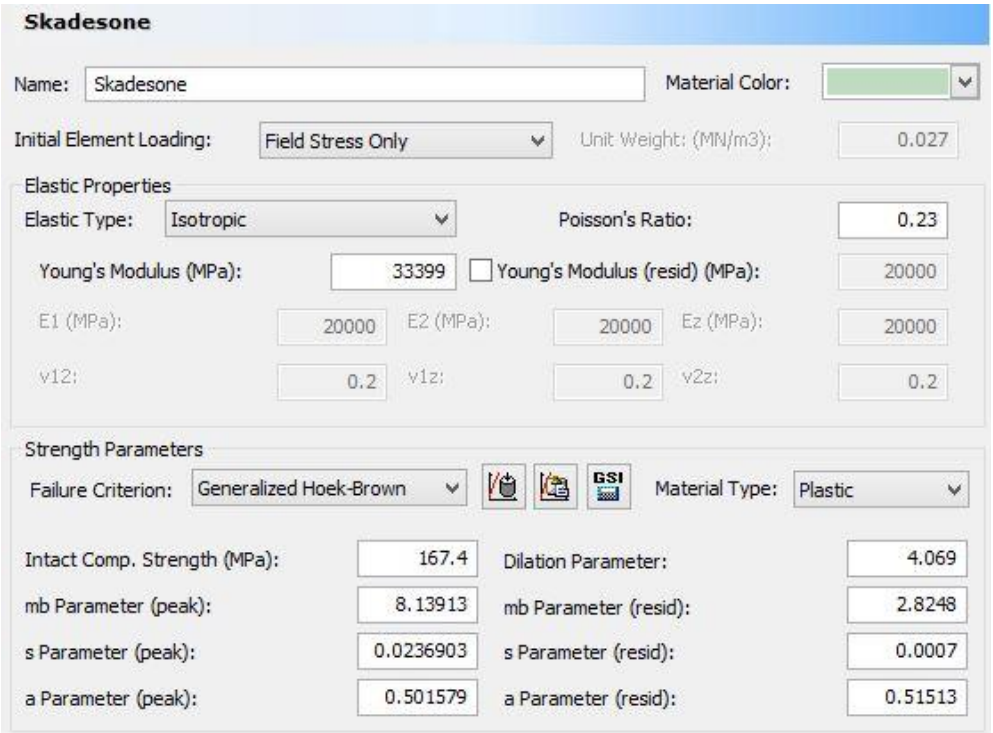


Figur: Bergartsprøve som CAI-testingen ble utført på.

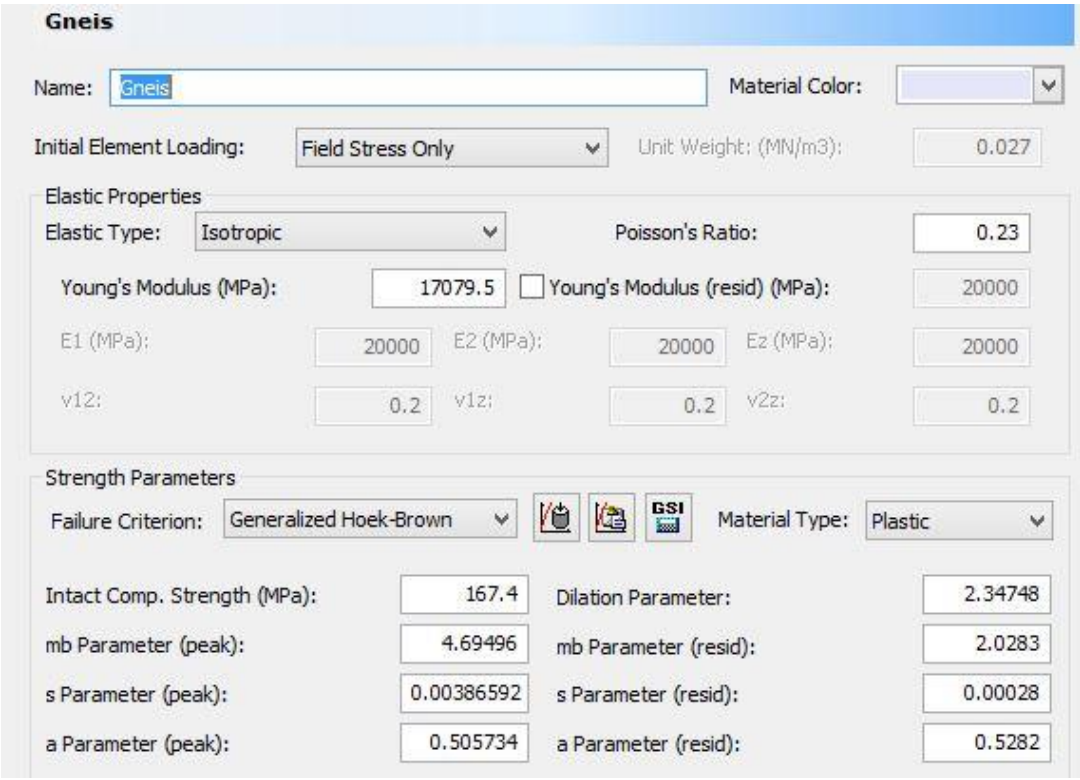
Vedlegg 9



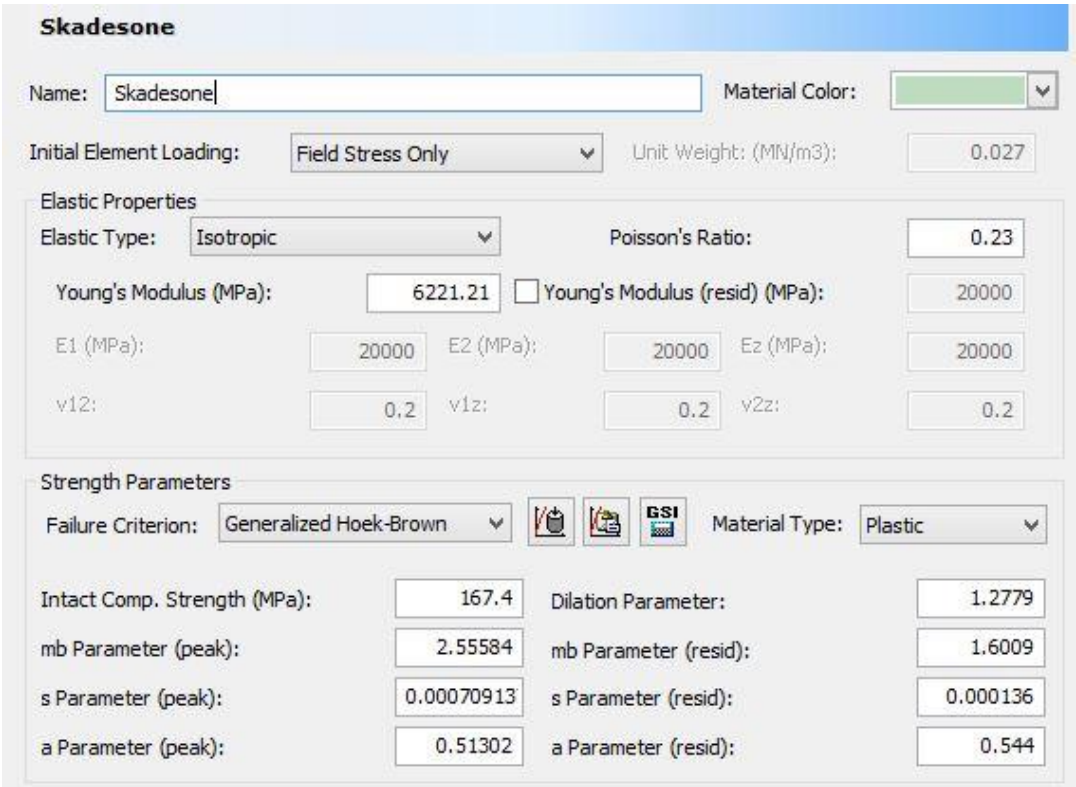
Figur: Inputparametere for gneisen i Phase² når GSI er 90.



Figur: Inputparametere for skadesonen i Phase² når GSI er 90.



Figur: Inputparametere for gneisen i Phase² når GSI er 50.



Figur: Inputparametere for skadesonen i Phase² når GSI er 50.