

Dina Elisabeth Moter Hauge

Ingeniørgeologisk evaluering og stabilitetsvurdering av Forbordsfjelltunnelen

Masteroppgave i Tekniske geofag

Veileder: Krishna Kanta Panthi

Juni 2022

Dina Elisabeth Moter Hauge

Ingeniørgeologisk evaluering og stabilitetsvurdering av Forbordsfjelltunnelen

Masteroppgave i Tekniske geofag
Veileder: Krishna Kanta Panthi
Juni 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for geovitenskap og petroleum



Kunnskap for en bedre verden



Your ref.: MS/N42T63/IGP/DEMHKKP

Date: 01.02.2022

**TGB4945 ENGINEERING GEOLOGY - MSc thesis
for
Eng. geo. student Dina Elisabeth Moter Hauge**

Evaluation and Stability Assessment for Forbordsfjell Tunnel

Background

Nye Veier has started upgrading the existing E6 to four lane motor road north of Stjørdal. The newly constructed road will have a speed limit of 110 km/hour where average annual yearly traffic (ÅDT) is estimated to be 13 500 in 2045. Through this upgrading, at least four two-tube tunnels are being planned between Stjørdal and Levanger. Forbordsfjell tunnel is one of the four tunnels which is located between Holan to the south and Langsteindalen to the north. The tunnel is slightly over 6 km long and falls within class category E with typical cross-section profile of 10.5. The tunnel passes through Caledonian meta-sedimentary formations, consisting mainly phyllite, phyllitic schist, greenstone and green schist of varying rock mass quality.

MSc thesis task

The candidate has carried out project work associated to the use of digital tools in tunnel mapping and investigations. With this solid base and additional information that will be available from the project, the candidate will focus her MSc thesis with following main tasks.

- Theoretical review on rock-engineering principles highlighting engineering geological and mechanical properties of the rock mass.
- Review the stability assessment methods and principals used in the design and estimation of rock support for road tunnels.
- Review the engineering geological investigations carried out at Forbordsfjell tunnel.
- Carry out overall stability assessment along the tunnel alignment using empirical and analytical approaches and find out critical locations where stability challenges exist.
- Assess stability condition of the selected locations using numerical modelling.
- Optimize double tube tunnels covering spacing optimization between two tubes.
- Summarize the findings and conclude the work.

Relevant computer software packages

Candidate shall use *roc-science package* and other relevant computer software.

Background information for the study

- Relevant information such as reports, maps, information and data received from Sweco Trondheim and other sources.
- The information provided by the professor about rock engineering.
- Scientific papers, reports and books related to mechanical properties of the rocks and rock mass
- Scientific papers, reports and books related to swelling and slaking properties of the rocks.
- Literatures in rock engineering, rock support principles, rock mechanics and tunnelling

Cooperating partner

Sweco Trondheim is the cooperating partner.

The project work has started on 10th January 2022 and to be completed by 11th June 2022.

The Norwegian University of Science and Technology (NTNU)
Department of Geoscience and Petroleum

February 01, 2022



Dr. Krishna K. Panthi
Professor of geological engineering, main supervisor

Note: This MSc task must be inserted in the MSc thesis after cover page

SAMMENDRAG

I forbindelse med utbygging av ny E6 i Trøndelag skal det etableres toløpstunnel gjennom Forbordsfjellet. Ved utgraving av underjordsåpninger vil bergmassen rundt åpningen bli preget av endrede spenningsforhold og deformasjoner. Avstanden mellom løpene vil være avgjørende for hvordan utgravingene påvirker hverandre. Å bestemme optimal avstand mellom tunnelløpene vil være viktig for å oppnå stabile bergforhold og redusere sikringskostnader. For Forbordsfjelltunnelen er numeriske metoder benyttet for å undersøke pilarbredder på 10 m, 15 m og 20 m. Ved avstander på 10 m og 15 m viste den numeriske modelleringen brudd-dannelse i bergmassen over pilaren. Brudd-dannelsen reduseres ved økning av pilarbredden, og ved en bredde på 20 m forekommer det ikke brudd i bergmassen over pilaren. En 20 m pilarbredde medfører også en spenningsfordeling i pilaren som er mest lik in-situ bergspenningene, og en pilarbredde på 20 m regnes derfor som det gunstigste alternativet.

Ved påhuggområdet er det planlagt en avstand mellom tunnelløpene på 8 m. Basert på krav til horisontalkurveradius vil en pilarbredde på 20 m oppnås ved en avstand på 100 m fra påhugget. Før det oppnås tilstrekkelig pilarbredde, kan ekstra sikring av tunnelene være nødvendig for å sørge for stabilitet.

Bergoverdekningen og spennings situasjonen ved tunnelnivå henger tett sammen. Overdekningen varierer fra kun få meter ved påhuggsområdene til opp mot 470 m. Empiriske, analytiske og numeriske metoder er benyttet ved gjennomføring av stabilitetsvurderingen langs tunneltraseen. Det forventes ikke problemer relatert til høye bergspenninger, verken bergslag eller avskalling i hardt og massivt berg, eller store deformasjoner ved driving gjennom svakt berg. Ved driving gjennom kryssende svakhetssoner og bergartsgrense vil tyngre bergsikring kunne være nødvendig for å begrense deformasjonen og brudd-dannelsen rundt tunnelløpene.

Ved lav bergoverdekning forventes redusert innspenning av tunnelhenget. Redusert innspenning, kombinert med registrerte sprekkesett fra feltkartlegging, vil ifølge analyser fra UnWedge kunne resultere i nedfall av blokker og kiler fra tunnelens heng og vederlag. Dette vil i stor grad være tilfellet ved påhugg nord i Langsteindalen. Ved installasjon av bergsikring vil det være mulig å oppnå tilstrekkelig sikkerhetsfaktor og stabile forhold.

ABSTRACT

As part of upgrading the existing E6 highway in Trøndelag, a two-tube tunnel is planned through Forbordsfjellet. Excavations of underground openings will affect the rock mass around the opening and cause displacement and modification of the initial rock stresses. The distance between the adjacent tubes will determine to what extent the affected rock mass will overlap. Deciding on an optimal distance between the tubes will be important to accomplish stable rock conditions and reduce costs related to rock support. Numerical modelling has been used to assess pillar width of 10 m, 15 m, and 20 m for the adjacent tubes through Forbordsfjellet. Pillar widths of 10 m and 15 m resulted in a yielded zone in the rock mass above the pillar. The extend of yielding above the pillar was reduced with increasing pillar width, and a width of 20 m resulted in no yielding in the rock mass above the pillar. The stress distribution in the pillar was also the most similar to in-situ rock stresses when using a pillar width of 20 m, and thus this width is assumed to be the most favorable.

The distance between the adjacent tubes is planned to be 8 m at the portal area. Based on requirements from the Norwegian Public Roads Administration regarding the radius of horizontal curvature, a pillar width of 20 m is obtained at a distance of 100 m from the portal area. To ensure stable rock conditions, extra rock support might have to be installed prior to having sufficient pillar width.

Rock cover and stress conditions at tunnel depth are closely related. The rock cover at Forbordsfjellet Tunnel varies from just a few meters at the portal area to 470 m. Empirical, analytical, and numerical methods have been used to assess the stability along the tunnel alignment. Problems related to high rock stresses are not anticipated, neither rock burst or spalling in hard rock, nor squeezing and large deformation of soft rock. Heavy rock support might be necessary to limit rock failure and displacement when excavating through weakness zones and changing geological conditions.

Limited rock overburden can result in very low rock stresses around an underground opening. Low rock stresses and several joint sets found from field mapping can, according to the UnWedge-analysis, result in blocks and wedges falling out. This is the case for the northern portal area in Langsteindalen. The analysis shows that installation of rock support will help achieve a sufficient factor of safety and tunnel stability.

FORORD

Masteroppgaven er skrevet i løpet av våren 2022 ved Institutt for geovitenskap og petroleum ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Oppgaven er en del av den avsluttende vurderingen i masterstudiet Tekniske geofag, med spesialisering innen ingeniørgeologi og bergmekanikk.

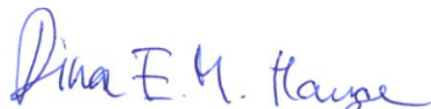
En stor takk rettes til min veileder, professor Krishna Kanta Panthi. Jeg er svært takknemlig for all veiledning og råd jeg har fått ved skriving av både prosjekt- og masteroppgaven.

Sweco Trondheim har gitt viktige bidrag til oppgaven. Jeg ønsker å takke Torbjørn Yri for muligheten til å skrive denne oppgaven. Martin Flåten og Freddy Xavier Yugsi-Molina takkes for veiledning ved bruk av Civil3D.

Jeg vil også takke mine foreldre, Martina og Erik, for støtte, motivasjon og interessen dere alltid viser for hva jeg holder på med. Takk til min bror Hjalmar for bistand underveis, og til Eivind for forståelse og oppmuntring i forbindelse med master-skrivingen.

Jeg har hatt noen flotte og lærerike år som student på NTNU og vil rette en stor takk til mine medstudenter for godt selskap og fine diskusjoner.

Trondheim, 10.06.2022



Dina Elisabeth Moter Hauge

INNHold

| | |
|---|-----|
| SAMMENDRAG | III |
| ABSTRACT | V |
| FORORD | VII |
| INNHold | IX |
| 1 INNLEDNING | 1 |
| 1.1 Bakgrunn | 1 |
| 1.2 Formål..... | 2 |
| 1.3 Metode | 2 |
| 1.4 Begrensninger..... | 3 |
| 2 BERGMASSENS EGENSKAPER | 5 |
| 2.1 Intakt berg | 5 |
| 2.2 Diskontinuiteter..... | 8 |
| 2.2.1 Sprekker..... | 8 |
| 2.2.2 Svakhetssoner..... | 10 |
| 2.3 Bergmassens mekaniske egenskaper | 11 |
| 2.3.1 Bergmassens kompresjonsstyrke | 11 |
| 2.3.2 Bergmassens deformasjonsmodulus..... | 11 |
| 2.4 Bruddmekanismer | 12 |
| 2.4.1 Klasse I og II | 12 |
| 2.4.2 Sprø og plastisk oppførsel | 13 |
| 2.4.3 Bergmassens residualstyrke | 13 |
| 2.4.4 Bruddkriterier | 14 |
| 2.5 Bergmasseklassifisering..... | 19 |
| 2.5.1 Q-systemet | 19 |
| 2.5.2 Rock mass rating, RMR | 20 |
| 2.5.3 Geologisk styrkeindeks, GSI..... | 21 |
| 3 BERGSPENNINGER | 23 |
| 3.1 In-situ spenninger | 23 |
| 3.2 Utfordringer knyttet til spenningsforholdene..... | 25 |
| 3.2.1 Blokknedfall ved lave spenninger | 26 |
| 3.2.2 Bergslag og avskalling i hardt berg..... | 27 |
| 3.2.3 Skvising i mykt berg..... | 28 |
| 4 STABILITETSVURDERINGSMETODER | 31 |
| 4.1 Empirisk metoder | 31 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 4.1.1 | Sikringsestimering basert på empiriske metoder..... | 31 |
| 4.1.2 | Prediksjon av skvising – En metode utviklet av Singh et al (1992) | 34 |
| 4.1.3 | Klassifisering av spenningsutfordringen – En del av Q-systemet..... | 35 |
| 4.2 | Analytisk metoder | 35 |
| 4.2.1 | Kirsch likninger | 35 |
| 4.2.2 | Dybdepåvirkningen av avskalling | 37 |
| 4.2.3 | Stabilitetsproblemer relatert til svake bergarter | 38 |
| 4.3 | Sikringsestimering | 39 |
| 4.3.1 | Bolter | 39 |
| 4.3.2 | Sprøytebetongtykkelse..... | 41 |
| 4.4 | Numerisk modellering | 41 |
| 4.4.1 | RS2..... | 43 |
| 4.4.2 | UnWedge..... | 43 |
| 5 | OPPSUMMERING AV PROSJEKTET – FORBORDSFJELLTUNNELEN..... | 45 |
| 5.1 | E6 Kvithammar – Åsen..... | 45 |
| 5.2 | Forbordsfjelltunnelen..... | 45 |
| 5.3 | Geologiske forhold langs Forbordsfjelltunnelen | 47 |
| 5.3.1 | Berggrunnsgeologi og bergmassebeskrivelse | 47 |
| 5.3.2 | Oppsprekking..... | 49 |
| 5.3.3 | Lineamenter langs tunneltraseen | 49 |
| 5.3.4 | Bergspenninger | 50 |
| 5.3.5 | Ingeniørgeologiske undersøkelser..... | 51 |
| 6 | STABILITETSVURDERING I HELHET | 57 |
| 6.1 | Overordnet stabilitetsvurdering..... | 57 |
| 6.1.1 | Avstand mellom tunnellopene | 57 |
| 6.1.2 | Påhuggsområdene..... | 58 |
| 6.1.3 | Svakhetssoner og soner med dårlig bergmassekvalitet | 58 |
| 6.1.4 | Bergspenninger | 59 |
| 6.1.5 | Deformasjoner..... | 59 |
| 6.2 | Utvalgte områder for grundig stabilitetsundersøkelse | 60 |
| 6.2.1 | Blokkstabilitet ved påhugg nord i Langsteindalen..... | 61 |
| 6.2.2 | Avstandsvurdering av tunnellopene ved påhugg Holan | 61 |
| 6.2.3 | Bergartsgrense - Overgangen mellom fyllitt og grønnstein | 63 |
| 6.2.4 | Maksimal bergoverdekning..... | 63 |
| 7 | VURDERING AV INPUT-PARAMETER TIL STABILITETSVURDERING | 65 |
| 7.1 | Intakt bergartsstyrke | 65 |

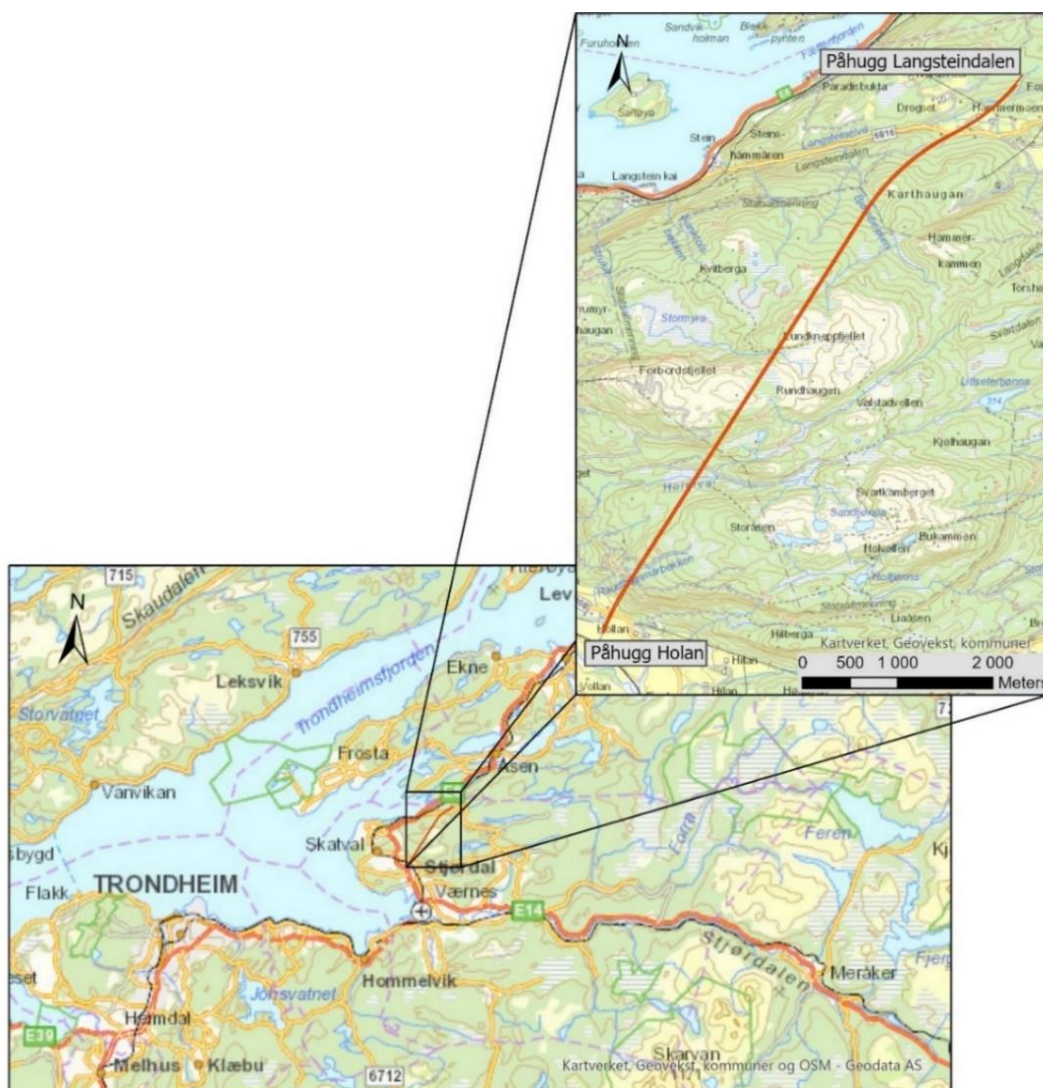
| | | |
|-----------|---|------------|
| 7.2 | Elastiske parametere - Intakt E-modul og Poissons forholdstall..... | 65 |
| 7.3 | Parameter relatert til Hoek-Brown bruddkriteriet..... | 66 |
| 7.4 | Bergmassens styrke..... | 68 |
| 7.5 | Bergmassens deformasjonsegenskaper..... | 69 |
| 7.6 | In-situ bergspenninger..... | 69 |
| 7.6.1 | Estimering av sikring basert på RMR og Q-verdi..... | 70 |
| 8 | EMPIRISK OG ANALYTISK VURDERING AV STABILITET..... | 73 |
| 8.1 | Spenningsfordeling rundt tunnelkonturen..... | 73 |
| 8.2 | Vurdering av skvising..... | 74 |
| 8.3 | Klassifisering av spenningsutfordringen..... | 75 |
| 8.4 | Dybdepåvirkningen av avskallingen..... | 76 |
| 9 | NUMERISK MODELLERING..... | 77 |
| 9.1 | Påhugg Langsteindalen..... | 77 |
| 9.1.1 | Oppsett av modell og input-parametere..... | 77 |
| 9.1.2 | Resultater..... | 79 |
| 9.2 | Avstandsvurdering av tunnellopene ved påhugg Holan..... | 81 |
| 9.2.1 | Oppsett av modell og input-parametere..... | 81 |
| 9.2.2 | Resultater..... | 84 |
| 9.3 | Bergartsgrense og kryssende svakhetssoner..... | 90 |
| 9.3.1 | Oppsett av modell og input-parametere..... | 90 |
| 9.3.2 | Resultater..... | 93 |
| 9.4 | Tunnellopene ved maksimal bergoverdekning..... | 96 |
| 9.4.1 | Oppsett av modell og input-parametere..... | 96 |
| 9.4.2 | Resultater..... | 97 |
| 10 | DISKUSJON..... | 101 |
| 10.1 | Input-parametere..... | 101 |
| 10.2 | Avstandsvurdering..... | 101 |
| 10.2.1 | Spenninger..... | 101 |
| 10.2.2 | Bruddutvikling og deformasjon..... | 102 |
| 10.2.3 | Avstand fra påhugg til det oppnåas tilstrekkelig pilarbredde..... | 103 |
| 10.2.4 | Tverrforbindelser..... | 103 |
| 10.3 | Langtidsstabilitet..... | 103 |
| 10.3.1 | Blokkstabilitet..... | 103 |
| 10.3.2 | Deformasjonsvurdering..... | 104 |
| 10.3.3 | Stabilitetsproblemer relatert til hardt og sprøtt berg..... | 105 |
| 11 | KONKLUSJON OG VIDERE ANBEFALING..... | 107 |

| | | |
|-------------------|-------------------------|------------|
| 11.1 | Konklusjon | 107 |
| 11.2 | Videre anbefaling | 107 |
| REFERANSER | | 109 |
| VEDLEGG | | 115 |

1 INNLEDNING

1.1 Bakgrunn

I Trøndelag skal det bygges ny E6. Utbyggingen av E6 har som hensikt å forkorte reisetiden, forbedre trafiksikkerheten og utbedre strekningen. I forbindelse med utbygging av E6 i Trøndelag skal det etableres og bygges ny strekningen mellom Kvithammar og Åsen. Kvithammar og Åsen ligger i henholdsvis Stjørdalen og Levanger kommune. Den planlagte strekningen skal ha firefelts motorvei. Dagens strekning mellom Kvithammar og Åsen er preget av høy sårbarhet. Strekningen består hovedsakelig av tofeltsvei og har stedvis både krapp kurvatur og store høydeforskjeller. Store deler av strekningen har fartsgrense på 70 km/t og består av tofelts vei. Som en del av prosjektet E6 Kvithammar-Åsen skal det drives fem veitunneler; Forbordsfjelltunnelen, Høghåmmårtunnelen, Ramshåmmårtunnelen, Grubbåstunnelen og Åsentunnelen. Prosjektet hadde byggestart i 2022 og forventes ferdigstilt i 2027 (Ny Veier, 2022). Forbordsfjelltunnelen er den lengste av veitunnelene med en lengde på ca. 6 km. Tunnelens plassering er vist på Figur 1.1. Forbordsfjelltunnelens to påhugg er plassert ved Holan i sør og ved Langsteindalen i nord.



Figur 1.1. Oversikt over traseen gjennom Forbordsfjellet i Stjørdal kommune.

For å sørge for sikker og kostnadseffektiv driving gjennom Forbordsfjellet er det viktig å være klar over potensielle stabilitetsutfordringer i en tidlig fase av prosjektet. Kupert terreng og varierende overdekning fører til at bergspenningene ved tunnelnivå varierer. Ved driving gjennom ulike bergartstyper og svakhetssoner vil også de bergmekaniske forholdene endres. Bergmassens mekaniske egenskaper, med hovedvekt på styrke og deformasjon, kombinert med in-situ spenningene er viktige parameter ved estimeringen av potensielle stabilitetsutfordringer (Panthi, 2012). Å vurdere og identifisere utfordrende områder langs tunneltrassen er viktig for å få til trygg og effektiv tunneldriving, samt hindre store kostnader knyttet til uforutsette stabilitetsutfordringer.

1.2 Formål

Opgavens formål er gitt av følgende punkter:

- Teoretisk gjennomgang av egenskapene knyttet til intakt berg og bergmasse.
- Diskutere stabilitetsproblemer som kan oppstå ved driving av tunneler og bergrom.
- Gjennomgang av empiriske og analytiske metoder som kan brukes for å vurdere stabilitet.
- Kort gjennomgang av prosjektet E6 Kvithammar-Åsen og Forbordsfjelltunnelen, samt ulike ingeniørgeologiske undersøkelser som er blitt gjort i forbindelse med prosjektet.
- Identifisere potensielt utfordrende områder langs tunneltraseen gjennom Forbordsfjellet.
- Benytte eksisterende litteratur for å estimere ingeniørgeologiske parametere knyttet til bergmassen og bergspenningene.
- Gjennomføre stabilitetsvurderinger av områder som er identifisert som utfordrende. For å gjennomføre stabilitetsvurderingene vil relevante analytiske, empiriske og numeriske metoder bli benyttet.
- Diskutere og sammenlikne resultatene fra de empiriske, analytiske og numeriske stabilitetsvurderingsmetodene.

1.3 Metode

Ulike metoder er benyttet ved skriving av oppgaven. Følgende metoder er i hovedsak blitt brukt:

- I. **Litteraturstudier.** Gjennomgang av eksisterende litteratur for å innhente relevant og viktig informasjon for oppgaven. Informasjon er hentet fra artikler, konferanseartikler, faglitteratur, Norsk forening for fjellsprengningsteknikk (NFF) og håndbøker.
- II. **Gjennomgang av innsamlet dokumentasjon knyttet til de ingeniørgeologiske forholdene ved Forbordsfjellet.** Sweco har gjennomført ingeniørgeologiske undersøkelser knyttet til Forbordsfjelltunnelen. Feltundersøkelsene, etterarbeid og laboratoriarbeid er oppsummert i ingeniørgeologisk rapport for Forbordsfjelltunnelen.
- III. **Utforming av kart.** ArcGIS pro er benyttet for å utforme kart over tunneltraseen og berggrunn.
- IV. **Utforming av lengdeprofil.** Høydedata.no, Arcgis pro og Civil3D er benyttet for å utarbeide et lengdeprofil som viser tunneltrasé, terrengnivå, bergoverdekning, bergartsfordeling og svakhetssoner gjennom Forbordsfjellet.

- V. **Identifikasjon av mulige instabilitetspartier.** Med bakgrunn i teori og litteratur er stabiliteten til partier langs strekningen gjennom Forbordsfjellet vurdert.
- VI. **Stabilitetsvurderinger.** Stabilitetsvurderingene er gjennomført basert på empiriske, analytiske og numeriske metoder. Følgende metoder er benyttet:
- Empiriske metoder:
- Klassifisering av spenningsutfordringene ved bruk av metode utviklet av NGI (2015).
 - Prediksjon og vurdering av skvising utviklet av Singh et al. (1992).
- Analytiske metoder:
- Undersøkelse av tangentialspenningene rundt tunnelkonturen ved bruk av Kirsch likninger og likninger utformet av Hoek og Brown (1980a).
 - Utrekning av dybdepåvirkningen av avskalling basert på metoden utviklet av Martin og Christiansson (2009).
- Numeriske metoder:
- Numerisk modellering ved bruk av RS2, utviklet av Rocscience. Den numeriske modelleringen er gjennomført ved bruk av både elastiske og plastiske materialeegenskaper.
 - Fra Rocscience-pakken er også det tredimensjonale stabilitets- og visualiseringsprogrammet UnWedge benyttet.

1.4 Begrensninger

Oppgaven er utarbeidet i løpet av våren 2022 og begrenset tid har dermed spilt inn på oppgavens omfang. Forsinket oppstart på prosjektet E6 Kvithammar-Åsen førte til at det ikke var mulig å videreføre prosjektoppgavens studie av digitale kartleggingsmetoder med hovedvekt på fotogrammetri.

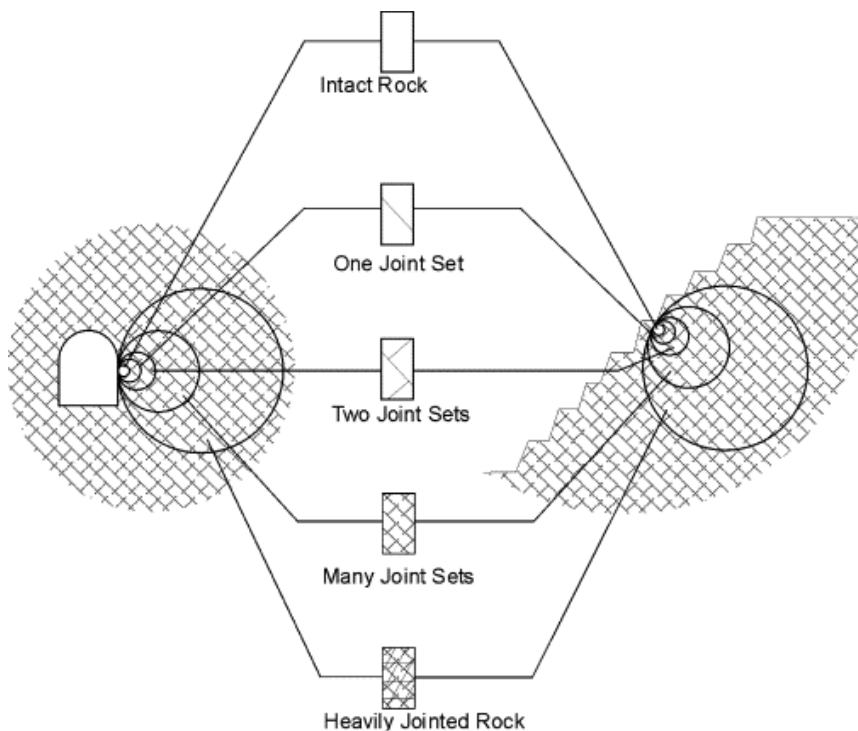
Tema for oppgaven ble utarbeidet i starten av januar, omtrent samtidig som oppstart på Forbordsfjelltunnelen. Det ble dermed ikke mulig å gjennomføre ingeniørgeologisk kartlegging av påhuggsområdene og innsamling av prøver for laboratorietesting. Oppgaven er utført som et skrivebordsstudie (desk study). Feltundersøkelser og diverse laboratorietester er dokumentert i ingeniørgeologisk rapport for prosjektet, og manglende mulighet for gjennomføring av feltarbeid anses derfor ikke som et hinder for gjennomføring av oppgaven.

I oppgaven undersøkes potensielle stabilitetsutfordringer som kan oppstå ved driving gjennom Forbordsfjellet. Bergmekaniske egenskaper og bergspenninger er viktige faktorer ved vurdering av stabilitet. Litteratur er i hovedsak benyttet ved vurdering og estimering av input-parametere. En utfordring ved oppgaven har vært å skaffe pålitelige og sannsynlige input-parametere relatert til bergmassens egenskaper og bergspenningene i området. Stabilitetsvurderingene er gjennomført ved bruk av empiriske og analytiske metoder, samt numerisk modellering. Input-parametere utgjør en stor usikkerhet i analysen, og nøyaktigheten til den numeriske modelleringen vil ikke kunne bli mer nøyaktig enn input-parametere brukt i modelleringen.

2 BERGMASSENS EGENSKAPER

Bergmasse består av intakt berg separert av diskontinuiteter. For å forstå bergmassens oppførsel må egenskapene til både intakt berg og diskontinuitetene vurderes. Ved vurdering av bergmassens egenskaper vil som regel egenskapene til diskontinuitetene overskygge egenskapene til det intakte berget (Bieniawski, 1989). Det betyr likevel ikke at man kan se bort fra egenskapene til det intakte ved vurdering av bergmassens oppførsel. Egenskapene til det intakte berget vil ha stor påvirkning på bergmassens oppførsel i situasjoner med få eller svært spredte diskontinuiteter, eller i tilfeller der det intakte berget er svakt og omdannet.

Homogeniteten til bergmassen vil være avhengig av prøvestørrelsen som studeres. Ved små bergartsprøver vil selv den mest oppsprukne bergmassen kunne fremstå som homogen og isotrop (Singh & Goel, 2011b). Dette kan illustreres av Figur 2.1. Figur 2.1 viser den gradvise overgangen fra intakt berg til oppsprukket bergmasse når prøvestørrelsen øker. Egenskapene til både intakt berg og diskontinuitetene, samt koblingen mellom dem, er viktig for å forstå bergmassens oppførsel (Bieniawski, 1989).



Figur 2.1. Ved økende prøvestørrelse vil antall sprekker og diskontinuiteter i prøvestykket øke (Hoek & Brown, 1997).

2.1 Intakt berg

Å samle inn og gjennomføre tester på små prøver av intakt berg er en relativt enkel prosess. I prosjekter knyttet til tunneler og bergrom er det derfor ofte mye tilgjengelig informasjon knyttet til det intakte berget (Renani & Cai, 2022). Størrelsen på blokker som utgjør intakt berg vil variere fra lokasjon til lokasjon og være avhengig av fordelingen av diskontinuiteter i bergmassen.

Enaksiell kompresjonsstyrke

Enaksiell kompresjonstest er den vanligste metoden å benytte for å finne bergets styrke (Zhang, 2017). Styrken av berg kan også anslås indirekte fra punktlasttest (Nilsen & Palmström, 2000). Enaksiell kompresjonstesting regnes som en relativt enkel metode, men er både tidkrevende og kostbar. For å gjennomføre testingen behøves godt preparerte kjerneprøver, noe som kan være vanskelig å få til ved testing av svake, skifrige bergarter (Zhang, 2017). Fra testingen kan det dannes en spennings/tøyningskurve. Denne kurven kan benyttes for å undersøke bergets mekaniske egenskaper.

Bergets enaksielle trykkstyrke kan kategoriseres utfra hvor sterkt/svakt berget er. Fra ISRM (1978), gjengitt i Nilsen og Palmström (2000), blir den enaksielle trykkstyrken til berg inndelt i kategorier fra «ekstremt lav styrke» til «ekstremt høy styrke», som vist i Tabell 2.1.

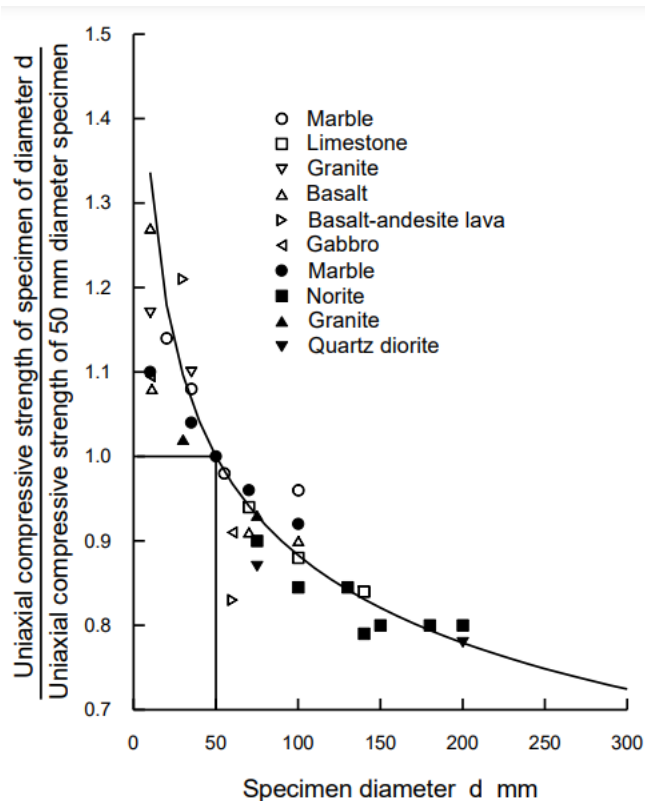
Tabell 2.1. Klassifisering av bergarters enaksielle trykkstyrke (Nilsen & Palmström, 2000).

| Klassifisering | Enaksiell trykkstyrke, σ_c [MPa] |
|----------------|---|
| Ekstremt lav | 0,25-1 |
| Veldig lav | 1-5 |
| Lav | 5-25 |
| Medium | 25-50 |
| Høy | 50-100 |
| Veldig høy | 100-250 |
| Ekstremt høy | >250 |

Testing av prøvestykke

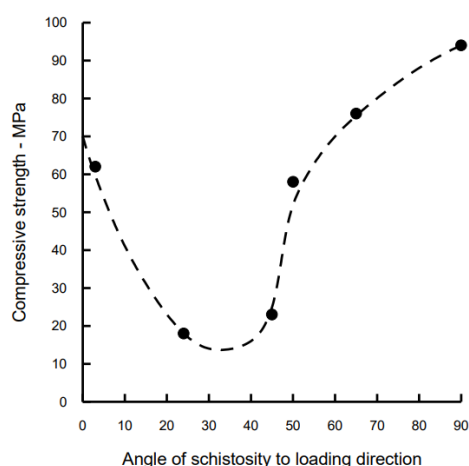
Prøvestykkets vanninnhold, størrelse og grad an anisotropi vil kunne påvirke resultatene fra enaksiell kompresjonstesting. Våte prøver vil generelt føre til lavere kompresjonsstyrke. For å få testresultater som representerer de faktiske forholdene i felt er det dermed viktig å gjennomføre testing på prøvestykker med tilnærmet likt vanninnhold. Økende størrelse på prøvestykket fører generelt til lavere styrke ved enaksiell testing. Årsaken til styrkereduksjonen kan forklares ved at større prøver er bygget opp av flere korn, og at flere korn fører til fortrinnsvis større mulighet for bruddannelse rundt og gjennom kornene. Basert på publisert data foreslår Hoek og Brown (1980a) likning 2.1. som beskriver forholdet mellom den enaksielle kompresjonsstyrken til et prøvestykke med diameter d og den enaksielle kompresjonsstyrken til et prøvestykke med 50 mm i diameter. Forholdet mellom den enaksielle kompresjonsstyrken og prøvestykketørrelsen er også illustrert på Figur 2.2. Figur 2.2 viser likning 2.1 sammen med data benyttet for å utforme likningen (Hoek & Brown, 1980a).

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d} \right)^{0,18} \quad 2.1$$



Figur 2.2. Illustrasjon av hvordan prøvestørrelsen påvirker den enaksiale kompresjonsstyrken til prøven (Hoek & Brown, 1980a).

Ved styrketesting av anisotrope og folierte bergarter vil testretningen være avgjørende for den enaksiale kompresjonsstyrken (Hoek, 2006). Som vist på Figur 2.3 vil lastretningen i forhold til foliasjonen kunne resultere i svært varierende resultater.



Figur 2.3. Illustrasjon av lastretningens effekt på kompresjonsstyrken ved enaksial kompresjonstesting av grafittisk fyllitt (Salcedo (1983) referert i Hoek (2006)).

Strekstyrke

I mange tilfeller blir også strekkstyrken brukt som et mål på bergets styrke. Det er tydelig korrelasjon mellom bergets strekkstyrke og den enaksiale kompresjonsstyrken. Ved svakt og mykt berg kan

strekkestyrken være 1/10 av bergartens kompresjonsstyrke, mens hardt og sterkt berg kan ha en strekkstyrke på 1/20 av kompresjonsstyrken. På samme måte som at bergets kompresjonsstyrke minker ved økende vanninnhold, vil også strekkstyrken minke ved økt vanninnhold i prøven (Zhang, 2017).

Bergartens elastisitetsmodul og Poissons forholdstall

Ved aksiell sammentrykking av en kjerneprøve kan aksialspenninger, σ , og tøyninger, ε , registers. Resultatene kan presenteres i et σ/ε – diagram. Et materiale regnes som lineært elastisk dersom det følger likning, også kjent som Hooks lov (Nilsen, 2016).

$$\sigma = E\varepsilon \quad (2.2)$$

hvor E = elastisitetsmodulen.

Bergartens elastisitetsmodul, E-modulen, beskrives av helningen til bergartens σ/ε – kurve. Poissons forholdstall, ν , angir forholdet mellom laterale og aksiale tøyninger (Nilsen, 2016).

2.2 Diskontinuiteter

Diskontinuiteter spiller en viktig rolle i bergmassens oppførsel. Begrepet diskontinuiteter brukes for å beskrive fenomener som forårsaker usammenhengende bergmasse (Farmer, 1983). Diskontinuiteter omfatter blant annet sprekker, forkastninger og svakhetssoner. De fleste diskontinuitetene er et resultat av tektonisk aktivitet (Nilsen & Palmström, 2000).

Diskontinuiteter i bergmassen har svært lav eller ingen strekkstyrke (Nilsen & Palmström, 2000). I mange tilfeller vil bergmassens oppførsel være kontrollert av bevegelser langs diskontinuiteter. Estimering av skjærstyrken til diskontinuitetsplan er viktig for å kunne gjennomføre realistiske og gode stabilitetsvurderinger.

2.2.1 Sprekker

Systematiske diskontinuiteter i bergmassen blir ofte betegnet som sprekker og spekkese (Farmer, 1983). Sprekker er tredimensjonale strukturer i bergmassen og består av to matchende sprekkevegger. Sprekkeforholdene er avgjørende for sprekkenes skjærstyrke. Sprekkenes skjærstyrke bestemmes særlig av to faktorer: (1) sprekkeplanets ruhet og (2) innhold av eventuelt sleppemateriale (Nilsen, 2016). Ruheten utgjør en viktig komponent i vurderingen av sprekkes skjærstyrke. Avstanden mellom sprekkeveggene vil påvirke skjærstyrken, og skjærstyrken vil være vidt forskjellig avhengig av om sprekkeveggene har kontakt med hverandre eller ikke. Imidlertid vil økende tykkelse på sleppemateriale eller økende grad av tidligere skjærforskyvning redusere betydningen av sprekkeruhetens påvirkning på skjærstyrken. For sprekker med sleppemateriale vil de fysiske og mineralogiske egenskapene til sprekkefyllet være viktig for skjærstyrken (Singh & Goel, 2011b).

Det finnes flere metoder for å kvantifisere effekten av sprekkeruhet og sprekkemateriale på styrken til diskontinuitetene. Ved utvikling av Q-systemet for bergmasseklassifisering foreslo Barton et al. (1974) to parametere, J_r og J_a , som beskriver henholdsvis sprekkeruheten og sprekkemateriale. Barton og Choubey (1977) presenterte en empirisk sammenheng som kan benyttes for å predikere skjærstyrke, τ . Likningen består av tre parametere, sprekkeruhetskoeffisient (JRC), sprekkeveggenes kompresjonsstyrke (JCS) og residual friksjonsvinkel (φ_r). Kombinert med den effektive

normalspenningen, σ_n , kan den maksimale skjærspenningen for forvitrede og uforvitrede sprekker uttrykkes ved likning 2.3 (Barton & Choubey, 1977).









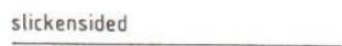
$$\tau = \sigma_n \tan [JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r] \quad (2.3)$$

Den residuale friksjonsvinkelen, φ_r , har stor betydning for sprekkes skjærstyrke (Singh & Goel, 2011b). Den residuale friksjonsvinkelen kan estimeres fra likning 2.4 (Barton & Choubey, 1977). Den residuale friksjonsvinkel har typisk verdier mellom 20-35° (Barton, 2018).

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20(r/R) \quad (2.4)$$

hvor, φ_b = basis friksjonsvinkel, r = Schmidt rebound på våt overflate og R = Schmidt rebound på tørr, uforvitret overflate.

Sprekkens kompresjonsstyrke, JCS, er typisk mellom 0-20, hvor 0 representerer plan og glatt overflate, mens 20 representerer ru og bølgete overflate (Barton, 2018). Dersom det er lite forvitring langs sprekkeveggene kan sprekkes kompresjonsstyrke ha tilsvarende størrelse som bergmassens kompresjonsstyrke, σ_{cm} . Mye forvitring fører til en reduksjon av JCS og verdien kan reduseres til rundt $1/4 \sigma_{cm}$ (Barton, 1976). Sprekkeruheten kan estimeres fra feltundersøkelser. Figur 2.4 viser ulike ruhetsprofiler og tilhørende verdi for JRC og parameteren J_r fra Q-systemet.

| Relation between J_r and JRC_n Subscripts refer to block size (cm) | | J_r | JRC_{20} | JRC_{100} |
|---|---|-------|------------|-------------|
| I | rough  | 4 | 20 | 11 |
| II | smooth  | 3 | 14 | 9 |
| III | slickensided  | 2 | 11 | 8 |
| Stepped | | | | |
| IV | rough  | 3 | 14 | 9 |
| V | smooth  | 2 | 11 | 8 |
| VI | slickensided  | 1.5 | 7 | 6 |
| Undulating | | | | |
| VII | rough  | 1.5 | 2.5 | 2.3 |
| VII | smooth  | 1.0 | 1.5 | 0.9 |
| IX | slickensided  | 0.5 | 0.5 | 0.6 |
| Planar | | | | |

Figur 2.4. Ruhetsprofiler med tilhørende J_r - og JRC-verdi. JRC_{20} og JRC_{100} representerer blokkstørrelser på henholdsvis 20 cm og 100 cm (Barton, 1987).

Zhao (1997) mente den empiriske JRC-JCS-sammenhengen overestimerte skjærstyrken for sprekker der sprekkeflatene har lite kontakt. For å unngå dette ble et nytt styrkekriterium introdusert. I tillegg

til å benytte JRC og JCS ble det også inkluderte en parameter JMC (*Joint Matching Coefficient*) som beskriver graden av kontakt mellom sprekkeflatene. Styrkekriteriet er vist ved likning 2.5 (Zhao, 1997).

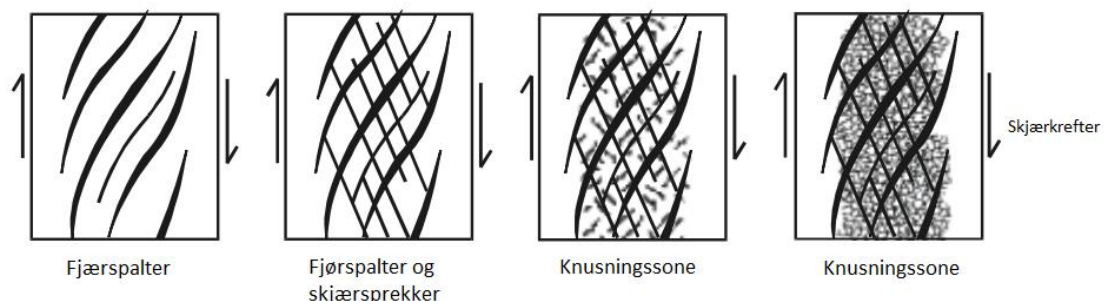
$$\tau = \sigma_n \tan [JRC \times JMC \times \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r] \quad (2.5)$$

2.2.2 Svakhetssoner

Svakhetssoner kjennetegnes av at de består av materiale med betydelig dårligere mekaniske egenskaper enn det omkringliggende berget (Nilsen & Palmström, 2000). Svakhetssoner kan kategoriseres i to hovedgrupper (Nilsen, 2016):

- 1) Tektoniske bruddsoner
- 2) Svake bergartslag

Tektoniske bruddsoner dannes som følge av at bergmassen har vært utsatt for tektoniske spenninger. Det kan være utfordrende å kategorisere bruddsoner etter dannelsesmetode. Tektoniske bruddsoner kan i stedet beskrives på bakgrunn av oppbygning og karakter, som enten spaltesoner eller knusningssoner (Nilsen, 2016). Spaltesoner har en relativt tydelig avgrensning fra sideberget, og sideberget er generelt preget av lite oppsprekking. I motsetning vil knusningssoner ha en gradvis overgang fra et oppknust midtparti til sideberget. Knusningssoner kan ha store variasjoner i størrelsen og sammensetningen. Fjærspalter er en form for spaltesone hvor strekkbrudd dannes som et resultat av skjærkrefter. Figur 2.5 viser eksempler på svakhetssoner og hvordan fjærspalter kan utvikle seg til en knusningssone (Nilsen, 2016).



Figur 2.5. Utviklingen av knusningssoner fra fjærspalter. Modifisert etter Selmer-Olsen, 1964, referert i Nilsen og Palmström (2000).

Svake bergartslag må sees i sammenheng med det omkringliggende sideberget (Nilsen, 2016). Dersom svake bergartslag er omgitt av sterk og kompetent bergmasse er det naturlig å kategorisere det mindre kompetente bergartslaget som en svakhetszone. Svake bergartslag omfatter både forvitret bergmasse og soner med svake eller myke mineraler eller bergarter (Nilsen & Palmström, 2000).

Ved å undersøke bergoverflaten og topografien kan svakhetssoner i mange tilfeller identifiseres. Svakhetssonene er som regel preget av svakere mekaniske egenskaper enn det omkringliggende berget og kan derfor identifiseres av forsenkninger og kløfter i terrenget. Svakhetssonens utgående i terrenget, samt formen til forsenkningen, kan benyttes for å estimere orienteringen til svakhetssonen (Palmström & Berthelsen, 1988). Flyfotografier og kart er velegnet for å evaluere svakhetssonens plassering og orientering (Nilsen & Palmström, 2000).

Svakhetssoner spiller en viktig rolle ved driving av tunneler og bergrom (Palmström & Berthelsen, 1988). Store svakhetssoner kan påvirke spennings situasjonen, hvor svakhetssonen danner en barriere og hindrer at spenningen overføres på tvers av sonen. Dette kan føre til stor spenningsanisotropi. Ved driving av tunnel gjennom en omfattende svakhetssone vil det dermed være risiko for høye spenninger på en side av svakhetssonen, mens andre siden kan være påvirket av lave bergspenninger. Ved beskrivelse av svakhetssoner bør tykkelsen og orientering inkluderes, samt sprekkekarakteristikk, materialfylling, blokkform og størrelse, bergartstype, mineralsammensetning og omvandlede mineraler (Nilsen & Palmström, 2000).

2.3 Bergmassens mekaniske egenskaper

Bergmassens styrke er avhengig av både det intakte berget og diskontinuitetene. Diskontinuitetene gjør at bergmassens styrke i de fleste tilfeller vil være betydelig lavere enn styrken av intakt berg (Zhang, 2017). Å gjennomføre fullskala laborietester av sterkt oppsprukket bergmasse er både vanskelig å gjennomføre og er forbundet med store kostnader. Dersom resultatene fra slike prøver skal vært nyttige må prøven være uforstyrret og av tilstrekkelig størrelse slik at prøvene representerer de faktiske diskontinuitetsforholdene i bergmassen (Renani & Cai, 2022).

2.3.1 Bergmassens kompresjonsstyrke

Sprekker og diskontinuiteter fører til at bergmassen har en mye lavere styrke enn intakt berg. For å estimere bergmassens styrke kan det benyttes empiriske metoder som tar hensyn til effekten av diskontinuitetene. Fra ulike bergmasseklassifiseringssystemer, som RMR, GSI og Q-verdien, samt fra bergets intakte styrke, er det utviklet metoder for å estimere bergmassens kompresjonsstyrke. Et utvalg av disse er presentert i Tabell 2.2.

Tabell 2.2. Metoder som kan benyttes for å estimere bergmassens styrke, σ_{cm} . σ_{cm} er angitt i MPa. Modifisert etter Panthi (2006).

| Foreslått av: | Empiriske forhold for å regne ut bergmassens kompresjonsstyrke |
|---------------------|---|
| Bieniawski (1993) | $\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \times e^{\frac{RMR-100}{18,75}}$ |
| Singh et al. (1997) | $\sigma_{cm} = 7\rho Q^{1/3}$ |
| Barton (2002) | $\sigma_{cm} = 5\rho \left(\frac{\sigma_{ci}}{100} \times Q\right)^{1/3}$ |
| Hoek (2006) | $\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \times s^a = \sigma_{ci} \times \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)^a$ |
| Panthi (2006) | $\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1,5}}{60}$ for skrifrig bergmasse |
| Panthi (2017) | $\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1,6}}{60}$ for homogen og massiv bergmasse |

hvor σ_{cm} = bergmassens styrke [MPa], σ_{ci} = styrken av det intakte berget [MPa], ρ = tetthet [g/cm^3], s og a er materialkonstanter relatert til Hoek-Brown bruddkriteriet, D = forstyrrelsesfaktoren, Q = bergmasseklassifiseringsverdi fra Q-systemet, RMR = *Rock Mass Rating*, GSI = Geologisk styrkeindeks.

2.3.2 Bergmassens deformasjonsmodulus

Bergmassens deformasjonsegenskaper regnes som en av de viktigste parameterne knyttet til bergmassens oppførsel (Bieniawski, 1978). Ettersom bergmassen ikke har en elastisk oppførsel blir begrepet deformasjonsmodulus benyttet, heller enn elastisitetsmodulus (Bieniawski, 1978). Deformasjon av bergmassen inkluderer en blanding av følgende prosesser; åpning og lukking av

sprekker, skjærbevegelse og dilatasjon (utvidelse) og elastisk og ikke-elastisk deformasjon av intakt berg (Barton, 1997). Ved lav bergmassekvalitet nevner Hoek og Brown (1997) at bergmassens deformasjon i stor grav vil være avhengig av deformasjonen av det intakte berget, mens deformasjonen ved høy bergmassekvalitet i større grad vil være avhengig av diskontinuitetene.

Bergmassens deformasjonsmodulus, E_{rm} , kan estimeres ved bruk av empiriske metoder. På samme måte som for bergmassen stryke, kan bergmasseklassifiseringssystemer og bergets intakte styrke benyttes for å estimere deformasjonsmodulus. Tabell 2.3 gir en oversikt over utvalgte likninger som tar for seg deformasjonsmodulusen basert på Q-systemet og GSI, samt bergets intakte styrke.

Tabell 2.3. Metoder som kan benyttes for å estimere bergmassens deformasjonsmodulus, E_{rm} . E_{rm} er angitt i GPa. Modifisert etter Panthi (2006).

| Utviklet av: | Empiriske forhold for å regne ut bergmassens deformasjonsmodulus |
|---------------------------|--|
| Barton (1997) | $E_{rm} = 10 \times Q^{1/3}$ |
| Hoek et al. (2002) | $E_{rm} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\frac{GSI-10}{40}}$ |
| Panthi (2006) | $E_{rm} = E_{ci} \times \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}}$ |
| Hoek og Diederichs (2006) | $E_{rm} = E_{ci} \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{(60+15 D - GSI)/11}}\right)$ |

Likningen utviklet av Hoek et al. (2002) er en modifisering av en tidligere likning foreslått av Hoek og Brown (1997) og er gjeldende når $\sigma_{ci} < 100$ MPa. Den oppdaterte likningen til Hoek et al. (2002) inkluderer en faktor D som tar hensyn til skader som følge av sprengning og endrede spenninger.

Likningen utviklet av Panthi (2006) benytter blant annet bergmassens styrke for å estimere bergmassens deformasjonsmodulus. Ved skifrig bergmasse eller homogen og massiv bergmasse kan deformasjonsmodulusen beregnes ved å benytte likninger for bergmassens styrke, σ_{cm} , foreslått av Panthi (2006) og Panthi (2017) presentert i seksjon 2.3.1.

Den generaliserte Hoek og Diederichs (2006) likningen benytter GSI, det intakte bergets elastisitetsmodulus og forstyrrelsesfaktoren, D, for å regne ut bergmassens deformasjonsmodulus. Likningen ble utformet etter gjennomgang av allerede eksisterende metoder hvor det ble konkludert med at ingen av de utviklede metodene var velegnet til å predikere deformasjonsmodulusen til bergmasse over hele spekteret, fra svært dårlig til svært god bergmasse.

2.4 Bruddmekanismer

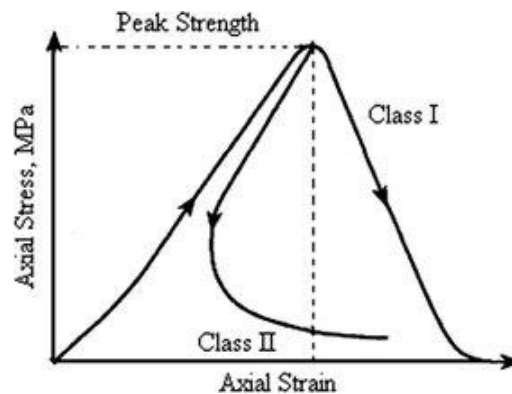
2.4.1 Klasse I og II

Ved enaksiell kompresjonstesting vil de fleste typer berg ha en tilsynelatende lik oppførsel før brudd. Etter brudd kan berget deles inn i to ulike klasser, klasse I og II, på bakgrunn av spenning/tøyningskurven (Wawersik & Fairhurst, 1970). Figur 2.6 illustrerer spenning/tøyningskurven til berg med klasse I og klasse II oppførsel.

Klasse I: Berg som tilhører klasse I kjennetegnes av en stabil sprekkeforplantning etter brudd ettersom det kreves ytterligere påkjenning av prøven for at det skal foregå en videre reduksjon i prøvens

lastbærende evner. Berg med mekanisk oppførsel tilsvarende klasse I vil beholde noe styrke selv etter bergets kompresjonsstyrke er overskredet (Singh & Goel, 2011b; Wawersik & Fairhurst, 1970).

Klasse II: Berg med mekaniske egenskaper tilhørende klasse II vil være ustabil ved videre spenningspåkjenning etter toppen på spennings/tøynings-kurven er nådd. Når de påførte spenningene blir i samme størrelsesorden som bergets kompresjonsstyrke vil den elastiske tøyningsenergien i kjerneprøven være tilstrekkelig for å opprettholde sprekkeforplantningen. Berg som tilhører klasse II vil etter påkjenning miste tilnærmet all styrke (Singh & Goel, 2011b; Wawersik & Fairhurst, 1970)



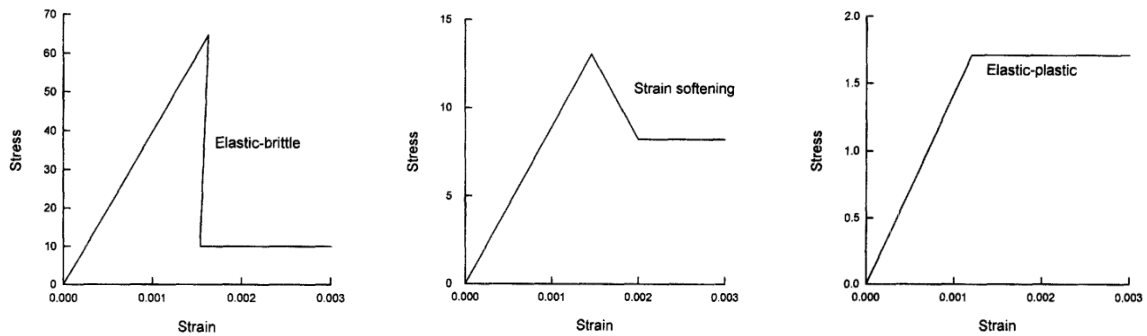
Figur 2.6. Klassifisering av berg i klasse I- og II basert på mekanisk oppførsel etter enaksiell kompresjonstest. Den stiplede linjen representerer skillet mellom klasse I og II oppførsel (Akinbinu, 2016).

2.4.2 Sprø og plastisk oppførsel

Det oppstår sprø brudd når bergartens lastbæreevne minker ved økende deformasjon. Sprø brudd kjennetegnes ofte av liten eller ingen deformasjon før bruddet oppstår. Andre kjennetegn ved sprø brudd er at de kan forekomme plutselig og være katastrofepreget (Hoek & Brown, 1980a). I motsetning til et sprøtt materiale vil et plastisk materiale ikke miste sin lastbærende evne ved økende permanent deformasjon. Innen ingeniørgeologi vil ifølge Hoek og Brown (1980a) nivået på omslutningstrykket og temperaturene i bergmassen føre til at de fleste bergartene har en sprø oppførsel.

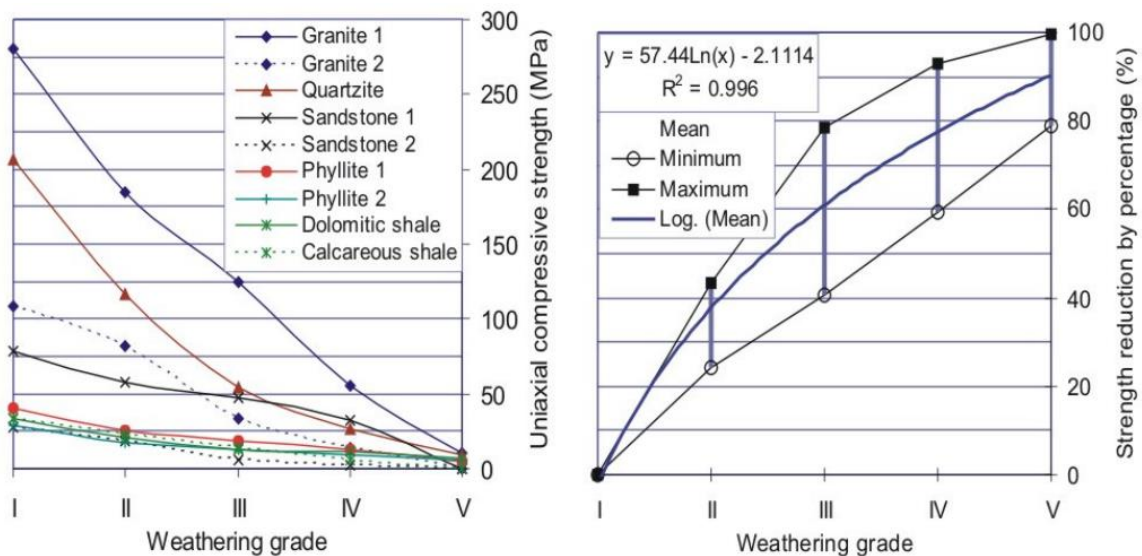
2.4.3 Bergmassens residualstyrke

Bergmassen oppførsel etter brudd vil kunne påvirke stabiliteten. Estimerer knyttet til bergmassens residualstyrke vil derfor være viktig ved design og planlegging av underjordsanlegg (Zhang, 2017). Bergmasse av høy kvalitet vil typisk ha en elastisk-sprø oppførsel, mens svært dårlig bergmasse vil oppføre seg tilnærmet plastisk etter brudd (Hoek & Brown, 1997). I følge Zhang (2017) vil de fleste bergmasser med gjennomsnittlig bergmassekvalitet ha en *strain-softening postpeak behavior*. Da kan de mekaniske egenskapene etter brudd estimeres ved å redusere bergmassens GSI-verdi slik at den nye, lavere GSI-verdi representerer bergmassen etter brudd (Hoek & Brown, 1997). Figur 2.7 illustrerer hvordan bergmasse av ulik kvalitet kan oppføre seg etter brudd.



Figur 2.7. Illustrasjon av oppførsel til bergmasse av ulik kvalitet etter brudd. A, B og C representerer typisk oppførsel til bergmasse med henholdsvis høy, gjennomsnittlig og lav kvalitet (Hoek & Brown, 1997).

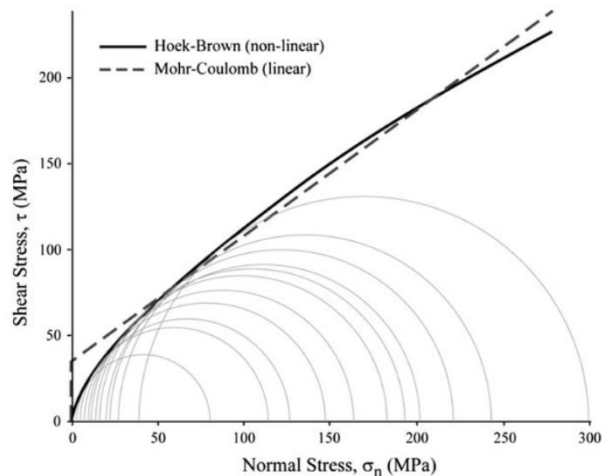
I svakhetssoner og forkastningssoner er bergmassen ofte preget av forvitring. Forvitring vil blant annet føre til reduksjon av bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper. I hvor stor grad den enaksiale kompresjonsstyrken påvirkes av forvitringsgraden kan være svært varierende. Hvordan kompresjonsstyrken reduseres ved forvitring for ulike bergarter er vist til venstre på Figur 2.8. Til høyre på Figur 2.8 indikeres det at styrkereduksjonen ved moderat forvitring av sedimentære og meta-sedimentære bergarter kan være på rundt 40 %, mens det for krystalline bergarter kan være en reduksjon på rundt 80 % (Panthi, 2006). I følge Panthi (2006) vil forvitring kunne føre til en tilsvarende reduksjon i bergmassens deformasjonsmodulus.



Figur 2.8. Bergartens kompresjonsstyrke som funksjon av forvitringsgrad (venstre).
Styrkereduksjon som funksjon av forvitringsgrad (høyre) (Panthi, 2006).

2.4.4 Bruddkriterier

For å kunne predikere bergmassens oppførsel er intakt bergartsstyrke en viktig parameter. Det finnes en rekke bruddkriterier som tar for seg styrken av intakt berg, hvor Mohr-Coulomb og Hoek-Brown ofte kategoriseres som de mest brukte bruddkriteriene (Mehranpour & Kulatilake, 2016). Figur 2.9 viser en sammenlikning av Mohr-Coulomb og Hoek-Brown bruddkriteriet.



Figur 2.9. En sammenlikning av de to vanligste bruddkriteriene, Mohr-Coulomb og Hoek-Brown (Eberhardt, 2012).

2.4.4.1 Hoek-Brown bruddkriteriet

Innad i bergmassen kan det forekomme store variasjoner og komplekse sammensetninger av intakt berg og diskontinuiteter. Varierende mekaniske egenskaper og sprekkekarakteristika, samt variere in situ spenninger, gjør det utfordrende å predikere bergmassens respons ved utgraving. I følge Hoek og Brown (1980b) blir det generelt benyttet to typer styrke-kriterier: empiriske kriterier og kriterier som baserer seg på mekaniske eller fysiske modeller. Hoek og Brown (1980b) påpeker at egenskapene ved bergmassen gjør det utfordrende å utvikle en presis mekanisk eller fysisk modell som tar for seg bergmassens styrke og egenskaper. Også nyere studier, eksempelvis studien utført av Renani og Cai (2022), poengter at det er lite sannsynlig at det i nærmeste fremtid blir utviklet en modell som tar for seg alle de mekaniske karakteristikkene ved bergmassen.

I følge Hoek og Brown (1980a) bør et bruddkriterium for berg oppfylle følgende tre krav:

- (1) Bruddkriteriet bør beskrive hvordan intakt berg vil respondere på de forventede spenningsforholdene ved utgraving.
- (2) Bruddkriteriet bør ta i betraktning hvordan anisotrope bergforhold, for eksempel som følge av ett eller flere sett med diskontinuiteter, vil påvirke styrken.
- (3) Bruddkriteriet bør forsøke å gi en indikasjon på styrken til fullskala bergmasse med flere sett med diskontinuiteter.

Hoek og Brown (1980a) understreker at deres bruddkriterium ikke nødvendigvis oppfyller alle kravene ovenfor, men at kriteriet gir en empirisk sammenheng som er tilstrekkelig nok til å benyttes for å anslå bergmassens respons ved planlegging og design av underjordsanlegg.

For å utvikle det empiriske styrke-kriteriet benyttet Hoek og Brown (1980b) erfaringsdata fra intakt berg og bergartsdiskontinuiteter, samt oppsprukket bergmasse. Dataen viste at forholdet mellom største og minste hovedspenning, samt forholdet mellom skjærspenningen og normalstress ved brudd, ikke var lineær.

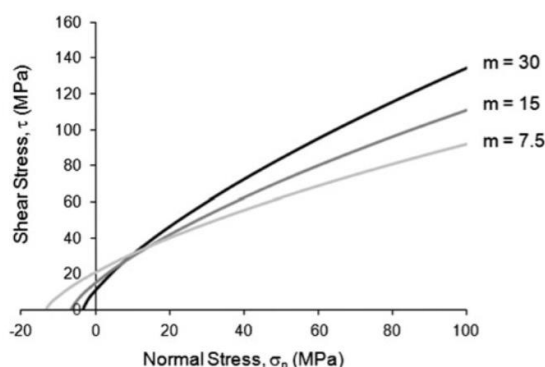
Det originale Hoek-Brown bruddkriteriet for intakt berg

Etter gjentakende prøving og feiling, kombinert med Griffiths ikke-lineære sprekke-teori, kom Hoek og Brown (1980b) frem til det originale ikke-lineære bruddkriteriet for intakt berg presentert av likning 2.6.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (2.6)$$

hvor σ_1 = største hovedspenning, σ_3 = minste hovedspenning, σ_c = enaksiale trykkfastheten, og m og s = dimensjonsløse empiriske konstanter.

Konstantene m og s er avhengig av bergets egenskaper og hvorvidt berget er utsatt for brudd før påkjenning av σ_1 og σ_3 (Hoek & Brown, 1980b). Ved intakt berg er s = 1. Dersom bergartsprøven har vært utsatt for brudd i forkant av testingen vil s < 1, og ved svært oppsprukket berg vil s = 0. Konstanten m er også kjent som materialkonstanten for intakt berg. Lave verdier av m forekommer gjerne ved duktile bergarter, mens høy verdi av m tyder på sterke, sprø bergarter. Figur 2.10 illustrerer ulike verdier av konstanten m i Hoek-Brown bruddkriteriet. En høyere verdi av konstanten m gir brattere kurve (Eberhardt, 2012).



Figur 2.10. En høyere verdi av konstanten m fører til brattere kurve for Hoek-Brown bruddkriteriet (Eberhardt, 2012)

Bergets styrke, σ_c , og konstanten m, kan bestemmes fra triaksialtester av kjerneprøver bestående av intakt berg (Hoek & Brown, 1997). Ofte vil laboratorietesting være tidkrevende kostbart. Begrenset antall kjerneprøver, eller begrenset antall egnede prøver til testing, kan også gjøre testingen utfordrende. I slike tilfeller finnes det andre metoder for å forsøke å beregne m og σ_c (Davaranpanah et al., 2021). Verdien av σ_c kan eksempelvis predikeres fra punktlasttester, mens m kan anslås basert på innsamlet, empirisk data over m-verdien til ulike bergarter foreslått i Hoek og Brown (1980a).

Det generalisert Hoek-Brown

Hoek-Brown kriteriet har blitt oppdatert en rekke ganger. En viktig oppdatering kom da Hoek et al. (1995) publiserte det generaliserte Hoek-Brown kriteriet. Det generaliserte Hoek-Brown kriteriet er presentert av likning 2.7.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (2.7)$$

hvor m_b og a = konstanter for oppsprukket berg.

Konstanten m_b ble innført for oppsprukket berg. m_b er en redusert verdi av konstanten m_i (Eberhardt, 2012). Parameteren m_i avhenger av friksjonsegenskapene til mineralene i det intakte berget og har stor påvirkning på styrke-egenskapene til berget (Hoek & Marinos, 2000). Dersom det ikke er mulig å gjennomføre laboratorietester kan σ_c og m_i finnes fra tabeller.

For å benytte seg av det generaliserte Hoek-Brown kriteriet er det nødvendig å anslå konstantene m_b , s og a for bergmassen. For å finne disse ble geologisk styrkeindeks, GSI, introdusert. Forholdet mellom GSI og de tre konstantene m_b , a og s ble først presentert av Hoek og Brown (1997). I 2002 ble en ny

oppdatering relatert til det generaliserte bruddkriteriet presentert av Hoek. Hoek introduserte en faktor, D , som tok hensyn til at sonen rundt underjordsåpningen var påvirket av sprenging og endrede spenningsforhold (Eberhardt, 2012). Forholdet mellom konstantene i Hoek-Brown kriteriet og GSI og D er presentert av likning 2.8-2.10 (Hoek et al., 2002).

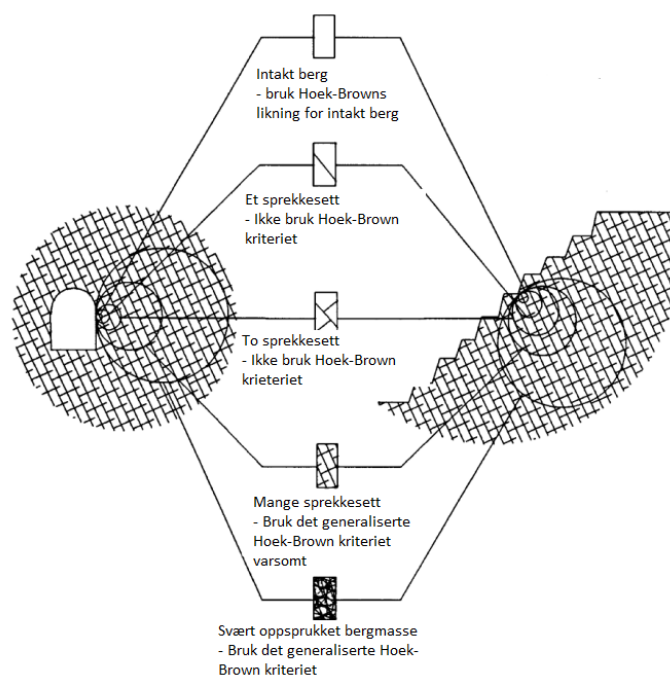
$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2.8)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.9)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (2.10)$$

Det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet antar isotrope bergmasseforhold og bør derfor kun benyttes i situasjoner der bergmassen består av mange, tette diskontinuiteter. Det er vanskelig å anslå et eksakt antall sprekkesett som fører til at bergmassen kan anses som isotrop. Både analytisk og empirisk er det bevist at bergartsprøver med én diskontinuitet har høy grad av anisotropi. I følge Renani og Cai (2022) vil fire eller flere diskontinuitetssett i en bergmasse være tilstrekkelig for å anta relativt isotrope forhold. Andre mener derimot at bergmassen kan regnes som homogen og isotrop først ved 10 eller flere sett med diskontinuiteter. En massiv bergmasse med svært få diskontinuiteter kan også, ideelt sett, kunne regnes som isotrop (Singh & Goel, 2011b).

Når diskontinuitetene i bergmassen danner blokker av samme størrelse som strukturen som analyseres er Hoek-Brown bruddkriteriet lite egnet å bruke. I slike situasjoner bør stabilitetsvurderingen skje på bakgrunn av diskontinuitetene som danner blokkene og kilene. Hoek-Brown kriteriet er velegnet å bruke når tett oppsprekkingen danner små blokker, sammenliknet med utgravingen (Hoek & Brown, 1997). Figur 2.11 illustrerer når Hoek-Brown kriteriet er velegnet og lite egnet å bruke.



Figur 2.11. Diagram som viser når Hoek-Brown kriteriet er velegnet og lite velegnet å benytte. Modifisert etter Hoek (1994).

I studien utført av Eberhardt (2012) poengteres det at Hoek-Brown bruddkriteriet tar utgangspunkt i at bruddet i bergmassen kontrolleres av største og minste hovedspenning, henholdsvis σ_1 og σ_3 . Det antas at den intermedieære hovedspenningen, σ_2 , har liten påvirkning på bruddannelsen. Dette tas opp som en av de største begrensningene ved kriteriet. Hoek (1983) presiserer at antakelsen om at σ_2 kan ignoreres er en forenkling, men at mye tyder på at man kan se bort ifra den intermedieære hovedspenningen uten at det resulterer i for store feil.

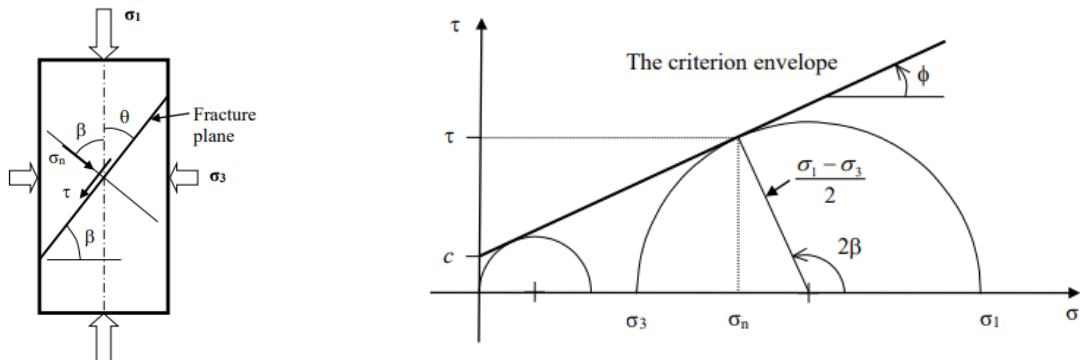
2.4.4.2 Mohr-Coulomb kriteriet

Mohr-Coulomb kriteriet regnes som det første bruddkriteriet innen bergmekanikk (Mehranpour & Kulatilake, 2016). Som beskrevet av Nadai (1950), referert i Labuz og Zang (2012), er Mohr-Coulomb kriteriet sammensatt av bidrag fra både Mohr og Coulomb. Kriteriet antar at det dannes brudd når skjærspenningene på en et plan overstiger skjærstyrken (Mehranpour & Kulatilake, 2016). Mohr-Coulomb bruddkriteriet beskriver hvilke forhold som fører til at et isotropt materiale vil gå i brudd. På samme måte som i Hoek-Brown kriteriet blir den intermedieære hovedspenningen, σ_2 , neglisjert i Mohr-Coulomb bruddkriteriet (Labuz & Zang, 2012). Mohr-Coulomb bruddkriteriet kan beskrives av likning 2.11.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (2.11)$$

hvor τ = skjærspenningen på bruddplanet, σ_n = normalspenningen på bruddplanet, c = kohesjon og φ = indre friksjonsvinkel.

Mohr-Coulomb kurven kan fremstilles grafisk ved å benytte data fra laboratorietester. Fra triaksialtesting av prøvestykker kan Mohr-Coulomb kriteriet presenteres ved hjelp av et σ - τ diagram. Dette er illustrert av Figur 2.12.



Figur 2.12. Til venstre: spenningskomponentene som virker på bruddplanet under triaksialtesting av et prøvestykke.

Til Høyre: en grafisk fremvisning av Mohr-Coulomb bruttkriteriet (Li, 2018).

Forholdet mellom bruddvinkelen, β , og friksjonsvinkel, φ , er gitt av likning 2.12.

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (2.12)$$

Nilsen (2016) påpeker at de fleste bergarter ikke vil ha en rettlinjert bruddkurve. Innenfor et begrenset normalspenningsområdet vil imidlertid bruddkurvens helning kunne regnes som tilnærmet konstant. En forutsetning for å kunne bruke bruddkriteriet for bergarter vil dermed være å bare bruke skjærparameterne som er innenfor det begrensede normalspenningsområdet.

2.5 Bergmasseklassifisering

2.5.1 Q-systemet

Barton et al. (1974) utviklet Q-systemet som er et klassifiseringssystem for bergmassen. Q-verdien til bergmassen kan variere mellom 0,001 og 1000, hvor en Q-verdi på 0,001 representerer svært dårlig berg, mens en verdi på 1000 indikerer lite oppsprukket bergmasse av god kvalitet. Q-verdien kan brukes for å klassifisere bergmassen i totalt syv ulike bergmasseklasser, A-G. I Q-systemet inngår følgende seks parametere (Barton et al., 1974):

- 1) Oppsprekkingstall, RQD
- 2) Tall for sprekkesett, J_n
- 3) Sprekkeruhetstall, J_r
- 4) Sprekkefyllingstall, J_a
- 5) Sprekkevannsfaktor, J_w
- 6) Spenningsfaktor, SRF

De fire første parameterne sier noe om oppsprekkingen, mens de to siste er relatert til spenningene i bergmassen (Palmstrøm et al., 2002). Koblet sammen gir de seks parametere Q-verdien til bergmassen, og sammenhengen mellom parameterne er gitt av likning 2.13 (Barton et al., 1974).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (2.13)$$

Ifølge Barton et al. (1974) kan bergmassekvaliteten uttrykkes som en funksjon av tre viktige parametere:

- (I) Blokkstørrelse eller grad av oppsprekking, representert av $\frac{RQD}{J_n}$
- (II) Skjærstyrken mellom blokker, representerer av $\frac{J_r}{J_a}$
- (III) Spenninger i bergmassen, representert av $\frac{J_w}{SRF}$

Det vil alltid kunne oppstå situasjoner der ytterligere parametere, som sprekkeorientering, er vesentlig for bergmassekvaliteten. Barton et al. (1974) påpeker at flere parametere kunne vært tatt med i vurderingen av bergmassekvaliteten og at dette ville forbedret nøyaktigheten til klassifikasjonssystemet. Ulempen ved å ha med flere parametere er at den vesentlige enkelheten ved klassifikasjonssystemet forsvinner. Barton et al. (1974) mener det derfor ikke er en god løsning å utvide klassifiseringssystemet til å gjelde for spesialtilfeller, ettersom særegne problemer alltid vil behøve spesielle vurderinger.

Q-verdien til bergmassen kan bestemmes fra kartlegging i dagen, kartlegging under driving av tunneler og bergrom eller fra kjernelogging (NGI, 2015). Ved kartlegging i dagen må det tas hensyn til erosjon og forvitring, samt en generelt mer oppsprukket bergmasse enn det som er sannsynlig å finne på nivå med bergrommet eller tunneltraseen. NGI (2015) påpeker at sprekkfylling og andre sprekkparametere kan være vanskelig å observere i dagen. Fra kjernelogging kan det være vanskelig å si noe om spenningsforholdene og antall sprekkesett kan underestimeres. Kartlegging under driving er dermed den metoden som estimerer de mest korrekte verdiene (NGI, 2015).

2.5.2 Rock mass rating, RMR

RMR er et bergmasseklassifiseringssystem utviklet av Bieniawski (1973). Klassifiseringssystemet har blitt modifisert og oppdatert frem til 1989 (Aksoy, 2008). RMR-systemet benytter følgende seks parametere for å klassifisere bergmassen:

1. Enaksiell trykkfasthet av intakt berg
2. Oppsprekkingstallet, RQD
3. Sprekkeavstand
4. Sprekkeforhold (åpning, ruhet, fylling og forvitring)
5. Grunnvannsfaktor
6. Sprekkeorientering

Hver av de seks parameterne blir tildelt en tallverdi basert på karakteristikken til bergmassen. Verdien til parameterne blir bestemt på bakgrunn av feltundersøkelser og laboratorietester. Singh og Goel (2011a) påpeker at hver parameterne bør oppgis med et intervall og ikke ved kun en tallverdi. Et intervall vil kunne redusere feil knyttet til subjektive valg hos kartleggeren. RMR-verdien bestemmes ved å summere tallverdien til hver av de seks parameterne. Tabell 2.4 viser en oversikt over bergmassekvalitet med tilhørende RMR-verdier.

Tabell 2.4. Basert på RMR-verdien kan bergmassen klassifiseres i en av fem klasser.

| RMR | Bergmassekvalitet |
|--------|-------------------|
| 100-80 | Veldig god |
| 80-61 | God |
| 60-41 | Rimelig |
| 40-21 | Dårlig |
| <20 | Veldig dårlig |

Fra RMR-verdien kan sikring estimeres, samt tiden tunnelen eller bergrommet kan stå usikret før sikring må installeres for å unngå kollaps (Aksoy, 2008).

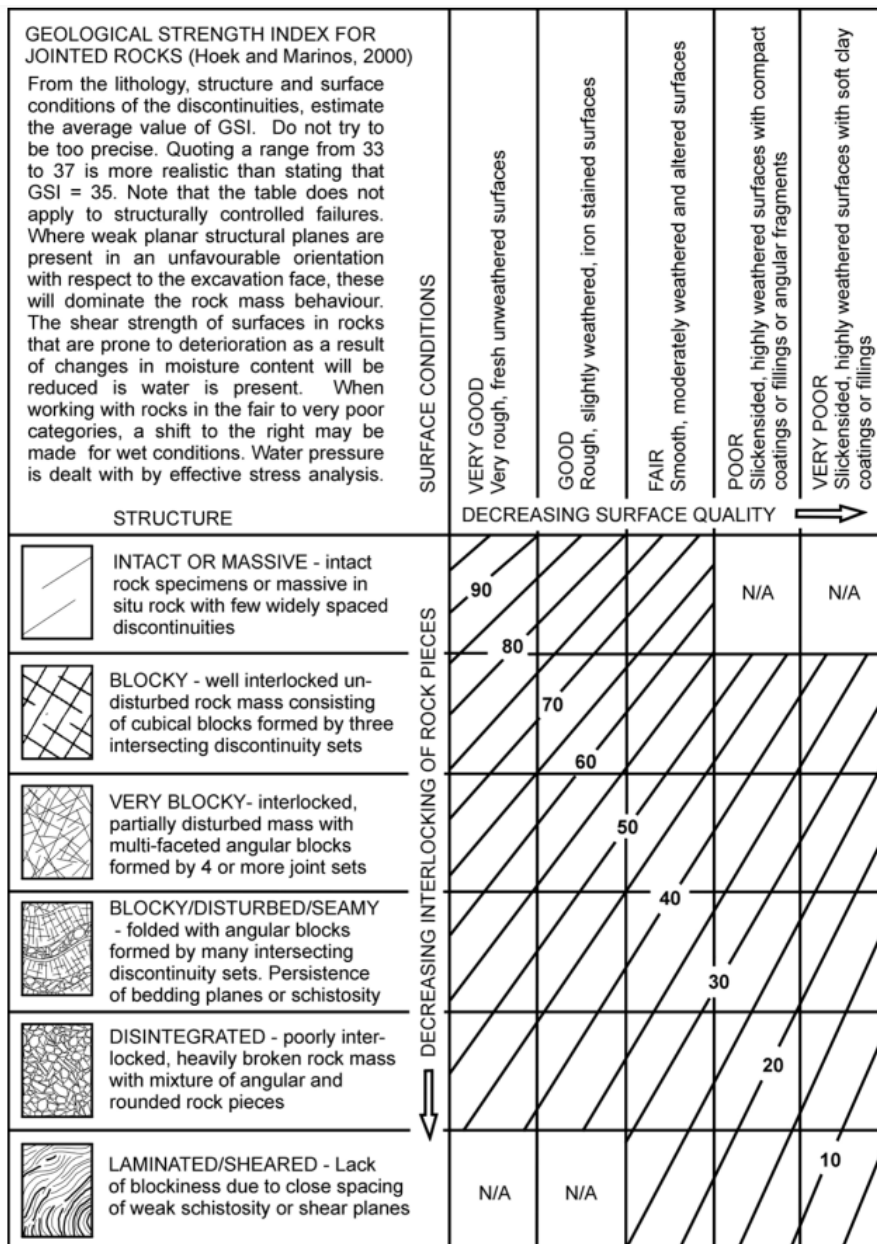
RMR og Q-systemet er etablerte og anerkjente klassifiseringssystemer. Både Barton (1997) og Bieniawski (1989) kommer med forslag til sammenhengen mellom de to klassifiseringssystemene. Sammenhengen mellom dem er vist av likning 2.14 og 2.15.

$$RMR \approx 9 \times \ln Q + 44 \quad \text{ved } Q > 1 \quad (2.14)$$

$$RMR = 15 \times \log Q + 50 \quad \text{ved } Q < 1 \quad (2.15)$$

2.5.3 Geologisk styrkeindeks, GSI

GSI-systemet baserer seg på visuelle observasjoner av bergmassen. Indeksen er basert på vurderinger av litologi, strukturer og diskontinuitetenes overflateforhold. GSI kan bestemmes fra observasjoner av tunnelstuff, eller fra bergskjæringer og borekjerner (Hoek & Marinos, 2000). Ved beregning av GSI blir bergmassen vurdert på bakgrunn av to parametere: (1) grad av oppsprekking og (2) overflateforholdene til diskontinuitetene. Ved å kombinere oppsprekking og diskontinuitetenes overflateforhold kan en rekke ulike bergmasser beskrives (Stille & Palmstrom, 2003). Kantede blokker og ru diskontinuiteter fører til en mye sterkere bergmasse, sammenliknet med bergmasse bestående av runde blokker med glatte og forvitrede diskontinuiteter (Hoek & Brown, 1997). GSI kan variere mellom 10 og 100, hvor 10 tyder på svært dårlig bergmasse, mens 100 er intakt berg (Hoek et al., 1995). Figur 2.13 viser diagram som kan benyttes for å estimere GSI til oppsprukket bergmasse.



Figur 2.13. Diagram for estimering av GSI-verdien til blokkete og oppsprukket bergmasse (Hoek, 2006).

GSI regnes som en rask og enkel metode. En fordel ved GSI-systemet er koblingen mellom GSI-verdien og parameterne som benyttes i bruddkriteriene til Hoek-Brown (m_b og s) og Mohr-Coulomb (c og φ). En utfordring ved klassifiseringssystemet er at estimering av GSI-verdien kan være noe subjektivt og krever erfaring (Cai et al., 2004).

RMR og Q-systemet er benyttet på et stort antall prosjekter og det er derfor mye tilgjengelig data knyttet til RMR- og Q-verdier. Ettersom GSI regnes som relativt enkelt å bruke vil en korrelasjon mellom GSI og RMR og Q-systemet være gunstig (Ceballos et al., 2014). Hoek og Brown (1997) foreslår følgende sammenheng mellom GSI og RMR, gitt av likning 2.16.

$$GSI = RMR - 5 \quad (2.16)$$

3 BERGSPENNINGER

3.1 In-situ spenninger

Spenningene i uforstyrret bergmasse er et resultat av overliggende bergmasse og den geologiske historien til bergmassen (Hoek & Brown, 1980a). Det er vanlig å beskrive bergspenningene ved bruk av en horisontal og en vertikal komponent, henholdsvis σ_h og σ_v . I følge Hoek og Brown (1978) kan vertikalspenningen i bergmassen uttrykkes ved likning 3.1.

$$\sigma_v = \rho gh \quad (3.1)$$

hvor ρ = gjennomsnittlig tettheten til berg massen, g = tyngdeakselerasjonen og h = berg-overdekningen. Generelt i Norge er vertikalspenningene som måles lik spenningene som dannes som følge av bergoverdekning (Hanssen, 1988). Horisontalspenningene induisert av gravitasjonen er gitt av likning 3.2.

$$\sigma_h = k\sigma_v \quad (3.2)$$

Konstanten k kan ifølge Amadei et al. (1988) estimeres ved hjelp av likning 3.3.

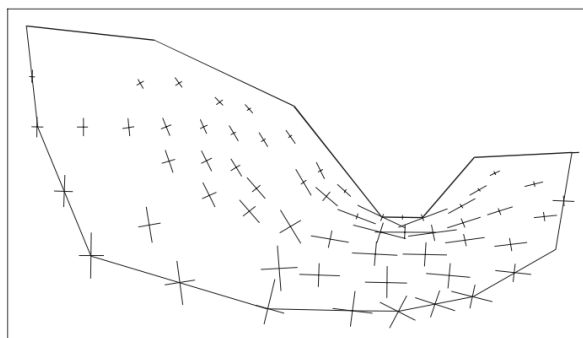
$$k = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (3.3)$$

hvor ν = poissons forholdstall.

Ifølge Nilsen og Palmström (2000) vil et poissons forholdstall, ν , lik 0,25 føre til at den gravitasjonsinduserte horisontalspenningen er omtrent 1/3 av vertikalspenningen. På tross av dette vil horisontalspenningene ofte være betydelig større enn det som er indikert fra vertikalspenningene, og horisontalspenningen induisert av gravitasjon utgjør bare en del av den totale horisontalspenningen. Årsaken til dette kan være residualspenninger, topografisk betingede spenninger eller tektoniske spenninger (Nilsen & Palmström, 2000; Savage et al., 1985).

Residualspenninger er spenninger som er dannet tidlig i bergmassens geologiske historie og et eksempel er spenninger forårsaket av sammentrekning som oppstår ved nedkjøling av magma. Dersom vertikalspenningen, σ_v , er uvanlig stor kan det i mange tilfeller skyldes residualspenninger (Nilsen & Palmström, 2000).

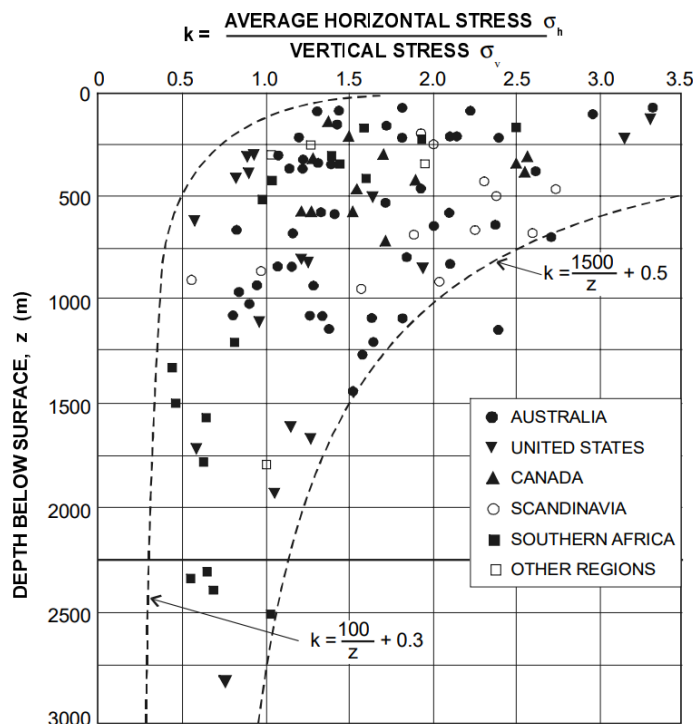
Topografisk betingende spenninger. I tilfeller der bergoverflaten ikke er horisontal vil topografien virke inn på spenningssituasjonen. Dette kan forekomme ved bratte dalsider, illustrert på Figur 3.1.



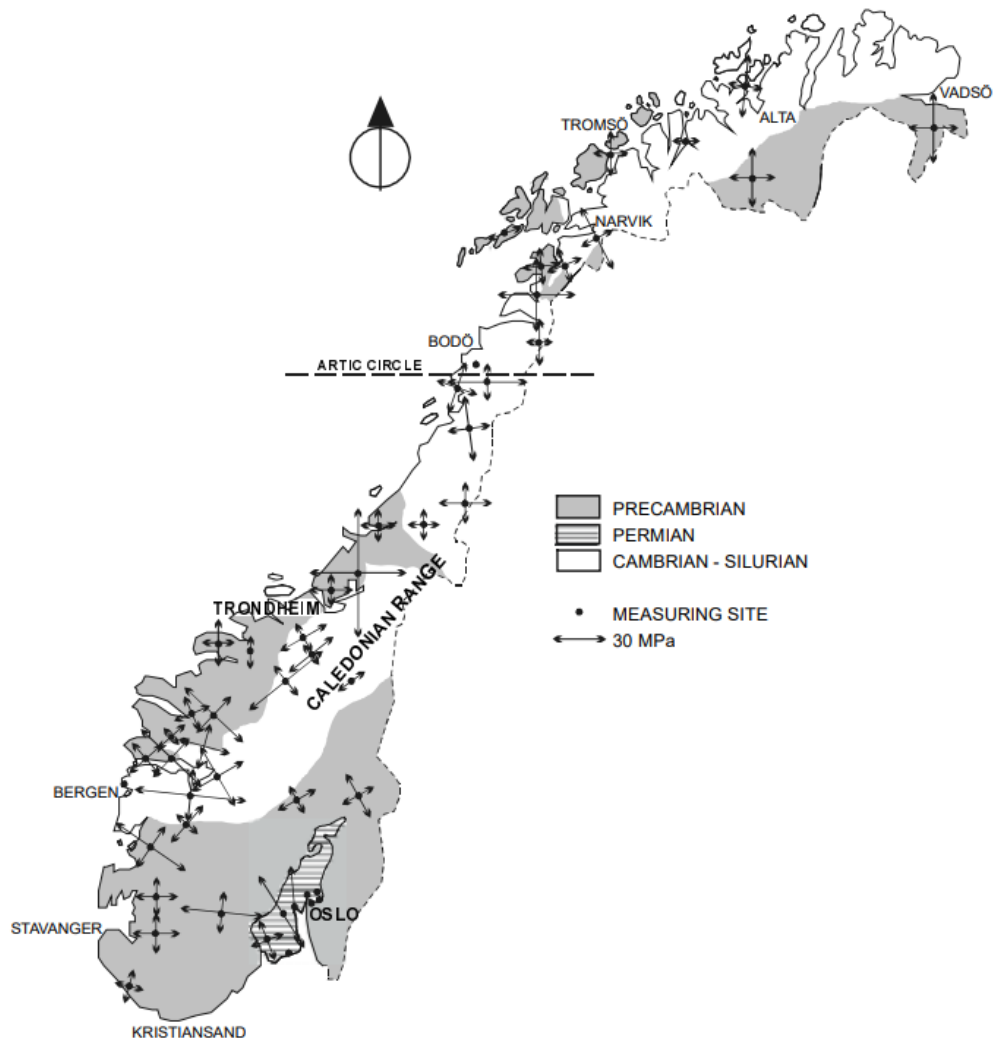
Figur 3.1. Fordelingen og størrelsen av største og minste hovedspenning i en dalside (Nilsen, 1979, referert til i Nilsen og Palmström (2000)).

Tektoniske spenninger skyldes hovedsakelig platetektonikk. Som følge av tektoniske spenninger er den faktiske horisontalspenningen, σ_h , gjerne større enn det som kunne vært forventet dersom horisontalspenningen kun var induisert av gravitasjonskreftene (Nilsen & Palmström, 2000). Høye horisontale tektoniske spenninger dominerer i Norge, og ned til 800-1000 meters dyp er gjerne de horisontale spenningene større enn vertikalspenningene (Hanssen, 1988). Figur 3.2 viser målte horisontal- og vertikalspenninger fra hele verden og illustrerer hvor varierende k-verdien kan være ved et gitt dyp. Ved grunne dyp er det spesielt stor variasjon av k-verdien (Hoek & Brown, 1978). Hoek og Brown (1978) foreslo et empiriske og hyperbolske forhold mellom k-verdien og dybden, vist på Figur 3.2. Forholdet mellom horisontalspenning og vertikalspenning, k, vil ifølge Hoek og Brown (1978) generelt befinne seg mellom grensene defineres i likning 3.4.

$$Z/100 + 0,30 \leq k \leq 1500/Z + 0,50 \quad (3.4)$$



Figur 3.2. Illustrasjon av hvordan forholdet mellom horisontal- og vertikalspenningene varierer med dybden. (Hoek og Brown (1980a) referert i Nilsen og Palmström (2000)).



Figur 3.3. Orientering av bergspenningene i Norge (Myrvang (1993) referert i Nilsen og Palmström (2000)).

3.2 Utfordringer knyttet til spenningsforholdene

Plassering og bergoverdekning, samt geologien, vil spille inn på hvilke typer utfordringer som kan oppstå i underjordsanlegg. Generelt kan det skilles mellom grunne og dyptliggende tunneler. Grunne tunneler er gjerne preget av begrenset bergoverdekning og lave spenninger. Dette kan føre til manglende innspenning og gjøre det utfordrende å oppnå den nødvendige bueformen som skal til for å etablere en selv bærende effekt i henget av tunnelen. Ved dyptliggende tunneler kan bergspenningene bli så store at de overskrider bergets eller bergmassens styrke. Avhengig av bergmassens egenskaper vil dette kunne forårsake bergslag (rock burst) eller skvising (squeezing). Tabell 3.1 viser spenningsrelaterte problemer som kan oppstå i underjordsanlegg. Spenningsinduserte utfordringer kan også oppstå ved ugunstig topografi. I situasjoner der topografien fører til høye eller anisotrope spenninger, som langs en dalside, kan spenningsutfordringer knyttet til høye spenninger oppstå på tross av kort avstand til overflaten (Selmer-Olsen & Broch, u.å.). Videre vil ulike spenningsinduserte stabilitetsutfordringer bli gjennomgått.

Tabell 3.1. Stabilitetsproblemer som kan oppstå ved ulikt nivå av spenninger. Modifisert etter NFF (2008).

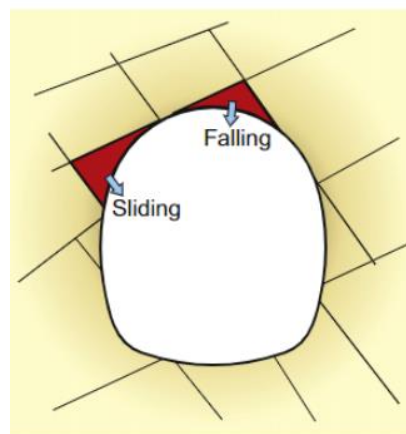
| Oppsprukket berg og lave spenninger | Høye spenninger |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none">• Blokknedfall som følge av manglende innspenning• Vanskelig å oppnå god buevirkning i heng og fare for kollaps. | <ul style="list-style-type: none">• Avskalling, spraking og bergslag for sprøtt og massivt berg.• Tidsavhengige deformasjoner og skvising for berg med plastiske egenskaper. |

3.2.1 Blokknedfall ved lave spenninger

Lav overdekning resulterer ofte i lave spenninger rundt tunnelåpningen. Manglende innspenning kan også forekomme i tilfeller hvor tunneler og bergrom bygges tett på allerede eksisterende utgravinger. I oppsprukket bergmasse vil lave spenninger redusere stabiliteten som følge av lave normalspenninger på sprekker (Nilsen & Palmström, 2000).

Ved lave spenninger vil gravitasjonskreftene være en drivende faktor ved utrasing og utglidning av kiler og blokker, illustrert på Figur 3.4. Dannelse av kiler og blokker er en vanlig stabilitetsutfordring i hardt berg. Kiler dannes fra kryssende diskontinuiteter og av den frie flaten dannet ved utgraving av tunnelen eller bergrommet. Tre eller flere diskontinuiteter må være til stede for å få dannet kiler og blokker. Plasseringen, orienteringen, størrelsen og formen til kilene som dannes vil kontrollere kilens stabilitet. I tillegg vil egenskapene ved diskontinuitetene som danner kilene spille inn på stabilitetene, som sprekkeruhet og overflateforhold (Curran et al., 2004; Nilsen, 2016).

De fleste algoritmene som benyttes ved undersøkelse av kilestabiliteten antar at spenningsnivået er så lavt at spenningene kan ignoreres. Denne antakelsen vil fungere ved stabilitetsvurdering i områder med lave in-situ spenninger som er typisk ved tunneler med lav bergoverdekning. Ved høye in-situ spenninger vil en slik antakelse være uriktig (Curran et al., 2004). Antakelser om ingen spenninger er i mange tilfeller en veldig konservativ antakelse og kiler lokalisert i hengt vil i følge en slik antakelse skli ut som et resultat av drivende gravitasjonskrefter (Curran et al., 2004).

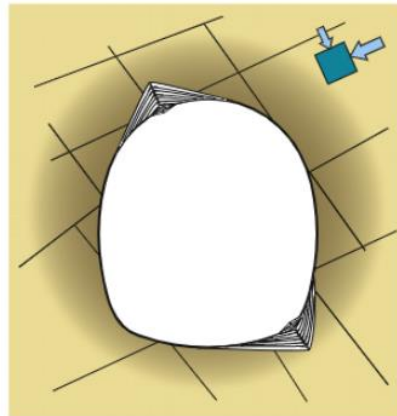


Figur 3.4. Illustrasjon av blokkfall og kile-utglidning i tunnel (Martin & Christiansson, 2009).

3.2.2 Bergslag og avskalling i hardt berg

Bergslag og sprak er fenomener som kan oppstå ved høye spenninger i tunneler og bergrom. Bergslag kan forekomme ved eller på tunnelstuff. Forekomsten av bergslag dominerer i massivt og hardt berg (Lee et al., 2018). Bergslag kan beskrives av en voldsom frigjøring av energi, hvor berget blir kastet ut eller forskjøvet. Jo hardere og stivere bergmassen er, jo mer energi kan lagres, som fører til at bergmassen vil være mer utsatt for voldsomme bergslag. Bergslag kan føre til stor skade på tunnelåpning og utstyr, redusere sikkerheten til tunnarbeidere og resultere i alvorlige ulykker (Mazaira & Konicek, 2015).

Spenningsmålinger har vist at anisotropi og tangentialspenninger i større grad er avgjørende for intensiteten på bergslag og spak, heller enn størrelser på største hovedspenning (Grimstad, u.å.). Høye, anisotrope spenninger kan føre til at de delene av tunnelomrisset som tangerer planet som dannes av største og intermediære hovedspenning kan være utsatt for spenningsproblematikk, som bergslag eller avskalling (Selmer-Olsen & Broch, u.å.). Dette er illustrert på Figur 3.5.



Figur 3.5. Illustrasjon av hvordan høye spenninger kan forårsake sprøbrudd i tunneler med hardt og sprøtt berg (Martin & Christiansson, 2009).

I tillegg til in-situ spenningene vil oppsprekking og skifrihet, samt orienteringen til disse, være viktig for dannelsen av avskalling og bergslag (Grimstad, u.å.). Oppsprukket bergmasse vil kunne ha en positiv innvirkning forekomsten av bergslag, og ved like spenningsforhold vil bergslag i større grad oppstå i massiv og lite oppsprukket bergmasse, sammenliknet med oppsprukket bergmasse (Lee et al., 2018). Erfaring har vist at sannsynligheten for avskalling øker betraktelig dersom orienteringen til skifriheten er parallell med tunnelens overflate og største hovedspenning er orientert normalt på tunnelaksen. Sannsynligheten for avskalling vil også øke ved økende tunnelverrsnitt (Grimstad, u.å.).

Avhengig av in-situ spenningene og bergmassens egenskaper vil graden av brudd kunne variere fra overflateavskalling til eksplosiv og voldsom bergslag. Ved svært høye spenninger er det vanskelig å unngå brudd-dannelse. For å kontrollere og minimere konsekvensene av bergslag kan det iverksettes tiltak for å: (i) predikere bergslag og (ii) forhindre bergslag (Mazaira & Konicek, 2015). I startfasen av prosjekter bør det forsøkes å identifisere potensielle soner der bergslag kan oppstå. For å undersøke potensiale for bergslag kan forholdet mellom største tangentialspenning og bergmassens styrke studeres (Panthi, 2006).

Både geologien og in-situ spenningene må tas i betraktning for å kunne predikere forekomsten av avskalling og bergslag. Dersom tangentialspenningene og bergmassens styrke indikerer at det er

potensiale for bergslags-problematikk kan størrelse og form på underjordsanlegget, samt drivemetode, tilpasses for å minimere risikoen. Numeriske metoder kan benyttes for både å predikere forekomsten av bergslag, men også for å optimalisere geometrien og designet av underjordsåpninger for å minimere bergslagsproblematikk (Mazaira & Konicek, 2015).

Erfaringer fra tunneldriving har vist at ved samme bergmasseforholdene har bergslag oppstått ved driving med TBM, men ikke ved konvensjonell boring og sprengning. Sprengningsvibrasjoner, sprekkedannelse og store deformasjoner i bergmassen er eksempler på bieffekter ved konvensjonell boring og sprengning, og som vanligvis regnes som ulemper ved drivemetoden. De tilsynelatende negative effektene ved konvensjonell boring og sprengning har vist seg å være en fordel ved driving i bergmasse utsatt for høye spenninger. Dannelsen av sprekker rundt tunnelåpningen resulterer i en beskyttende sone rundt tunnelen, og har lenge blitt benyttet som en metode for å forhindre bergslagsproblematikk (Mazaira & Konicek, 2015; Ortlepp & Stacey, 1994).

For å minimere konsekvensene av bergslag kan det installeres bergsikring i potensielle problem-områder. Ifølge Li (2021) består bergsikring i bergslagsområder typisk av tre komponenter: (1) overflateforsterkning (sprøytebetong, nett og fjell-bånd), (2) bolter og (3) kabelbolter. Bergsikringens motstand og styrke må være tilstrekkelig stor for å hindre store forskyvninger av berget. Samtidig behøves tilfredsstillende deformasjonsegenskaper for å fordele og spre energien som blir frigitt fra bergmassen.

3.2.3 Skvising i mykt berg

Tunnelskvising er en duktil deformasjon av berget som forekommer når bergspenningene overskrider bergmassens styrke. Når spenningene blir større enn styrken til den svake bergmassen starter en tidsavhengig, krypende deformasjon rundt tunnelkonturen (Panthi & Nilsen, 2007). Ved skvising vil bergmassen demonstrere en plastisk oppførsel preget av sakte deformasjoner. Skvising kan oppstå i svake bergarter, som skifer eller fyllitt, eller i forbindelse med svakhetssoner og bergmasse med lav kvalitet. Deformasjon av bergmassen i forbindelse med skvising skjer generelt rundt hele tunnelkonturen. Også tunnelstuff kan være utsatt for store deformasjoner og stabilitetsutfordringer (Kovari & Staus, 1996). Grad av skvising kan representeres ved å se på tunnelkonvergens, og Singh og Goel (1999) presenterte følgende forhold:

| | | |
|------|---------------------|---------------------------------------|
| i) | Mild skvising | Konvergens på 1-3 % av tunneldiameter |
| ii) | Moderat skvising | Konvergens på 3-5 % av tunneldiameter |
| iii) | Omfattende skvising | Konvergens på >5 % av tunneldiameter |

Kunnskap om bergmassens deformasjonsegenskaper spiller en viktig rolle ved planlegging og driving av tunneler i skvisende berg. Det er utfordrende å forutsi når og hvor tunnelskvising vil forekomme. Fenomenet oppstår ofte ved stor bergoverdekning og høye spenninger, men kan også foregå i områder som er utsatt for store horisontalspenninger, ofte som følge av tektonisk aktivitet (Cao et al., 2018). For å håndtere skvising bør det i en tidlig fase av prosjektet utarbeides en strategi som forsøker å minimere stabilitetsproblemene og optimalisere sikringen. Det er viktig med gode metoder som predikerer omfanget av tunnelskvisingen (Panthi & Nilsen, 2007).

I ekstreme tilfeller kan tunnelversnittet reduseres med flere titalls cm som følge av skvising (Nilsen & Palmström, 2000). Figur 3.6 viser omfanget av skvising i en vanntunnel der mangelfull sikring hadde blitt installert. Krypene deformasjoner kan føre til brudd i den installerte bergsikringen og resultere i store deformasjoner i bergmassen (Kovari & Staus, 1996).

Deformasjonen som forekommer i svakt berg er et resultat av tidsavhengig og tidsuavhengig deformasjon. Den tidsuavhengige deformasjonen forekommer rett etter utgraving. Nær tunnelstuff vil stuff fungere som en støttende pilar og støtter opp tunnelen. Ved avanserende tunnelstuff vil den tidsuavhengige deformasjonen øke. Dersom det planlegges for langsiktig stabilitet og sikring av tunnelen bør den installerte bergsikringen ta hensyn til både tidsavhengig og tidsuavhengig deformasjon (Panthi & Shrestha, 2018).



Figur 3.6. Vanntunnel i Venezuela. Tunnelen gjennomgikk omfattende skvising og tunnelversnittet ble betydelig redusert. I forgrunnen vises rehabiliteringen av tunnelen som innebar ytterligere utgraving og installering av sikring (Hoek & Marinos, 2009).

4 STABILITETSVURDERINGSMETODER

For å undersøke stabiliteten til tunneler og bergrom kan ulike metoder benyttes. De ulike stabilitetsvurderingsmetodene kan blant annet kategoriseres som empiriske eller analytiske metoder, eller være metoder som baserer seg på observasjoner av stabilitetsutfordringene. Empiriske metoder baserer seg på erfaringer og observasjoner fra tidligere prosjekter (Rahmani et al., 2012). Analytiske metoder inkluderer bruken av matematiske likninger, kan blant annet involvere numerisk og fysisk modellering (Bieniawski, 1989). Metodene som baserer seg på observasjon benytter overvåking av bergbevegelse og av bergsikringen for å oppdage stabilitetsutfordringer. Bieniawski (1989) påpeker at bruk av observasjonsmetoder er eneste mulighet for å verifisere resultatene fra de analytiske og empiriske metodene.

4.1 Empirisk metoder

Empiriske metoder regnes som relativt enkle å bruke og tar vanligvis kort tid å gjennomføre. Muligheten til å gjennomføre empiriske metoder i startfasen av tunnelprosjekter gjør empiriske metoder svært gunstige (Rahmani et al., 2012).

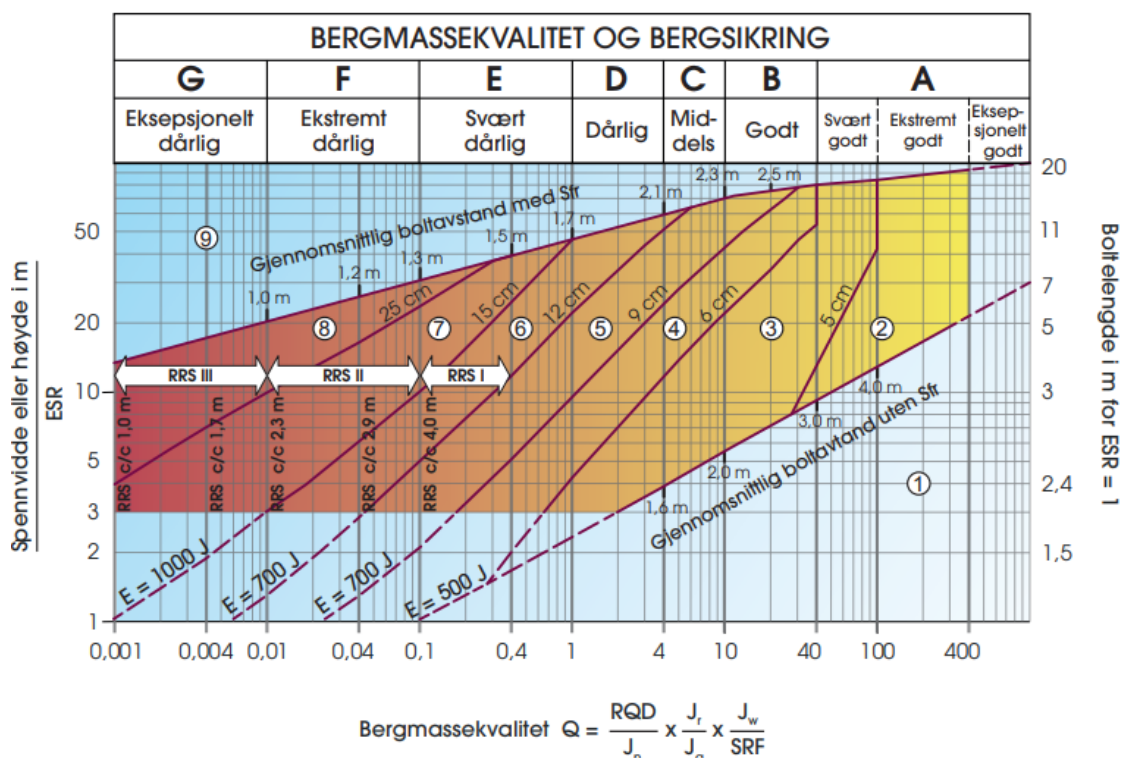
4.1.1 Sikringsestimering basert på empiriske metoder

Bergmasseklassifiseringsmetoder utgjør de mest brukte empiriske stabilitetsvurderingsmetodene (Bieniawski, 1989). For å undersøke bergmassekvaliteten og stabiliteten til tunneler og bergrom kan empiriske metoder benyttes. Både RMR og Q-metoden er internasjonalt aksepterte klassifikasjonssystemer og mye brukt i planlegging og design av bergsikring i tunnel. Ved bruk av både RMR og Q-systemet kreves erfaring og god forståelse for bergmassen og dens oppførsel (Palmstrom & Stille, 2007).

Q-systemet

Ved bruk av Q-systemet benyttes et sikringsdiagram for å bestemme sikring. Q-systemets sikringsdiagram er vist på Figur 4.1. Sikringsdiagrammet er utarbeidet basert på gjennomsnittet av utført sikring i over 1000 tunneler og bergrom (Palmstrøm et al., 2002). Sikringsmengde kan estimeres ved å kombinere Q-verdien med bergrommets dimensjoner og sikkerhetskrav. Sikkerhetskravet uttrykkes ved bruk av *Excavation Support Ratio* (ESR). Forholdet mellom bergrommets dimensjon og ESR er vist av likning 4.1 (NGI, 2015).

$$\frac{\text{Spennvidde eller høyde i m}}{ESR} = \text{Eivalent dimensjon} \quad (4.1)$$



Figur 4.1. Sikringsmengde som funksjon av bergmassekvaliteten og ekvivalent dimensjon (NGI, 2015).

Generelt vil sikringsmengden øke ved økende størrelse på bergrommet. Sikkerhetskravet er også avhengig av bruksområdet til tunnelen eller bergrommet, og Tabell 4.1 angir ulike verdier for ESR.

Tabell 4.1. ESR-verdier til underjordsanlegg med ulike bruksområder (NGI, 2015).

| Bruksområdet og type underjordsanlegg | ESR |
|---|---------|
| Midlertidig gruveåpninger | 3,5 |
| Vertikale sjakter | 2,0-2,5 |
| Vanntunneler, permanente gruveåpninger, sjakter | 1,6 |
| Lagringshaller, vei- og jernbanetunneler med lite trafikk, tilkomsttunneler, etc. | 1,3 |
| Kraftstasjoner, trafikkerte vei- og jernbanetunneler, etc. | 1,0 |
| Atomkraftverk, jernbanestasjoner, sportshaller osv./etc. | 0,8 |
| Bergrom av høy viktighet med lang levetid eller uten mulighet for vedlikehold. | 0,5 |

Sikringsanbefalingen fra Q-systemets sikringsdiagram gjelder for tunneler med tverrsnitt mellom T8,5-T12,5. Andre tunneltverrsnitt krever egen dimensjonering av sikringsmengden (Statens vegvesen, 2021b).

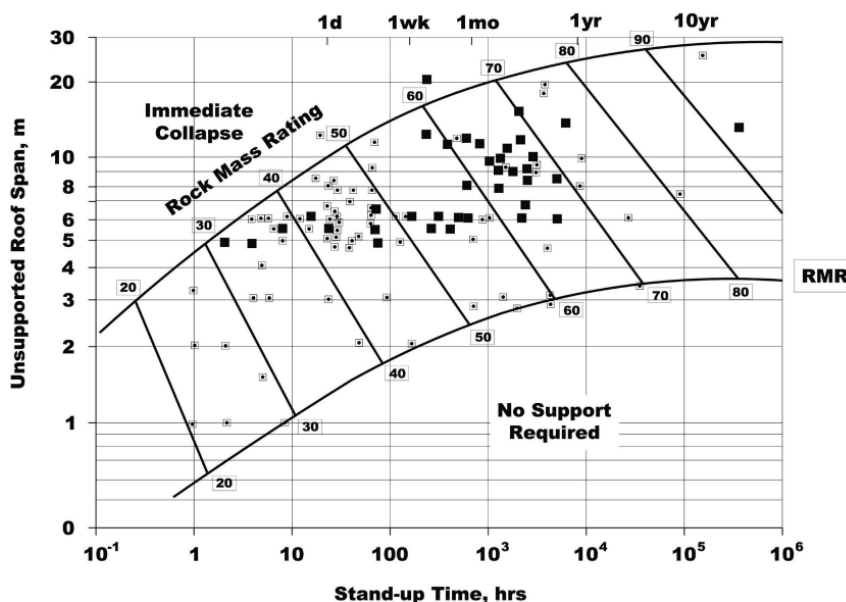
RMR

På samme måte som ved bruk av Q-metoden kan også estimerte RMR-verdier benyttes for å anslå nødvendig sikring av tunneler. Figur 4.2 viser anbefalt sikring av en 10 m bred tunnel basert på RMR-verdien til bergmassen.

| Rock mass class | Excavation | Support | | |
|----------------------------------|---|--|---|--|
| | | Rock bolts (20 mm diam., fully bonded) | Shotcrete | Steel sets |
| 1. Very good rock RMR: 81-100 | Full face: 3 m advance | Generally no support required except for occasional spot bolting | | |
| 2. Good rock RMR: 61-80 | Full face: 1.0-1.5 m advance; Complete support 20 m from face | Locally bolts in crown, 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh | 50 mm in crown where required | None |
| 3. Fair rock RMR: 41-60 | Top heading and bench: 1.5-3 m advance in top heading; Commence support after each blast; Commence support 10 m from face | Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown | 50-100 mm in crown, and 30 mm in sides | None |
| 4. Poor rock RMR: 21-40 | Top heading and bench: 1.0-1.5 m advance in top heading; Install support concurrently with excavation - 10 m from face | Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh | 100-150 mm in crown and 100 mm in sides | Light ribs spaced 1.5 m where required |
| 5. Very poor rock RMR < 21 | Multiple drifts: 0.5-1.5 m advance in top heading; Install support concurrently with excavation; shotcrete as soon as possible after blasting | Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert | 150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face | Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert |

Figur 4.2. Bruk av RMR for veiledning ved driving og sikring av tunneler. Tabellen kan benyttes som sikringsveiledning ved konvensjonell boring og sprengning av 10 meter brede, hesteskoformede tunneler, hvor vertikalspenningene er mindre enn 25 MPa (Bieniawski, 1989).

RMR-verdien kan også benyttes for å anslå tunnelens «stand up time». Stand-up time defineres som den tiden tunnelen trygt kan stå oppreist uten installasjon av sikring. Figur 4.3 viser stand up time som en funksjon av tunnelhengets spennvidde og RMR-verdier. Lav RMR-verdi og stort spenn er ugunstig for stand-up tiden.



Figur 4.3. «Stand-up time» som en funksjon av bergmassens RMR-verdi og spennvidden til hengt. Den plottede dataen representerer ras fra heng i gruver (mørke firkanter) og tunneler (lyse firkanter) (Bieniawski, 1989).

Begrensninger knyttet til sikringsestimering basert på Q-systemet og RMR

Flere av de empiriske klassifikasjonssystemene har begrensninger knyttet til bruk i områder med store spenninger (Palmstrom & Stille, 2007). RMR inneholder ingen input-parameter som vurderer

spenningsforholdene i bergmassen og sikringsestimeringen er begrenset til områder der spenningene < 25 MPa. Metoden regnes derfor som velegnet ved lave bergspenninger (Palmstrom & Stille, 2007).

Palmstrom og Stille (2007) hevder, basert på erfaring, at også Q-systemet fungerer best i bergmasse med lave spenninger og hvor blokknedfall er en potensiell stabilitetsutfordring. Ettersom systemet i tillegg inneholder input-parametere relatert til spenninger vil sikringsestimering i områder med relativt høye spenninger også kunne være tilstrekkelig. Ved svært høye spenninger er anvendelsen av spenningsfaktoren uklar. Det er også knyttet begrensninger til bruken av Q-metoden i skvisende berg og Q-metoden er lite egnet for bruk i tunneler som kan oppleve skvising (Singh et al., 1992).

Q-systemets sikringsdiagram kan benyttes ved varierende spennvidde på tunnelen. Diagrammet er best egnet ved bruk i bergmasse med Q-verdi mellom 0,1-40, og for tunneler med «ekvivalent dimensjon» på 2,5 – 30 meter (Lee et al., 2018). Sikringsdiagrammet knyttet til RMR er utviklet for tunnelspenn på 10 meter. Ved andre spennvidder må sikringsmengden vurderes. Dette kan gjøre det vanskelig å estimere sikringskostnader og sikringsmengder under planleggingsfasen av prosjekter.

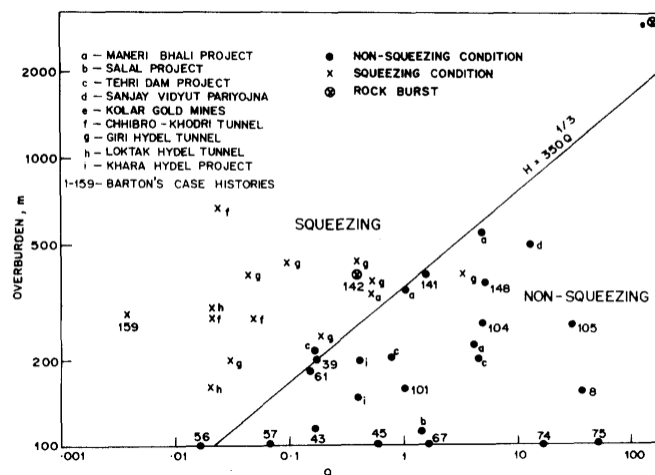
4.1.2 Prediksjon av skvising – En metode utviklet av Singh et al. (1992)

I studien utført av Singh et al. (1992) foreslås en empirisk metode for å predikere skvising i berg. Ifølge Singh et al. (1992) vil skvising kunne oppstå dersom:

$$\sigma_{\theta} > q_c \quad (4.2)$$

hvor σ_{θ} = tangentialspenningene og q_c = enaksielle styrken til bergmassen.

Gitt at σ_{θ} og q_c er kjent kan likning 4.2 benyttes for å predikere potensielle steder der skvising kan oppstå. I studien utført av Singh et al. (1992) poengteres det at det både er tidkrevende og kostbart å finne fordelingen av tangentialspenningene, σ_{θ} , og bergmassens stryke, q_c , langs en tunneltrasé. På bakgrunn av dette ble det utformet et empirisk kriterium for å predikere skvising. Kriteriet er vist av Figur 4.4. På Figur 4.4 presenteres et logaritmisk forhold mellom bergmassekvaliteten gitt av Q-verdien og tunnelens overdekning.



Figur 4.4. Det empiriske kriteriet utformet av Singh et al. (1992) for å predikere skvisende bergforhold (Singh et al., 1992).

Linjen på Figur 4.4 presenterer skillet mellom tilfeller der det antas å forekomme skvising, og situasjoner der skviseproblematikk ikke vurderes som sannsynlig. Linjen er representert av likning 4.3.

$$H = 350 Q^{1/3} \quad (4.3)$$

hvor H = overdekning [m] og Q = bergmassekvalitet gitt av Q-verdien.

Ifølge det empiriske kriteriet utformet av Singh et al. (1992) kan skvising forekomme dersom tunnelens overdekning, H, overskrider $350 Q^{1/3}$.

4.1.3 Klassifisering av spenningsutfordringen – En del av Q-systemet

Q-systemet baserer seg på seks parametere, hvor spenningsfaktoren, SRF, er en av dem. SRF beskriver forholdet mellom bergmassens styrke og spenningene rundt åpningen (NGI, 2015). I Q-systemet er spenningssituasjonen inndelt i fire klasser. En av klassene omfatter kompetent berg hvor stabilitetsproblemer anslås å være en følge av høye eller lave spenninger.

Q-systemet benytter en tabell for å anslå SRF-verdien til de ulike klassene. Deler av tabellen kan potensielt brukes for å undersøke potensialet for avskalling og bergslag ved driving av tunneler i kompetent bergmasse. Denne er vist på Tabell 4.2. For å vurdere stabiliteten behøves tre input-parametere; styrken av intakt berg, største hovedspenning og største tangentialspenning (Panthi, 2021). Ved å benytte Tabell 4.2 kan potensielle spenningsinduserte stabilitetsutfordringer predikeres.

Tabell 4.2. En del av Q-systemets tabell for anslag av SRF-verdi kan benyttes for å anslå potensielle spenningsproblemer i kompetent bergmassen. Modifisert etter Panthi (2021) og NGI (2015).

| Beskrivelse av potensielle spenningsinduserte stabilitetsutfordringer | σ_{ci}/σ_1 | $\sigma_{\theta maks}/\sigma_{ci}$ | SRF |
|---|------------------------|------------------------------------|-----------|
| Lave spenninger nær overflaten, åpne sprekker | >200 | <0,01 | 2,5 |
| Medium spenninger, gunstige spenningsforhold | 200 - 10 | 0,01 - 0,3 | 1 |
| Høye spenninger, vanligvis gunstig for stabiliteten | 10 - 5 | 0,3 - 0,4 | 0,5 - 5 |
| Moderat avskalling etter > 1 time | 5 - 3 | 0,5 - 0,65 | 5 - 50 |
| Avskalling og bergslag etter få minutter | 3 - 2 | 0,65 - 1 | 50 - 200 |
| Voldsom bergslag og umiddelbare tøyingsbrudd | <2 | >1 | 200 - 400 |

4.2 Analytisk metoder

4.2.1 Kirsch likninger

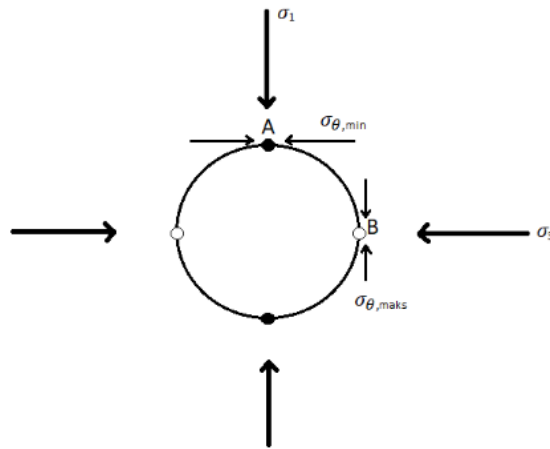
Ved utgravninger i bergmassen vil spenningsforholdene påvirkes. Generelt vil spenningene rundt åpningen være definert av åpningens geometri og spenningssituasjonen før utgravning (Nilsen & Palmström, 2000). Kirsch likninger kan brukes for å undersøke tangentialspenningene rundt en sirkulær tunnelåpning. Største og minste tangentialspenning er gitt av likning 4.4 og 4.5.

$$\sigma_{\theta maks} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (4.4)$$

$$\sigma_{\theta min} = 3\sigma_3 - \sigma_1 \quad (4.5)$$

De største tangentialspenningene, $\sigma_{\theta maks}$, vil dannes der σ_1 tangerer tunnelåpningen. På lik linje vil de minste tangentialspenningene, $\sigma_{\theta min}$, dannes der σ_3 tangerer tunnelåpningen. Ved en sirkulær tunnelåpning kan dette illustreres av Figur 4.5. I tilfeller med stor spenningsanisotropi vil minste

tangentialspenning, $\sigma_{\theta min}$, kunne være negativ. I praksis vil negativ bergspenning indikere strekkspenninger. Stor spenningsanisotropi kan også føre til at den største tangentialspenningen, $\sigma_{\theta maks}$, overskrider bergets styrke.



Figur 4.5. Fordelingen av tangentialspenninger rundt en sirkulær åpning. De største tangentialspenningene vil dannes der σ_1 tangerer tunnelkonturen, mens de minste tangentialspenningene vil dannes der σ_3 tangerer tunnelkonturen.

Ikke-sirkulære åpninger

I tunneler og bergsøm som er utformet med en ikke-sirkulær form vil geometrien til åpningen, og spesielt kanter og hjørner, ha stor påvirkning på tangentialspenningene (Nilsen & Palmström, 2000). Hoek og Brown (1980a) utviklet en metode for å estimere tangentialspenningene rundt ikke-sirkulære åpninger. Tangentialspenningene i heng og vegger kan beskrives ved hjelp av likning 4.6 og 4.7 (Nilsen & Palmström, 2000).

$$\sigma_{\theta_{heng}} = (A \times k - 1) \sigma_z \quad (4.6)$$

$$\sigma_{\theta_{vegg}} = (B - k) \sigma_z \quad (4.7)$$

hvor k = horisontal/vertikal spenningsforholdet σ_z = vertikalspenningene, A og B = faktorer for ulike utforminger av underjordsåpningen.

Figur 4.6 viser hvordan faktorene A og B varierer for ulike utforminger av underjordsåpningen.

| | Tunnel shape | | | | | | | | | |
|----------|--------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | | | | | | | | | |
| A | 5.0 | 4.0 | 3.9 | 3.2 | 3.1 | 3.0 | 2.0 | 1.9 | 1.8 | 1.8 |
| B | 2.0 | 1.5 | 1.8 | 2.3 | 2.7 | 3.0 | 5.0 | 1.9 | 1.9 | 3.9 |

Figur 4.6. Faktorene A og B for ulike utforminger av underjordsåpningen (Hoek & Brown, 1980a)

4.2.2 Dybdepåvirkningen av avskalling

For å oppdage og undersøke potensiell sprøbrudd-dannelse utviklet Martin og Christiansson (2009) en metode. Metoden regnes for å være relativt enkel å bruke og kan benyttes i tidlige faser av prosjektet.

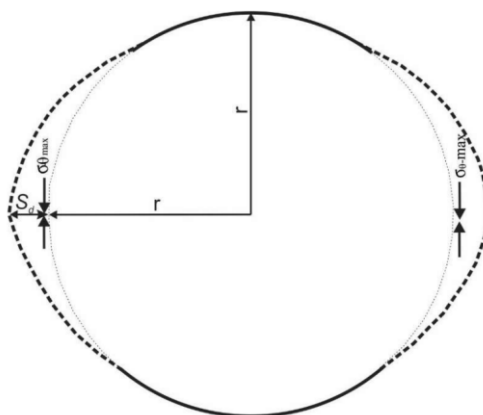
For å kunne vurdere potensialet for avskalling er den maksimale tangentialspenningen vesentlig. Ved sirkulært tverrsnitt vil den maksimale tangentialspenningen kunne estimeres ved bruk av Kirschs likning. I realiteten vil tangentialspenningene på tunnelkonturen være et resultat av tunnelens utforming og orientering i forhold til in-situ spenningene. For å bestemme tangentialspenningene på tunnelkonturen til ikke-sirkulære tverrsnitt kan man benytte numerisk modellering. En annen faktor som må vurderes ved undersøkelse av potensiell avskalling er bergmassens avskallingsstyrke, σ_{sm} . I hardt berg av god kvalitet vil brudd ofte resultere i avskalling. Til sammenlikning vil brudd i svake bergarter ofte resultere i skjærbrudd (Martin & Christiansson, 2009). For sprø og massiv bergmasse kan det antas at bergmassens avskallingsstyrke er mindre enn halvparten av bergartens enaksielle kompresjonsstyrke (Panthi, 2017).

Dersom den maksimale tangentialspenning, $\sigma_{\theta maks}$, overskrider bergmassens avskallingstyrke, σ_{sm} , vil avskalling kunne forekomme. Da vil det være nødvendig å vurdere omfanget av avskallingen. Martin og Christiansson (2009) utviklet likning 4.8 for beregning av avskallingens dybdepåvirkning. Likning 4.8 gjelder for tilnærmet sirkulære tunneler.

$$S_d = r \left(0,5 \frac{\sigma_{\theta maks}}{\sigma_{sm}} - 0,52 \right) \quad (4.8)$$

hvor S_d = avskallingens utstrekning målt fra tunnelkonturen, r = radiusen til den sirkulære tunnelen, $\sigma_{\theta maks}$ = størrelsen på den maksimale tangentialspenningen, σ_{sm} = bergmassens avskallingsstyrke. S_d , r og $\sigma_{\theta maks}$ på et sirkulært tunnelprofil er illustrert på Figur 4.7.

Ulike metoder er foreslått for å beregne bergmassens avskallingsstyrke. I følge Martin og Christiansson (2009) er avskallingsstyrken, σ_{sm} , til massive, krystallinske bergarter i Skandinavia rundt 0,5-0,6 ganger σ_{ci} . Diederichs (2014) foreslår å benytte en avskallingsstyrke, $\sigma_{sm} = 0,4-0,6$ ganger bergartens enaksielle kompresjonsstyrke, mens Panthi (2006) foreslår at bergmassens avskallingsstyrke, σ_{sm} , kan representeres ved bruk av bergmassens styrke, σ_{cm} .



Figur 4.7. Illustrasjon av avskallingsproblematikk i tunnel med sirkulært tverrsnitt. Spenningsanisotropi og høye vertikalspenninger fører til store tangentialspenninger i veggene til tunnelen (Panthi, 2021).

4.2.3 Stabilitetsproblemer relatert til svake bergarter

For å predikere tunnelskvisning i mykt og svakt berg kan en rekke metoder benyttes, blant annet metodene utviklet av Hoek og Marinos (2000) og av Panthi og Shrestha (2018). Ved bruk av begge metodene vil det oppnås god oversikt over de plastiske deformasjonene i tunnelen.

Hoek and Marinos (2000)

Ved underjordsprosjekter er det viktig med pålitelige estimater av potensielle problemer som kan oppstå. Når tunneler og bergrom er drevet i svak og deformbar bergmasse kan det forekomme skvisning. Hoek (1999) påpeker at bergmassen kan betraktes som svak dersom bergmassens kompresjonsstyrke er mindre enn en tredjedel av in-situ spenningene som virker på bergmassen. For å vurdere tunnelskvisning utformet Hoek og Marinos (2000) en semi-analytisk metode. Likning 4.9 beskriver den totale deformasjonen av en tunnel lokalisert i skvisende bergmasseforhold (Hoek & Marinos, 2000).

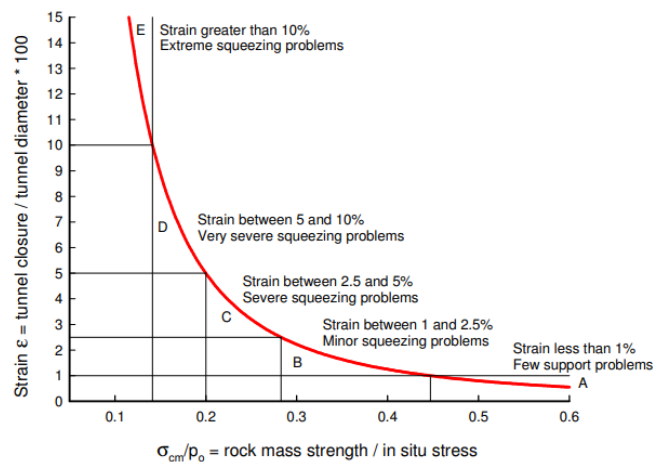
$$\varepsilon_t = \left(0,2 - 0,25 \times \frac{p_i}{p_o}\right) * \left(\frac{\sigma_{cm}}{p_o}\right)^{\left(2,4 \frac{p_i}{p_o} - 2\right)} \quad (4.9)$$

hvor, ε_t = total tunneltøyning i prosent, p_i = det indre trykket fra bergsikringen, p_o = in-situ spenningene, σ_{cm} = bergmassens styrke.

Dersom trykket fra bergsikringen, p_i , er lik null, vil den totale tunneltøyningen kunne regnes ut ved å sette $p_i = 0$ inn i likning 4.9, som vist av likning 4.10 (Panthi, 2006).

$$\varepsilon_t = 0,2 \times \left(\frac{\sigma_{cm}}{p_o}\right)^{-2} \quad (4.10)$$

Metoden utviklet av Hoek og Marinos (2000) kan gi en god indikasjon på om skviseproblematikk kan oppstå i svak bergmasse. Dersom hele eller deler av tunnelen vurderes til å ha sannsynlighet for skvisning kan Figur 4.8 benyttes for å klassifisere skvisningen. Fra Figur 4.8 vil en tøyning, ε_t , < 1% tyde på lite problemer med bergsikring, mens $\varepsilon_t > 10\%$ indikerer alvorlige problemer knyttet til skvisning.



Figur 4.8 Kurven viser det omtrentlige forholdet mellom tøyningen i tunnelen og vanskelighetsgraden knyttet til driving av tunneler i skvisning berg. Kurven er utarbeidet for tunneler uten installert sikring (Hoek & Marinos, 2000).

Metoden utviklet av Hoek og Marinos (2000) gjelder for sirkulære tunneler med isotrope spenningsforhold (Panthi, 2006). Fra metoden er det kun mulig å få informasjon om den endelige tunneldeformasjonen, og metoden skiller ikke mellom øyeblikkelig deformasjon og endelig deformasjon. I virkeligheten har de fleste tunneler en ikke-sirkulær form og spenningsforholdene i skvisende bergmasse er sjeldent isotropt (Panthi, 2021) (Panthi, 2021).

Panthi and Shrestha (2018)

De tidsuavhengige deformasjonene som forekommer ved driving gjennom svakt berg kan regnes som øyeblikkelige deformasjoner. Den endelige tunneldeformasjonen er et resultat av både den tidsuavhengige deformasjonen og den tidsavhengige deformasjonen (Panthi & Shrestha, 2018). For å regne ut øyeblikkelig og endelig tunneltøyning foreslår Panthi og Shrestha (2018) likning 4.11 og 4.12.

$$\varepsilon_{IC} = 3065 \left(\frac{\sigma_v(1+k)/2}{2G(1+p_i)} \right)^{2,13} \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{FC} = 4509 \left(\frac{\sigma_v(1+k)/2}{2G(1+p_i)} \right)^{2,09} \quad (4.12)$$

hvor, ε_{IC} = øyeblikkelig tunneltøyning, ε_{FC} = endelig tunneltøyning, G = skjærmodulus, p_i = tykk fra installert bergsikring og k = horisontal/vertikal spenningsforholdet.

De fleste tunneler vil ha en viss form for spenningsanisotropi. En fordel ved likning 4.11 og 4.12 er at de inneholder parameteren k som sier noen om forholdet mellom horisontal og vertikalspenningen (Panthi & Shrestha, 2018).

4.3 Sikringsestimering

I norske tunneler er det vanlig å benytte en kombinasjon av bolter og sprøytebetong for å sørge for tilstrekkelig og permanent sikring. I tilfeller med spesielt dårlig berg kan andre sikringstiltak, som armerte sprøytebetongbuer eller betongutstøpning, benyttes. Ved bruk av bolter og sprøytebetong må en rekke parametere bestemmes, blant annet type bolt, boltelengde, bolteavstand og sprøytebetongtykkelse.

4.3.1 Bolter

Til permanent sikring skal det benyttes fullt innstøpte bolter (Statens vegvesen, 2016). Dette kan være forspente eller ikke-forspente kombinasjonsbolter, avhengig av bergforholdene. Dersom det benyttes bolter uten forspenning, vil det kunne foregå noe deformasjon før boltens effekt utnyttes (NFF, 2020).

Boltelengde

Boltelengden kan bestemmes på bakgrunn av:

- Empiriske likninger. I følge Nilsen og Palmström (2000) har lengden på bolter brukt i norske tunneler ofte blitt bestemmes ved bruk av likning 4.13.

$$Lb = 1,4 + 0,184 Dt \quad (4.13)$$

hvor, Lb = boltelengden [m] og Dt = diameter eller spennvidde til tunnelen [m].

Dersom bergmassen er preget av oppsprekking og blokkstørrelsen er kjent, kan nødvendig boltelengde i heng og vegger estimeres fra likning 4.14 og 4.15.

$$Lb_{heng} = 1,4 + 0,16Dt \left(1 + \frac{0,1}{Db}\right) \quad (4.14)$$

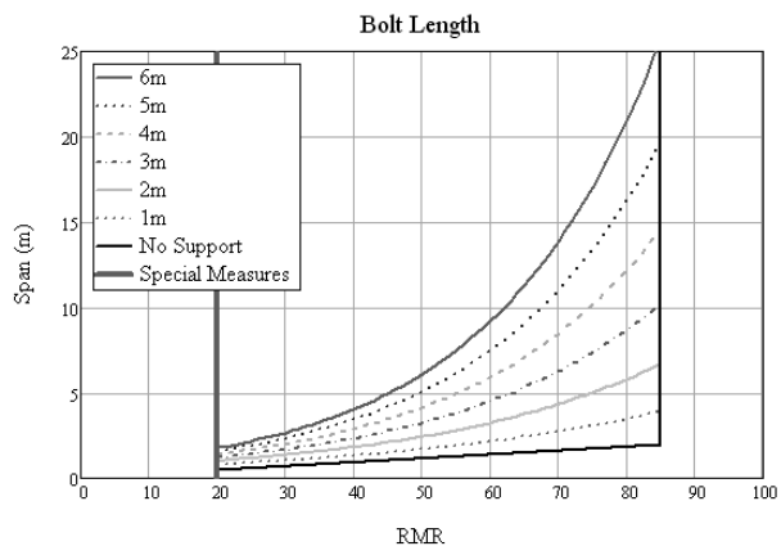
$$Lb_{vegg} = 1,4 + 0,08(Dt + 0,5Wt) \left(1 + \frac{0,1}{Db}\right) \quad (4.15)$$

hvor Db = blokkens diameter [m] og Wt = tunnelens vegghøyde [m]

- Avskallingsdybden. I tunneler med hardt berg kan også boltelengden baseres på beregnet avskallingsdybde. Avskallingsens omfang målt fra tunnelkonturen, S_d , kan benyttes for å estimere boltelengde. For å at effekten av boltene skal være god kreves det at boltene forankres i godt berg. Her er det gunstig at boltene har en slik lengde at de er forankret i minst 1 meter godt berg. Dette gir en boltelengde, Lb , som vist av likning 4.16.

$$Lb > S_d + 1m \quad (4.16)$$

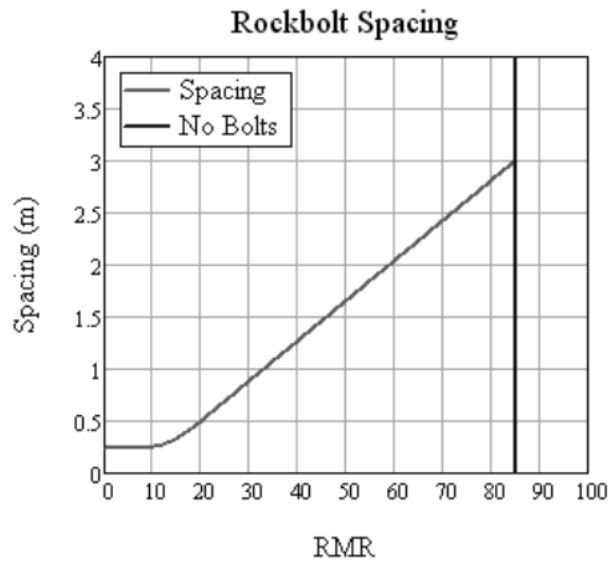
- Bergmasseklassifiseringssystemer. Både Q-systemet og RMR kan benyttes for å anslå boltelengde. Fra Q-systemet blir boltelengde estimert på bakgrunn av tunnelens spennvidde, og Figur 4.1 kan benyttes for lengdeestimering. Figur 4.9 viser hvordan boltelengde kan estimeres fra bergmassens RMR-verdi og tunnelens spennvidde. Figuren er utarbeidet basert på empiriske retningslinjer i gruveprosjekter, samt numerisk modellering (Lowson & Bieniawski, 2013).



Figur 4.9. Estimering av boltelengde på bakgrunn av RMR-verdien (Lowson & Bieniawski, 2013).

Bolteavstand

Både RMR og Q-systemet kan benyttes for å anslå bolteavstanden. Fra Q-systemet er anvisningen av bolteavstand basert på bergmassekvaliteten (Q-verdien) og kan beregnes basert på sikringsdiagrammet på Figur 4.1. Ved bruk av RMR blir bolteavstanden beregnet på bakgrunn av RMR-verdien. Figur 4.10 viser bolteavstand som en funksjon av bergmassens RMR-verdi. Ved $RMR > 85$ anslås det som tilstrekkelig med spredt bolting.



Figur 4.10. Bolteavstand som funksjon av RMR-verdien (Lowson & Bieniawski, 2013).

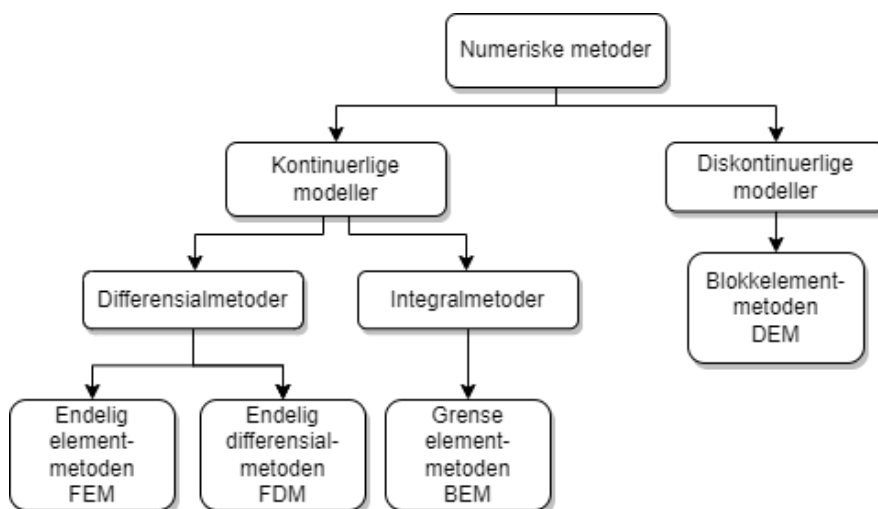
4.3.2 Sprøytebetongtykkelse

Q-systemets sikringsdiagram, Figur 4.1, gir anbefalinger knyttet til sprøytebetongtykkelse i underjordsanlegg. Sprøytebetongtykkelsen øker ved økende spennvidde og ved synkende Q-verdi. Basert på RMR-verdien kan Figur 4.2 benyttes for å anslå nødvendig sprøytebetongtykkelse i tunneler med spennvidde på 10 m.

I norske tunneler er det krav til minimum sprøytebetongtykkelse ved permanent sikring. Ved sikringsklasse I skal 80 mm sprøytebetong benyttes. I undersjøiske tunneler i saltvanssoner er kravet til minimumtykkelse for sprøytebetong satt til 100 mm (Statens vegvesen, 2021b).

4.4 Numerisk modellering

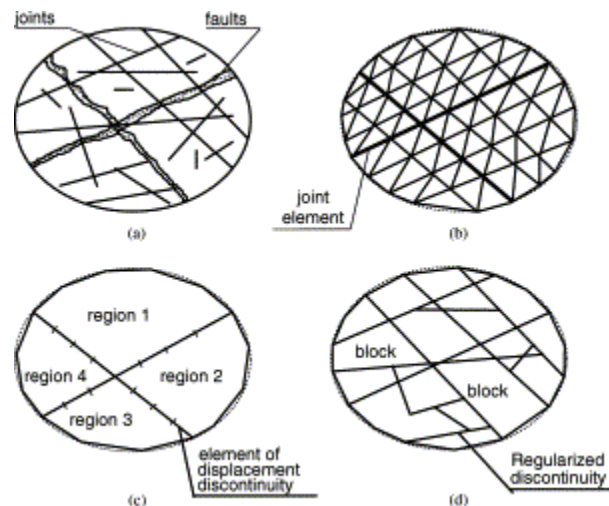
Numerisk modellering er et effektivt verktøy som kan benyttes for å undersøke og vurdere stabiliteten til tunneler og bergrom. Innen bergmekanikk kan numeriske metoder klassifiseres som vist av Figur 4.11 (Scheldt, 2002).



Figur 4.11. Ulike numeriske metoder som kan benyttes ved modellering av bergmassen. Modifisert etter Scheldt (2002).

Numeriske metoder kan deles inn i kontinuerlige eller diskontinuerlige modeller. Ved kontinuerlige modeller blir bergmassen modellert som et kontinuerlig medium og det tas kun med et begrenset antall diskontinuiteter i modelleringen. Ved diskontinuerlige modeller modelleres bergmassen som et system sammensatt av individuelle blokker (Scheldt, 2002).

Innen bergmekanikk benyttes hovedsakelig endelig element-metoden (FEM), grense element-metoden (BEM) og blokk element-metoden (DEM) ved modellering av bergmassen (Scheldt, 2002). Figur 4.12 viser hvordan hver av de tre metodene fremstiller bergmassen ved modellering.



Figur 4.12. (a) viser oppsprukket bergmasse. En representasjon av den oppsprukne bergmassen vises ved bruk av FEM eller FDM i (b), BEM i (c) og DEM i (d) (Jing, 2003).

Input-parameter til den numeriske modelleringen

Ved bruk av numeriske metoder behøves informasjon om de fysiske og mekaniske egenskapene til berget. Som påpekt av Rahmani et al. (2012) kan det ofte være utfordrende å få tilgang på slik informasjon i en tidlige faser av prosjektet. Egenskaper ved berget og bergmassen kan finnes fra laboratorieundersøkelser og bergmekaniske tester. Det er ofte knyttet store kostnader og mye tid til gjennomføring av slike tester, og alternativt kan derfor parameterne estimeres. Denne estimeringen øker usikkerheten knyttet til beregningene fra den numeriske modellen (Rahmani et al., 2012).

Nøyaktigheten til modelleringen

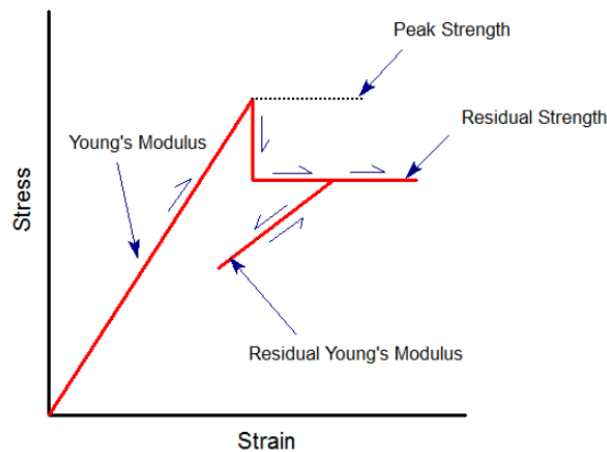
Feil og unøyaktigheter fra den numeriske modelleringen kan blant annet komme fra:

1. Forenklinger. Ved modellering av problemet vil det være nødvendig å gjøre enkelte forenklinger. Dette vil kunne påvirke resultatet fra modelleringen. Svært detaljerte modeller vil føre til lange og krevende utregninger. Det vil derfor måtte gjøres en avveining på hvor mye forenklinger som kan gjøres for at modellen fremdeles skal kunne gi tilstrekkelig gode resultater.
2. Antagelser om at bergmassen og dens oppførsel og respons kan uttrykkes ved bruk av kontinuerlige modeller.
3. Usikkerheter knyttet til input-parameterne. Fra laborietesting kan styrken til en bergartsprøve testes. Skalering av lab-resultatene til styrkeegenskapene til bergmassen i felt kan være vanskelig (Rocscience, 2021).

4.4.1 RS2

RS2 er et 2D modelleringsprogram som benytter den endelige element-metoden (FEM) ved modellering av berg og løsmasser. Programvaren har en rekke ulike bruksområder innen berg og løsmasse og kan blant annet benyttes for å undersøke skråningsstabilitet, design av underjordsanlegg, bergspenninger, deformasjoner og installasjon av sikring (Rocscience, u.å.-c).

I RS2 kan bergmassen modelleres som et plastisk eller elastisk materiale. Ved elastiske materialegenskaper vil ikke materialet gå i brudd. For å undersøke hvilke områder som går i brudd kan styrkefaktoren, SF, undersøkes. Styrkefaktoren beregnes ved å se på forholdet mellom bergmassens styrke og de induserte bergspenningene. Ved SF-verdier mindre enn én regnes materialet for å ha gått i brudd. Ved plastiske materialegenskaper kan materialet demonstrere ikke-lineær spenning-tøyningsoppførsel og gå i brudd (Edelbro, 2010). For å modellere egenskapene til et elastisk og isotropt materiale benyttes én verdi av E-modulen. Dersom bergmassen modelleres som et plastisk materiale er det mulig å definere en residual E-modul og en residual stryke-parameter. Den residuale E-modulen blir kun brukt dersom materialet går i brudd og deretter er utsatt for endrede lastforhold. Dette illustreres av Figur 4.13 (Rocscience, u.å.-b).



Figur 4.13. For plastisk og isotropt materiale vil det i RS2 kunne defineres en residual E-modul og en residual styrke-parameter. I RS2 antas en brå overgang fra maksimal stryke til residual styrke (Rocscience, u.å.-b).

4.4.2 UnWedge

UnWedge er et 3D-stabilitetsvurderingsprogram som benytter likevektsmetoden for å evaluere stabiliteten til blokker og kiler i underjordsanlegg (Oreste & Cravero, 2008). UnWedge kan benyttes for å undersøke plasseringen og størrelsen til potensielle kiler (Hoek, 2006). I UnWedge kan sikkerhetsfaktoren (*Factor of Safety*) beregnes for kiler som dannes rundt tunnelen og bergrommet. For å gjennomføre en analyse i UnWedge må minst tre sprekkesett defineres. En viktig del av enhver likevektsanalyse innebærer estimeringen av sprekkeplanenes skjærstyrke-parametere (Hoek, 2006). I UnWedge kan sprekkenes skjærstyrke analyseres ved hjelp av tre forskjellige styrkekriterier: Mohr-Coulomb, Barton-Bandis og *Power Curve*.

I UnWedge kan det gjennomføres deterministiske analyser eller sannsynlighetsanalyser (*probabilistic analysis*). I en deterministisk analyse antas det at verdien av alle input-parametere er kjent. Videre vil UnWedge regne ut sikkerhetsfaktoren for hver kile som dannes (Rocscience, u.å.-a). I en

sannsynlighetsanalyse vil usikkerheten til input-parameterne bli tatt hensyn til. I stedet for å benytte en enkelt verdi for hver input-parameter vil hver input-parameter være representert av en rekke verdier som representerer en sannsynlig fordeling av input-verdiene (Nilsen, 2017). Videre vil det for hver kile estimeres en fordeling over ulike sikkerhetsverdier som benyttes for å regne ut sannsynligheten for brudd eller utglidning (Rocscience, u.å.-a).

5 OPPSUMMERING AV PROSJEKTET – FORBORDSFJELLTUNNELEN

5.1 E6 Kvithammar – Åsen

Samferdselsprosjektet E6 Kvithammar – Åsen er lokalisert i Trøndelag og strekker seg fra Kvithammar i Stjørdalen kommune til Åsen i Levanger kommune. Strekningen som skal utbygges har en lengde på 19,8 km og vil forkorte reisetiden mellom Kvithammar og Åsen med 9 minutter. 12 km av den planlagte utbygde strekningen vil ligge i tunnel (Ny Veier, 2022). Prosjektet innebærer totalt fem veitunneler; Forbordsfjelltunnelen, Høghåmmårtunnelen, Ramshåmmårtunnelen, Grubbåstunnelen og Åsen-tunnelen. Prosjektet vil ha seks dagsoner; Kvithammar, Langsteindalen, Vuddudalen, Kleiva, Stokkan og Åsen (Hæhre, 2022). Figur 5.1 viser den nye E6-strekningen med planlagte veitunneler og dagsoner.

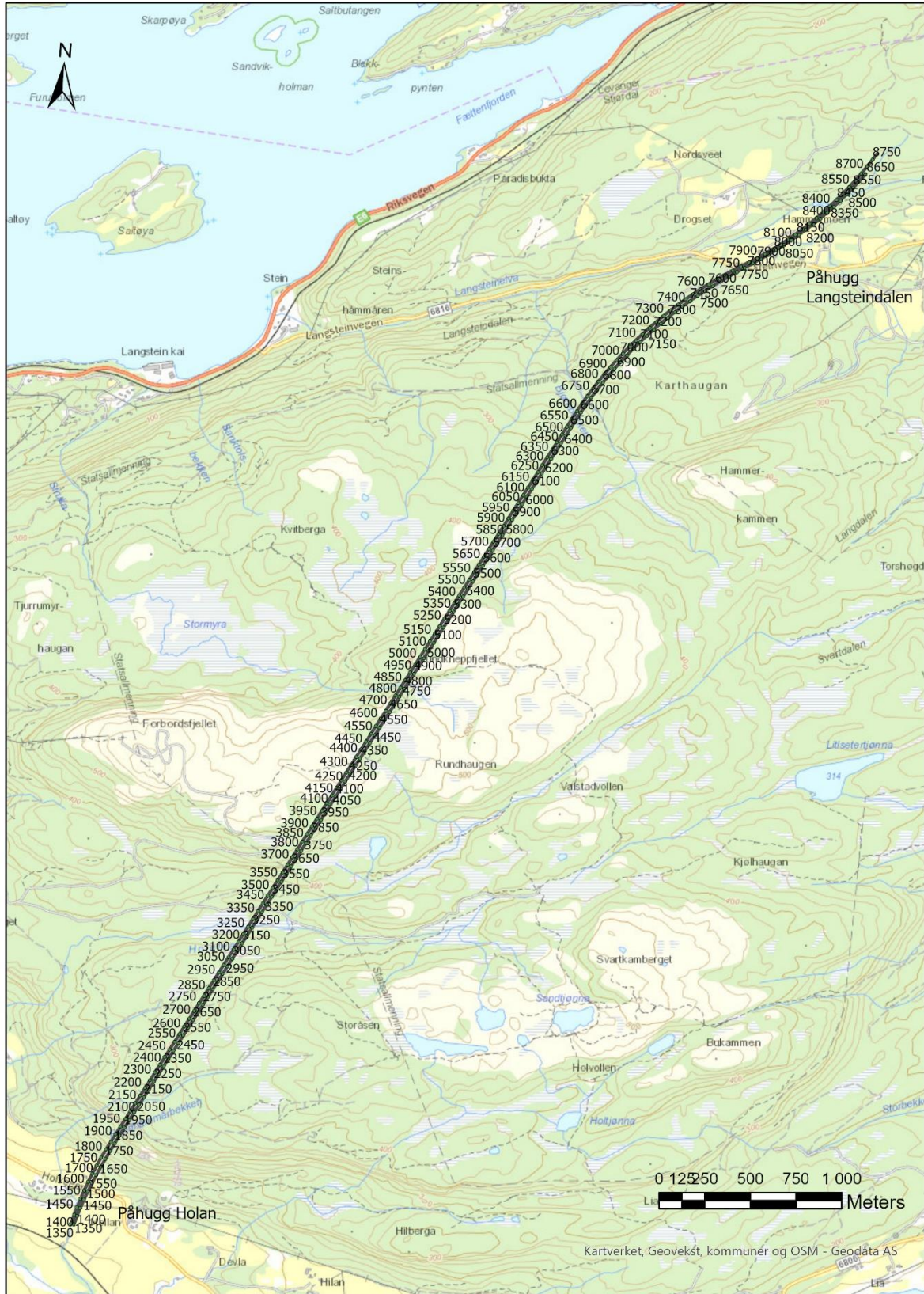


Figur 5.1. Illustrasjon av den planlagte strekningen på E6 mellom Kvithammar og Åsen (Ny Veier, 2022).

5.2 Forbordsfjelltunnelen

Forbordsfjelltunnelen er den lengste tunnelen på strekningen og har en lengde på litt over 6 km. Tunnelen er lokalisert i Stjørdalen kommune og ÅDT for år 2045 er estimert å være 13 500. Tunnelen skal ha profil T10,5 og tilhører tunnelklasse E. Det er planlagt doble tunnelløp og firefelts motorvei med fartsgrense på 110 km/t gjennom Forbordsfjellet. Hver 250 m skal det etableres gangbare tverrforbindelser (Sweco, 2020). Tunnelen har påhugg sør ved Holan og nord i Langsteindalen. Forbordsfjelltunnelens trase vil ha en orientering SV-NØ. Figur 5.2 viser den planlagte tunneltraseen gjennom Forbordsfjellet. Påhugg sør ved Holan skal etableres ved profil 1542 (nordgående løp), og påhugg nord ved Langsteindalen skal etableres ved profil 7586.

Det er utarbeidet et lengdeprofil over tunnelstrekningen gjennom Forbordsfjellet. Dette er vist i Vedlegg A1. Lengdeprofilen viser blant annet variasjonen i topografien og overdekningen langs tunnelstrekningen. Antatte bergartsgrenser og svakhetssoner er også markert på lengdeprofilen og plasseringene er basert på tolkninger utført av Sweco (2020).



Figur 5.2. Oversikt over den planlagte tunneltraseen gjennom Forbordsfjellet.

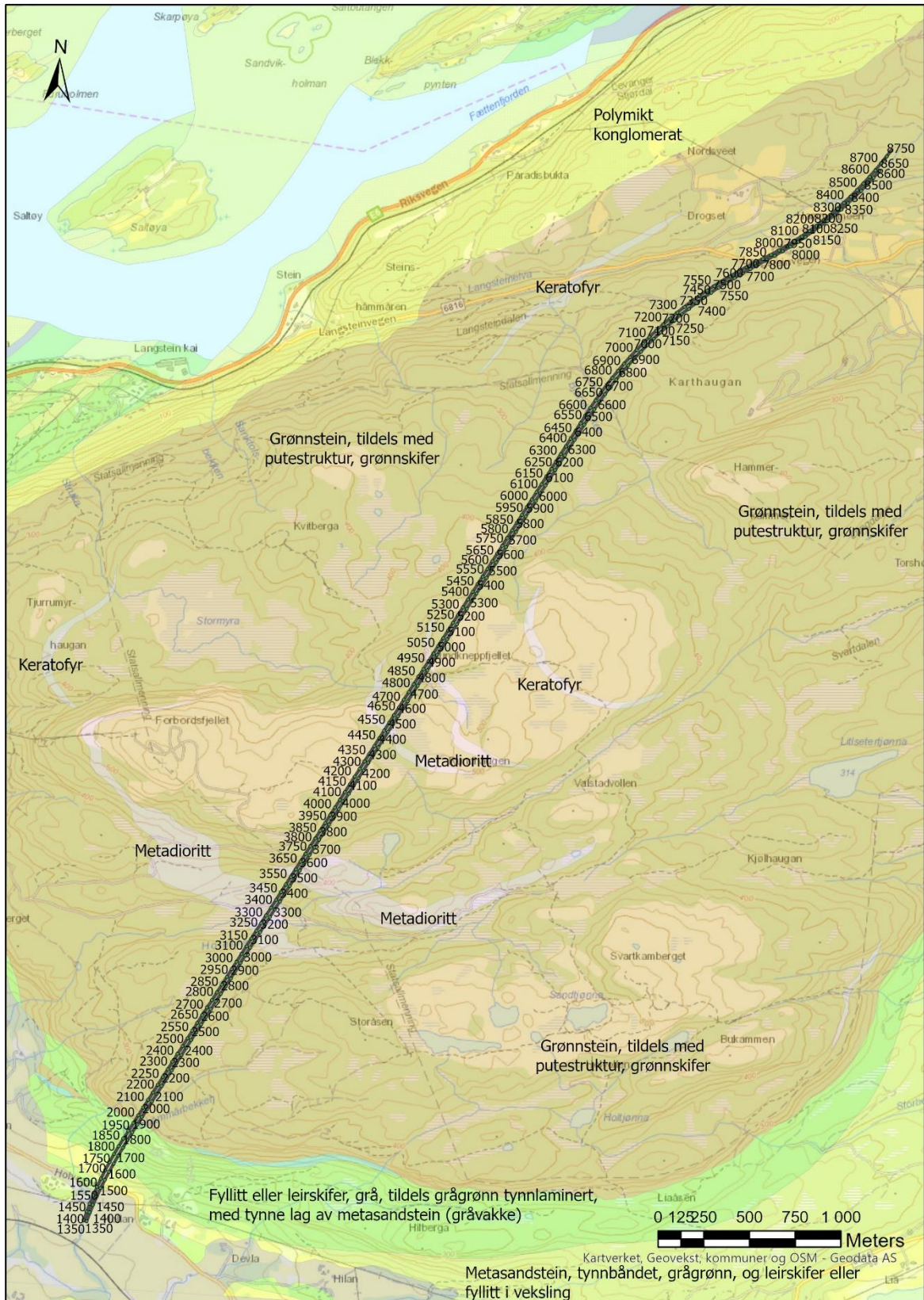
5.3 Geologiske forhold langs Forbordsfjelltunnelen

5.3.1 Berggrunnsgeologi og bergmassebeskrivelse

Under dannelsen av den Kaledonske fjellkjede ble sedimentære og vulkanske bergarter skjøvet inn over Baltica som skyvedekker. Sammenstøtet førte til regionalmetamorfose av bergartene, hvor graden av metamorfose avhenger av hvilke lokaliteter som undersøkes (Fossen et al., 2013). Bergartene i prosjektområdet tilhører Undre Hovinggruppen som er en del av Størensdekket i Trønderlagsområdet (Sweco, 2020; Wolff, 1979).

Figur 5.3 viser NGUs berggrunnskart over prosjektområdet. Berggrunnskartet angir at tunneltraseen gjennom Forbordsfjellet hovedsakelig vil drives gjennom to bergarter; fyllitt og grønnstein. Det sørlige påhugget ved Holan og de sørlige delene av tunneltraseen er forventet drevet gjennom fyllitt, mens påhugget i Langsteindalen og de nordlige delene av tunneltraseen er forventet drevet gjennom grønnstein.

Fyllitten i prosjektområdet er preget av tydelig foliasjon. Foliasjonen har et fall på ca. 30 grader mot nordøst. Fallretningen til foliasjonen er parallell med den planlagte tunnelens lengdeakse. I overgangen mellom fyllitt og grønnstein forventes en skyvesone. Det antas at skyvesonen har et fall på mellom 10-30 grader mot nordøst. I overgangssonen er det stedvis registrert kalkholdig grønnstein. Ved påhuggsområdet ved Holan er det på NGUs berggrunnskart registrert fyllitt eller leirskifer, med innslag av metasandstein. Bergmassen er foldet og skifrig (Sweco, 2020). Fra påhugg sør ved Holan og innover i Forbordsfjellet forventes det å drive gjennom rundt 1100 meter med fyllitt før drivingen vil støte på skyvesonen og bergartsgrensen mellom fyllitt og grønnstein.



Figur 5.3. Berggrunnskart NGU.

5.3.2 Oppsprekking

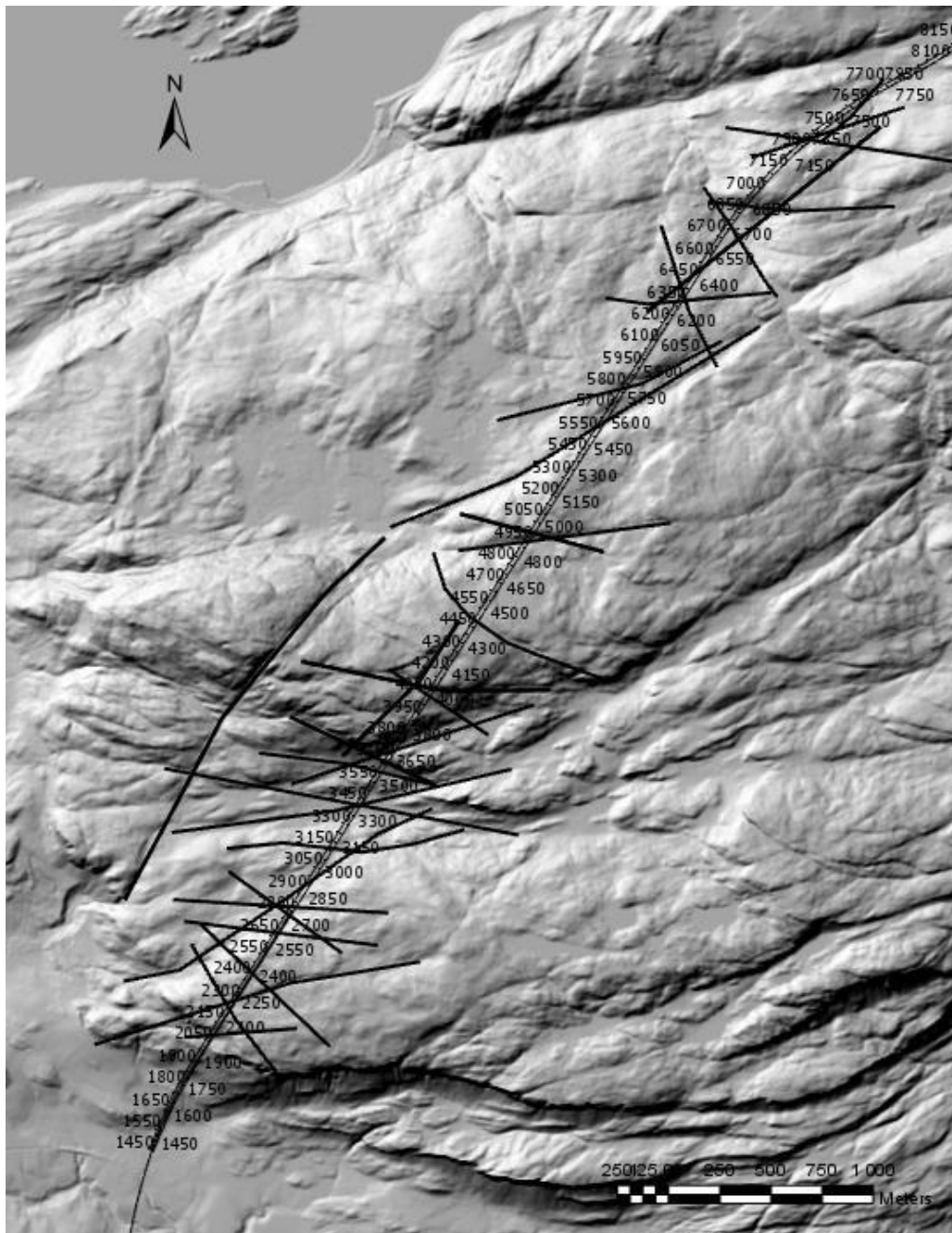
Fra kartlegging ved påhuggene og enkelte områder over traseen er det identifisert tre til fire sprekkesett, samt sporadiske sprekker. Hovedsprekkesettene orientering og karakter er presentert i Tabell 5.1. Basert på ingeniørgeologisk kartlegging og registrering av sprekker er det utformet sprekkeroser og stereoplott (Vedlegg A2).

Tabell 5.1. Hovedsprekkesett identifisert i området knyttet til Forbordsfjelltunnelen (Sweco, 2020).

| | Orientering | Sprekkeavstand | Sprekkekarakteristika | Kommentar |
|----|-------------------------------|----------------|---|---|
| 1. | N60-70°V/30°NØ (Foliasjon) | 0,05-0,1 m | Glatte og plan/bølgede sprekkplan. | Oppsprekking langs fyllittens foliasjon. Ikke et definert sprekkesett i grønnsteinen. |
| 2. | N30-50°Ø/60°NV-60°SØ | 0,3-2 m | Irregulære og bølgede sprekkplan med ru overflate. Noe overflateforvitring. | Mest utpreget i grønnsteinen. |
| 3. | N0-20°V/80°NØ-60°SV | 0,5-1 m | | Mest utpreget i fyllitten. |
| 4. | N50-70°Ø/60-80°NV | 0,5-1 m | Irregulære og bølgede sprekkplan med ru overflate. | |

5.3.3 Lineamenter langs tunneltraseen

Langs Forbordsfjelltunnelen kan det identifiseres 33 lineamenter som krysser eller er lokalisert nær tunneltraseen. Lineamentene er identifisert av søkk eller forsenkning i terrenget og funnet fra fjellskyggekart og topografiske kart (Sweco, 2020). Lineamentene langs tunneltraseen er vist på Figur 5.4. Dersom lineamentene representerer svakhetssoner kan disse utgjøre potensielle utfordringer ved tunnelnivå. Undersøkelse av fall til lineamentene vil være nødvendig for å identifisere krysning med pel-nummer. Fra den ingeniørgeologiske rapporten er lineamentenes fallretning anslått på bakgrunn av (1) krumningen av utgående i hellende terreng, (2) berggrunnsgeologiske kart fra NGU med strukturegeologiske tolkninger og (3) strøk og fall til sprekkesett (Sweco, 2020). Lineamentene er også vist på tunnelens lengdeprofil på Vedlegg A1.

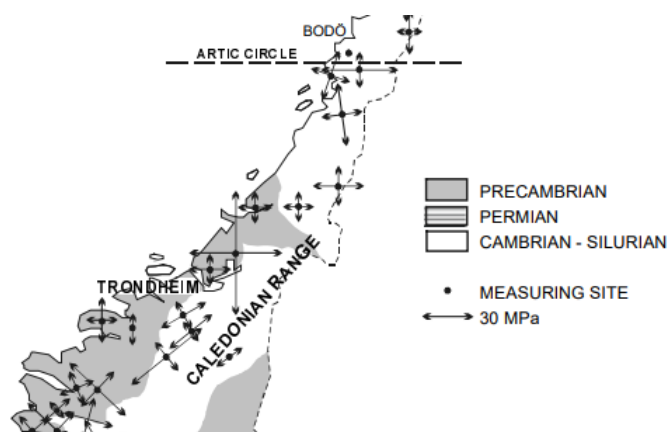


Figur 5.4. Lineamentene som krysser tunneltraseen gjennom Forbordsfjellet (Sweco, 2020)

5.3.4 Bergspenninger

Majoriteten av Forbordsfjelltunnelen vil ha en bergoverdekning mellom 200-400 meter. Strekningen fra profil nr. 4000 – 5300 vil ha opp mot 470 meter i bergoverdekning. Det er ikke gjennomført spenningsmålinger i forbindelse med driving gjennom Forbordsfjellet. Det er ikke observert bergspenningsytringer i nærliggende bergskjæringer og det er heller ikke kjent at nærliggende anlegg har hatt utfordringer knyttet til høye spenninger (Sweco, 2020).

Figur 5.5 viser hvordan horisontalspenningene i Midt-Norge er orientert. I området rundt Forbordsfjellet er horisontalspenningene orientert i retning N-S / Ø-V. Horisontalspenningene er av omtrentlig lik størrelse.



Figur 5.5 Horisontalspenningene i Midt-Norge (Myrvang (1993) referert i Nilsen og Palmström (2000)).

Ved påhuggene på Holan og Langsteindalen er det begrenset bergoverdekning. I begge påhuggsområdene forventes lave bergspenninger og redusert innspenning.

5.3.5 Ingeniørgeologiske undersøkelser

I forbindelse med utarbeidelse av ingeniørgeologisk rapport til reguleringsplan er følgende undersøkelser gjennomført:

- I. Ingeniørgeologisk kartlegging
- II. Grunnboringer
- III. Kjerneboringer
- IV. Laboratorieundersøkelser

Ingeniørgeologisk kartlegging

Den ingeniørgeologiske kartleggingen i felt er hovedsakelig utført ved påhuggsområdene, samt enkelte områder i terrenget over traseen. I området for påhugg sør ved Holan er nærliggende bergblotninger og vegskjæringer benyttet i kartleggingen. Ved påhugg nord ved Langsteindalen er synlig bergblotninger i forbindelse med bergskrenter og bekkeløp benyttet for kartlegging (Sweco, 2020).

Under feltkartleggingen ble det gjennomført vurderinger knyttet til bergartsfordelingen, bergmassens oppsprekking, svakhetssoner, spenningsforhold, hydrogeologiske forhold og skredfare. Behovet for supplerende grunnundersøkelser ble også vurdert basert på feltkartleggingen (Sweco, 2020).

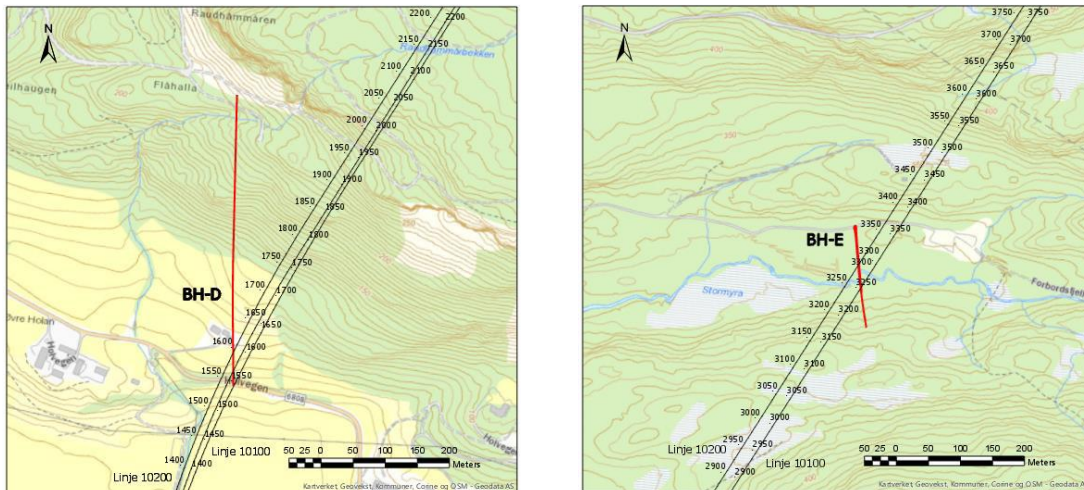
Grunnboringer

Det er utført totalsondering og dreietrykksondering som en del av de ingeniørgeologiske undersøkelsene. Grunnboringene er utført ved det sørlige påhugget ved Holan. Fra grunnboringene fremkommer det at løsmassemektigheten ved påhuggsområdet er mellom 1-3 meter. Ved det nordlige påhugget er det ikke gjennomført grunnboringer. Dette er basert på begrenset løsmassemektighet observert under den ingeniørgeologiske kartleggingen. Foruten om påhuggsområdene vurderes bergoverdekningen til å være av en slik størrelsesorden at det ikke anses som nødvendig med flere grunnboringer (Sweco, 2020).

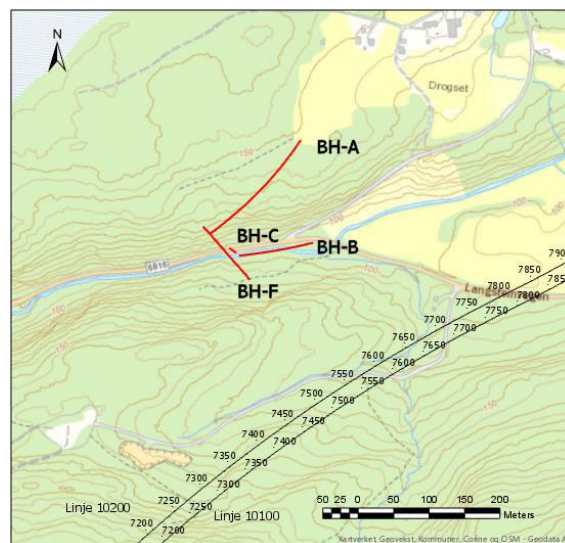
Kjerneboringer

Langs tunneltraseen gjennom Forbordsfjellet er det utført to kjerneboringer; BH-D og BH-E, vist på Figur 5.6. I en tidlig fase av prosjektet E6 Kvithamar-Åsen var det planlagt å etablere en lang tunnel mellom Holan og Vuddudalen. Det var ingen dagsone planlagt ved Langsteindalen. I den forbindelse ble det gjennomført kjerneboringer for å undersøke svakhetssonen som var forventet langs med

Langsteindalen. Det ble boret fire borehull, BH-A, BH-B, BH-C og BH-F, som vist på Figur 5.7. Disse er boret i grønnstein, og BH-A kan anses som representativt for de nordre områdene av tunneltraseen gjennom Forbordsfjellet, på tross for at hullet er boret et stykke vest for den planlagte traseen. (Sweco).



Figur 5.6. BH-D ble boret fra det sørlige påhuggsområdet ved Holan. BH-E er boret fra ca. profil 3350 ved Seterkleiva til rundt 60 meter under tunnelnivå (Sweco, 2020).



Figur 5.7. Kjerneborehull BH-A, BH-B, BH-C og BH-F boret i Langsteindalen (Sweco, 2020).

Kjerneborehull BH-D

Kjerneborehull BH-D ble boret horisontalt og tilnærmet parallelt med tunneltraseen. Borehullet starter ved påhugg sør ved Holan. BH-D er ca. 450 meter langt og boret gjennom fyllitt. Fra kjerne logging er om lag 405 meter av det totalt 450 meter lange borehullet er gitt Q-verdi mellom 4 – 30. Av de resterende 45 meterne er Q-verdien vurdert til å være mellom 0,3 - 4. Disse partiene er preget av høy oppsprekingsgrad, noe sleppemateriale og leirsoner (Sweco, 2020). Figur 5.8 viser en typisk kjernekasse fra borehull BH-D.



Figur 5.8. Typisk bergmasse fra BH-D, 190 til 195 m (Sweco, 2020).

Kjerneborehull BH-E

Kjerneborehull BH-E er boret ved profil 3350 ved Seterkleiva. Borehullet er ca. 360 m langt og er boret til rundt 60 meter under tunnelnivå. Kjernelogging viser at det stort sett bores gjennom grønnstein, med stedvis innslag av kalsitt. De 15 nederste meterne av kjerneboringen viser en kalkrik overgangssone mellom grønnstein og fyllitt (Sweco, 2020). Figur 5.9 viser en typisk kjernekasse fra borehull BH-E.



Figur 5.9. Typisk bergmasse fra BH-E, 236-241,1 m (Sweco, 2020).

Figur 5.10 viser en illustrasjon over kjerneborehull BH-E ved Seterkleiva. Bergoverdekningen ved Seterkleiva er omtrent 265 m. Borehull BH-E er boret med et fall på 60 grader i forhold til horisontalen. Ved å undersøke fallet til BH-E og overdekningen ved Seterkleiva kan det anslås at borehullet krysset tunnelnivå ved ca. 305 m. Dermed kan kjernelogging av materialet fra ca. 305 m benyttes for å skaffe informasjon om bergmassen ved tunnelnivå. Fra kjerneloggingen er Q-verdien for partiet 278,8 - 307,5 m anslått til å være 4-10.



Figur 5.10. Illustrasjon over BH-E ved Seterkleiva. Hullet har et fall på 60 grader fra horisontalen.

Laboratorieundersøkelser

Fra kjerneprøvene ble det tatt stein- og leirprøver for testing. Fyllittens og grønnsteinens enaksiale trykkfasthet ble testet av SINTEF. For fyllitten ble det gjennomført fem målinger, hvor resultatene varierte fra 46,1 - 70,5 MPa, med et gjennomsnitt på 56,5 MPa. Fyllittens enaksiale trykkfasthet kan klassifiseres som høy. Grønnsteinens trykkfasthet ble målt fra borekjerne fra Seterkleiva (BH-E) og Langsteindalen (BH-A) og hadde verdier på henholdsvis 135,1 MPa og 91,2 MPa. Dette kan klassifiseres som høy til meget høy enaksial trykkfasthet. Tabell 5.2 viser et gjennomsnitt av resultatene for enaksial trykkfasthet for fyllitt, samt grønnsteins enaksiale trykkfasthet funnet ved Seterkleiva (BH-E) og Langsteindalen (BH-A). Densiteten til grønnstein og fyllitt ble også funnet fra laboratorietester og er presentert i Tabell 5.3.

Tabell 5.2. Enaksial trykkfasthet, σ_c , for fyllitt og grønnstein. Verdiene er funnet fra BH-D, BH-E og BH-A.

| | Fyllitt Holan BH-D | Grønnstein | |
|---|--------------------------|---------------------|------------------------|
| | | Seterkleiva BH-E | Langsteindalen BH-A |
| Enaksial trykkfasthet, σ_c [MPa] | 56,5 | 135,1 | 91,2 |

Tabell 5.3 Densiteten til fyllitten og grønnsteinen.

| | Fyllitt | Grønnstein |
|-------------------------------|---------|------------|
| Densitet [g/cm ³] | 2,77 | 2,96 |

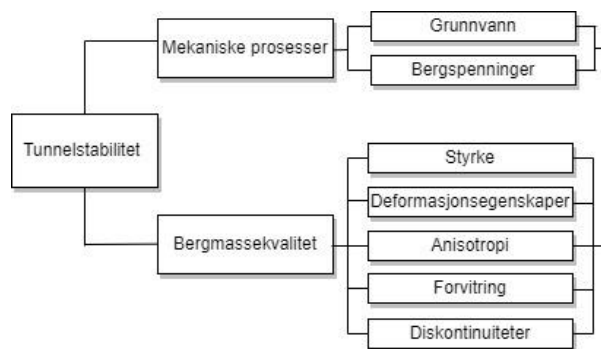
Det er også gjennomført tester for å undersøke steinmaterialets egnethet til vegformål, samt frisvellingstester og testing av svelletrykket. Leirprøvene er hentet fra sprekksoner eller svakhetssoner fra kjerneborehull langs traseen til Forbordsfjelltunnelen. Fra leirprøvene ble materialets frisvelling og svekketrykket testet. Resultatene fra svelletrykksanalysen er presentert i Tabell 5.4.

Tabell 5.4. Resultater fra svelletrykksanalysen av leirprøvene (Sweco, 2020).

| | BH-D Holan 210-215 m | BH-D Holan 370-370,5 m | BH-E Seterkleiva 313,4 m |
|------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|---|
| Fri svelling [%] | 159 Høy | 114 Middels | 145 Høy |
| Svelletrykk [MPa] | 0,24 Middels | 0,17 Middels | 0,18 Middels |

6 STABILITETSVURDERING I HELHET

Ved driving av tunneler og bergrom kan de ingeniørgeologiske utfordringene i hovedsak kategoriseres i tre grupper: (1) Utfordringer relatert til bergmassens kvalitet og egenskaper, (2) utfordringer knyttet til bergspenningene og (3) grunnvannsproblematikk og vanninnstrømning (Panthi, 2012). Dette illustreres av Figur 6.1. Det vil ofte være en sammenheng mellom de mekaniske prosessene som virker inn på bergmassen, som bergspenninger og grunnvann, og bergmassekvaliteten. Hvilke ingeniørgeologiske utfordringer som dominerer vil variere fra prosjekt til prosjekt og er avhengig av prosjektets lokalitet. I tillegg vil underjordsåpningens form, størrelse og orientering spille inn på stabiliteten (Panthi, 2006).



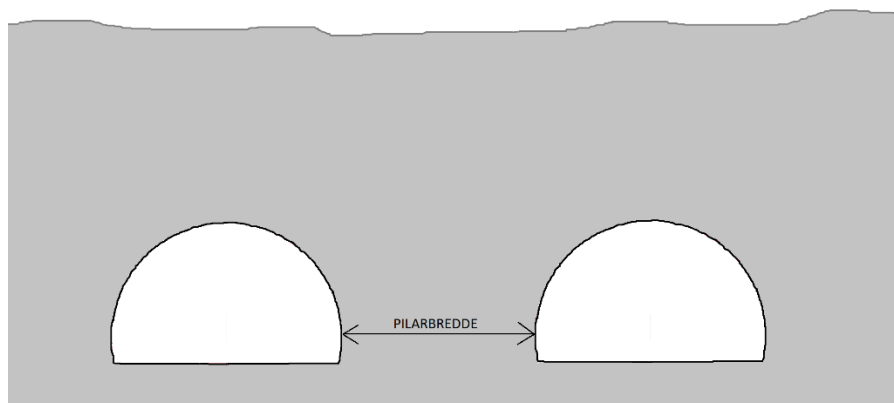
Figur 6.1. Faktorer som påvirker tunnelstabiliteten. Modifisert etter Panthi (2006).

6.1 Overordnet stabilitetsvurdering

6.1.1 Avstand mellom tunnellopene

Den planlagte tunneltraseen er rundt 6 km lang. Det forventes å drive tunnelen gjennom rundt 1200 meter med fyllitt, og den resterende tunnelen gjennom grønnstein. Ved påhuggsområdene er det planlagt avstanden mellom nordgående og sørgående tunnellop er på 8 m. Ved økende avstand fra påhuggsområdene vil avstanden mellom de to tunnellopene øke, og gjennom Forbordsfjellet vil tunnellopene følge hverandre tilnærmet parallelt.

Mellom tunnellopene dannes det en pilar, som illustrert på Figur 6.2. Som følge av utgraving og spenningsendringer vil pilarens lastegenskaper være viktige. Dersom pilarens lastegenskaper ikke er tilstrekkelige, vil det kunne forekomme brudd og stabilitetsproblemer som kan ha store konsekvenser for stabiliteten av tunnellopene (Sivanathan et al., 2017). Pilaren som dannes mellom tunneltraseene bør ha en bredde større enn tunnelenes maksimale spennvidde eller høyde, avhengig av hvilken som er størst. En slik størrelse vil kunne sørge for tilstrekkelig stabilitet og hindre innlekkasje fra en tunnel til den andre. Dersom det mistenkes skvisende bergforhold bør pilarens størrelse være minst fem ganger tunnelens spennvidde (Goel et al., 2012). Ved konvensjonell boring og sprengning av tolpstunneler i Norge er kravet til pilarbredde minimum 10 m (Statens vegvesen, 2021b).



Figur 6.2. Illustrasjon av pilarbredden som dannes mellom to tunnellop.

6.1.2 Påhuggsområdene

Ved påhuggsområdene til Forbordsfjelltunnelen er det registrert 3-4 sprekkesett, samt sporadiske sprekker. Enkelte av sprekkesettene er mer utpreget i fyllitten enn i grønnsteinen, og motsatt. Ved begge påhuggsområdene skal tunnelen drives med begrenset bergoverdekning. Dette gjør at det forventes lave spenninger rundt tunnelkonturen. I disse områdene vil stabiliteten hovedsakelig bestemmes av potensiale for utglidning av kiler og blokker langs sprekker. Egenskapene ved sprekke, som sprekkeruhet og sprekke materiale, vil være viktig for sprekkerens skjærstyrke, og dermed viktig for blokkstabiliteten. Fra kartlegging i dagen over påhuggene er sprekkeorienteringen registrert. Sprekkeorientering er viktig ved undersøkelse av potensialet for kiledannelse i heng og vederlag. Påhuggsområdet ved Langsteindalen skal etableres i grønnstein. Grønnsteinen er karakterisert av sterk og blokkete bergmasse. Ved manglende innspenning kan blokk- og kiledannelse i heng og vegger føre til stabilitetsutfordringer. Påhugg sør ved Holan skal etableres i fyllitt. Fyllitten er preget av foliasjon og skifrihet. Dette gjør at utfordringer knyttet til blokk- og kiledannelse antas å være størst ved påhugget som skal etableres i grønnstein.

6.1.3 Svakhetssoner og soner med dårlig bergmassekvalitet

Langs og ved tunneltraseen er det kartlagt 33 potensielle svakhetssoner, vist på Figur 5.4 og på Vedlegg A1. Majoriteten av disse antas å krysse traseen. I krysningen mellom traseen og svakhetssonen forventes dårligere bergmasse. Flere kryssende svakhetssoner fører til økt sannsynlighet for dårlige bergforhold og stabilitetsproblemer. Også bergartsgrensen mellom fyllitt og grønnstein, som har et relativt slakt fall på 10-30 grader, antas å krysse tunneltraseen og kan føre til utfordringer under driving.

Stor deformasjon og skvisende bergforhold kan forekomme ved svak bergmasse eller dersom svelleleire er til stede. Ved krysning av svakhetssoner og større leirsoner under driving av tunnelen bør det vurderes om det skal gjennomføres flere undersøkelser knyttet til leirens svellende egenskaper. Testresultatene fra sleppematerialet hentet opp fra borekjerne klassifiserte svelletrykket og frisvellingen som henholdsvis middels og høyt. Ved høyt svellpotensiale kan svelleleire forårsake et stort trykk mot bergsikringen. Trykket kan bygge seg opp over tid, og dersom bergsikringen ikke er dimensjonert til å tåle et slikt trykk kan det resultere i plutselige brudd og nedfall av masser i tunnelene.

En annen utfordring knyttet til svakhetssonene er innlekkasje av vann. Svakhetssonene kan være vannførende og transportere vann fra det overliggende terrenget og ned til tunnelnivå. Dette fører til vanninnlekkasje i tunnelen, samt drenering av elver, bekker og innsjøer i det overliggende terrenget.

Store deler av tunneltraseen har bergoverdekning på 200-400 m. Generelt vil bergmassekvaliteten forbedres ved økende dybde, og høye spenninger kan føre til lukking av eksisterende sprekker og diskontinuiteter. Samtidig vil vannførende sprekker og stor bergoverdekning kunne føre til et betydelig sprekkevannstykk ved tunnelnivå. For å forhindre uønsket vannproblematikk må det gjennomføres sonderboring i god avstand før det forventes å drive inn i vannførende svakhetssoner eller bergmasse. Ved driving inn mot potensielle svakhetssoner og strekninger med vannførende sprekker kan det bli nødvendig med redusert salvelengde, sprøytebetongbuer og injeksjon.

6.1.4 Bergspenninger

Gjennom Forbordsfjellet vil tunneltraseens overdekning variere mellom kun få meter ved påhuggsområdene til opp mot 470 m. In-situ spenningene i bergmassen, både vertikal- og horisontalspenningene, varierer med overdekningen. Vertikalspenningene ved tunnelnivå er et resultat av den overliggende bergmassen, mens horisontalspenningene er et resultat av både gravitasjonsinduserte horisontalspenninger og tektoniske spenninger.

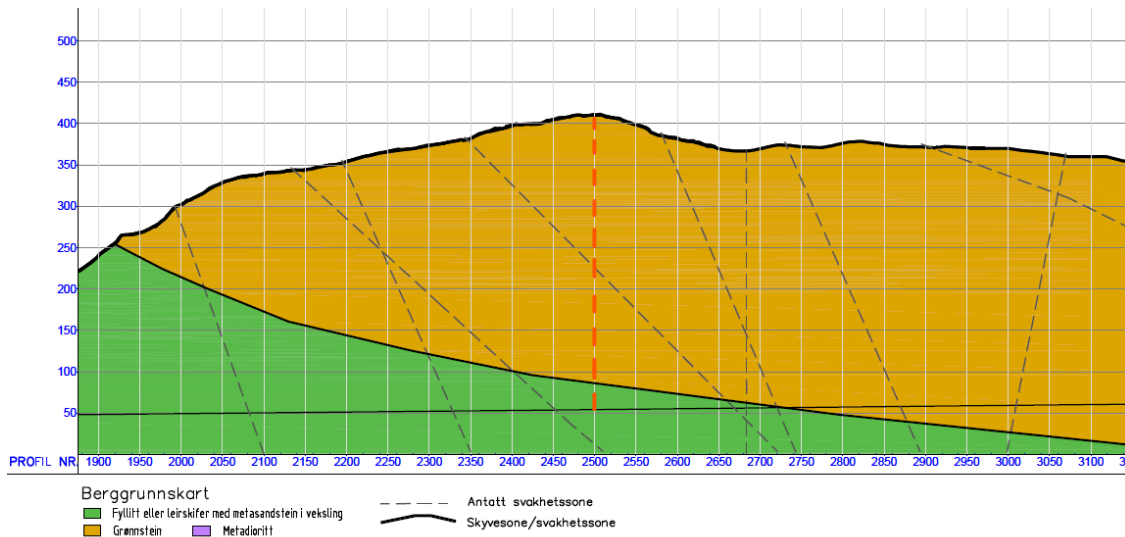
Ved driving gjennom Forbordsfjellet endres de initiale spenningene i bergmassen. De sekundære spenningene som dannes er et resultat av underjordsåpningens størrelse og form, samt initialspenningene. Størrelsen og retningen på de sekundære spenningene vil være viktig for å predikere hvor og hvilke stabilitetsutfordringen som kan oppstå.

Stor bergoverdekning fører til høye in-situ bergspenninger ved tunnelnivå. Høye bergspenninger vil kunne indusere dannelsen av sprekker og riss i bergmassen (Nilsen, 2016). Ved stor bergoverdekning kan det forekomme avskalling, spraking og bergslag som følge av høye bergspenninger. Langs Forbordsfjellet vil deler av tunneltraseen vil ha en overdekning på opp mot 470 meter. Disse områdene består av grønnstein, som regnes som en hard og massiv bergart. I partiene med størst bergoverdekning kan de induserte tangentialspenningene overskride bergmassens styrke. Dette kan føre til avskalling og bergslag.

I påhuggsområdene vil begrenset bergoverdekning føre til lave bergspenninger. Ved begrenset bergoverdekning vil det være stor forskjell mellom horisontalspenningene og vertikalspenningene, hvor lave vertikalspenningene kan føre til strekkbrudd i tunnelens vegger. Begge påhuggsområdene vil være preget av begrenset overdekning. I disse områdene kan vertikalspenningene være så lave at det induserer negative spenninger, strekkspenninger, i tunnelens vegger.

6.1.5 Deformasjoner

Deler av traseen gjennom Forbordsfjellet er planlagt drevet i fyllitt. Ved driving i myke bergarter som fyllitt kan det forekomme deformasjoner hvor tunnelkonturen gradvis beveger seg innover og reduserer tunnelverrsnittet. Slike deformasjoner kan også forekomme ved relativt grunne dyp. Langs Forbordsfjell-tunnelen forventes det å drive gjennom fyllitt de første 1100 meterne. Ved pel 2500 er bergoverdekningen rundt 360 m, vist på Figur 6.3. Dette er den største bergoverdekningen gjennom fyllitten.



Figur 6.3. Utsnitt fra lengdeprofil. Rød, stiplet linje markerer bergoverdekningen ved pel 2500. Ved pel 2500 er bergoverdekningen ca.360 m.

6.2 Utvalgte områder for grundig stabilitetsundersøkelse

Langs traseen gjennom Forbordsfjellet vil enkelte områder undersøkes ved bruk av empiriske og analytiske metoder. Områdene er presentert i Tabell 6.1 og valgt basert på overordnet stabilitetsvurdering fra delkapittel 6.1. Overdekningen ved hvert pelnummer er funnet fra tunnelens lengdeprofil (Vedlegg A1).

Tabell 6.1. Områder hvor det vil bli gjennomført empirisk og analytisk vurdering av stabilitet.

| Beskrivelse av stabilitetsutfordring | Bergart | Pel nr | Overdekning [m] | Stabilitetsvurderingsmetode |
|---|------------|--------|-----------------|-----------------------------|
| Spenningsfordelingen rundt tunnelkonturen | Fyllitt | 1650 | 33 | Analytisk |
| | Grønnstein | 4250 | 470 | |
| Vurdering av skvising | Fyllitt | 2500 | 360 | Empirisk |
| Klassifisere spennings-utfordringen | Grønnstein | 4250 | 470 | Empirisk |
| Dybdepåvirkning av spalling | Grønnstein | 4250 | 470 | Analytisk |

Basert på den overordnede stabilitetsvurderingen er det i tillegg valgt ut fire områder som skal undersøkes ved bruk av RS2 og UnWedge. Disse er presentert i Tabell 6.2 og vil bli nærmere gjennomgått.

Tabell 6.2. Potensielle utfordrende soner langs Forbordsfjell-tunnelen hvor numerisk analyse i RS2 og UnWedge skal benyttes.

| Beskrivelse av stabilitetsutfordring | Bergart | Pel nr | Overdekning [m] | Stabilitetsvurderingsmetode |
|--|----------------------|--------|-----------------|---------------------------------|
| Blokkstabilitet ved påhugg nord i Langsteindalen | Grønnstein | 7580 | Ingen/begrenset | 3D stabilitetsanalyse i UnWedge |
| Avstandsvurdering av tunnellopene ved påhugg Holan | Fyllitt | 1650 | 33 | 2D numerisk analyse i RS2 |
| Bergartsgrense og kryssende svakhetssoner | Grønnstein / fyllitt | 2700 | 310 | 2D numerisk analyse i RS2 |
| Høye spenninger som følge av stor overdekning | Grønnstein | 4250 | 470 | 2D numerisk analyse i RS2 |

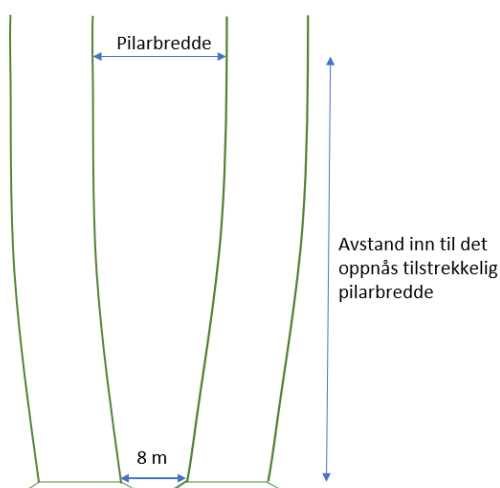
6.2.1 Blokkstabilitet ved påhugg nord i Langsteindalen

Det er i utgangspunktet ikke forventet utfordringer relatert til lave eller høye spenninger ved driving gjennom Forbordsfjelltunnelen. På tross av dette kan det ved lav bergoverdekning forekomme redusert innspenning, som kan føre til stabilitetsutfordringer. Påhugg nord ved Langsteindalen er lokalisert i grønnstein. Ingeniørgeologisk kartlegging har registrert flere sprekkesett som gjør det mulig å få dannet kiler. Ved ugunstige kombinasjoner av sprekkesettene kan kiler dannes i tunnelens heng, vegger og vederlag. Ved lav eller ingen innspenning kan kilene gli ut og føre til stabilitetsproblemer. Spenningsforholdene og sprekkeorienteringene er vesentlige for dannelsen av kiler og enkeltblokker, og ustabile kiler kan forekomme til tross for god Q-verdi. For å undersøke potensiale for dannelsen av ustabile blokker kan UnWedge benyttes. I UnWedge kan også sikring installeres. Estimert sikring basert på grønnsteinens RMR- og Q-verdi kan benyttes. Videre kan sikkerhetsfaktoren før og etter installasjon av sikring sammenliknes.

6.2.2 Avstandsvurdering av tunnellopene ved påhugg Holan

Ved gjennomslag ved påhugg sør ved Holan planlegges det for en avstand på 8 m mellom tunnellopene. Fra påhuggsområdet og innover i tunnelen vil det være en gradvis økning i pilarbredden inntil tilstrekkelig avstand mellom tunnellopene er oppnådd, illustrert av Figur 6.4. Tunnellopene gjennom Forbordsfjellet har en bredde og høyde på henholdsvis 10,5 m og 6,6 m. Dersom det ikke forventes skvisende bergforhold foreslår Goel et al. (2012) at pilarens bredde skal være større enn tunnelens spennvidde. Dersom tunnellopene skal drives i skvisende berg foreslår Goel et al. (2012) en pilarbredde på fem ganger tunnelens spennvidde. Hvorvidt bergmassen og tunnelprofilen vil være utsatt for skvisning ved økt avstand fra påhugget og større bergspenninger kan undersøkes ved bruk av analytiske metoder.

Videre kan numerisk modellering benyttes for å undersøke hvordan pilarbredden påvirker spenningsforholdene og deformasjonen i tunnelene. Ulike avstander mellom tunnellopene kan undersøkes for å finne pilarbredden som gir gunstige og tilstrekkelige lastegenskaper for pilaren.



Figur 6.4. Illustrasjon over tunnellopene. Ved påhuggsområdet er avstanden mellom tunnellopene 8m.

Før det oppnås tilstrekkelig avstand mellom tunnellopene vil det kunne være behov for ekstra sikring, eksempelvis ved bruk av full betongutstøpning eller sprøytebetongbuer. Det er knyttet ekstra kostnader til tung bergsikring, og det er derfor relevant å undersøke hvor lang inn i tunnelen tung bergsikring kan være nødvendig. Den gradvise økningen av pilarbredden fører til en krumning av tunnellopene. Veien skal ha en fartsgrense på 110 km/t og det forventes en ÅDT på 13 500 i 2045. Dimensjoneringsklassen for en slik hovedvei kan finnes fra Tabell 6.3, hentet fra vegnormal N100. Basert på ÅDT og fartsgrense vil veien tilhøre dimensjoneringsklasse H3. For veier med dimensjoneringsklasse H3 er minimum horisontalkurveradius lik 800 m (Statens vegvesen, 2021a).

Tabell 6.3. Dimensjoneringsklasser for nasjonale hovedveger (Statens vegvesen, 2021a).

| ÅDT | < 6 000 | 6000 – 12 000 | >12 000 (> 6 000) |
|-----------------------|---------|---------------|-------------------|
| Fartsgrense (km/t) | 80 (90) | 90 | 110 |
| Dimensjoneringsklasse | H1 | H2 | H3 |

For toløpstunneler vil ofte minste horisontalkurveradius bestemmes av krav til stoppsikt (Statens vegvesen, 2021b), og minste horisontalkurveradius i tunnel er gitt av likning 6.1 (Statens vegvesen, 2019).

$$R_{min} = \frac{L_s^2}{8B} \quad (6.1)$$

hvor R_{min} = minste horisontalradius i tunnel, L_s = stoppsikt [m] og B = avstand fra midt i kjørefeltet til tunnelvegg [m].

Stopp sikten, L_s , er sammensatt av to lengder: reaksjonslengden (L_r) og bremselengden (L_b), og er gitt av likning 6.2 (Statens vegvesen, 2019):

$$L_s = L_r + L_b = 0,278 \times t_r \times V + \frac{V^2}{254,3 \times (f_b + s)} \quad (6.2)$$

hvor, t_r = reaksjonstid [s], V = fartsgrense [km/t], f_b = bremsefriksjon og s = stigningsgrad [m/m].

Håndbok V120 kan benyttes for å finne verdiene til parameterne i likning 6.2. Reaksjonstiden, t_r , er satt til 2 sekunder. Reaksjonstiden på 2 sekunder er en fast dimensjonerende verdi og er ikke avhengig av vegfunksjon, fartsgrense og trafikkmengde. Ved en fartsgrense, V , på 110 km/t er bremsefriksjonen, f_b , lik 0,389 (Statens vegvesen, 2019). Det er antatt en stigningsgrad på tilnærmet lik 0%. Parameterne som inngår i beregningen av stoppsikt er presentert i Tabell 6.4.

Tabell 6.4. Verdien av parameterne som inngår i beregning av stoppsikt.

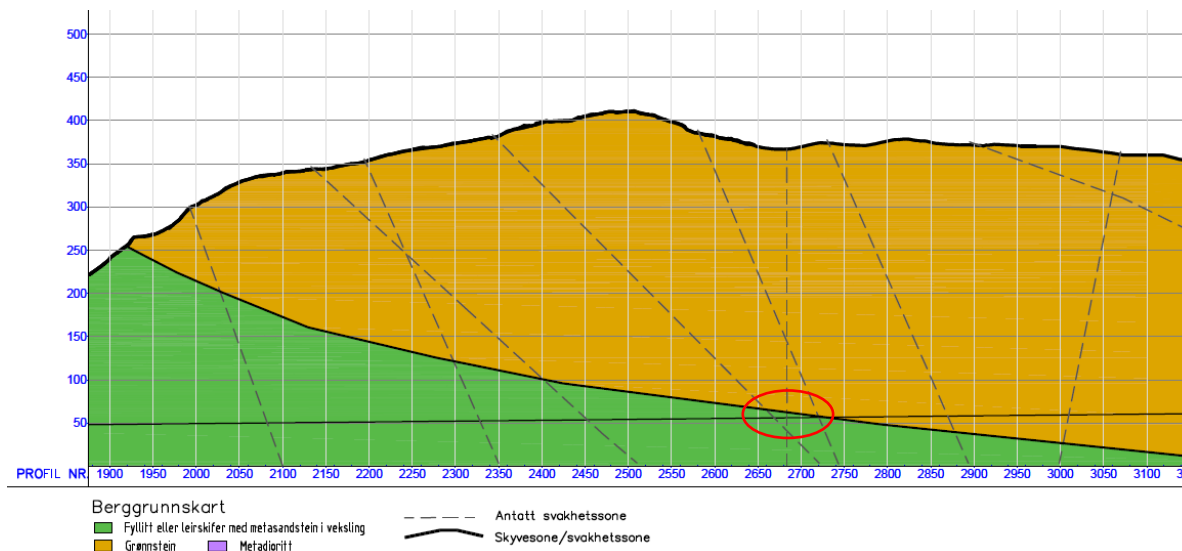
| Parameter | t_r | V | f_b | s |
|-----------|-------|----------|-------|-----|
| Verdi | 2 sek | 110 km/t | 0,389 | 0 % |

For å bestemme stoppsikten, L_s , kan verdiene i Tabell 6.4 og likning 6.2 benyttes. Dette gir en stoppsikt lik 183,5 m. Tunnelprofillets størrelse fører til $B = 5,25$ m. Ved bruk av likning 6.1 gir dette en minste horisontalradius, R_{min} , lik 801,2 m.

Minste horisontalkurveradius kan kombineres med pilarbredderesultatene fra den numeriske modelleringen og pilarbredden ved påhuggsområdet for å finne avstanden inn til det oppnås tilstrekkelig avstand mellom tunnellopene, som vist på Figur 6.4.

6.2.3 Bergartsgrense - Overgangen mellom fyllitt og grønnstein

I overgangssonen mellom fyllitt og grønnstein er det anslått å drive gjennom svært dårlig berg. Tunneltraseen forventes å krysse skyvesonen mellom fyllitt og grønnstein ved ca. pel 2700. Skyvesonen antas å ha et fall på mellom 10-30° mot nordøst (Sweco, 2020). Fra kartleggingen av svakhetssonenes plassering og orientering tyder det også på at flere svakhetssoner forventes å krysse tunneltraseen rundt pel 2700, vist på Figur 6.5. Ved pel 2700 er bergoverdekningen ca. 310 m. Ved driving gjennom dette området forventes svært dårlig bergmasseforhold og utfordrende stabilitet. I RS2 kan det undersøkes hvor mye deformasjoner som kan forventes og om installasjon av planlagt sikring er tilstrekkelig for å oppnå stabilitet.

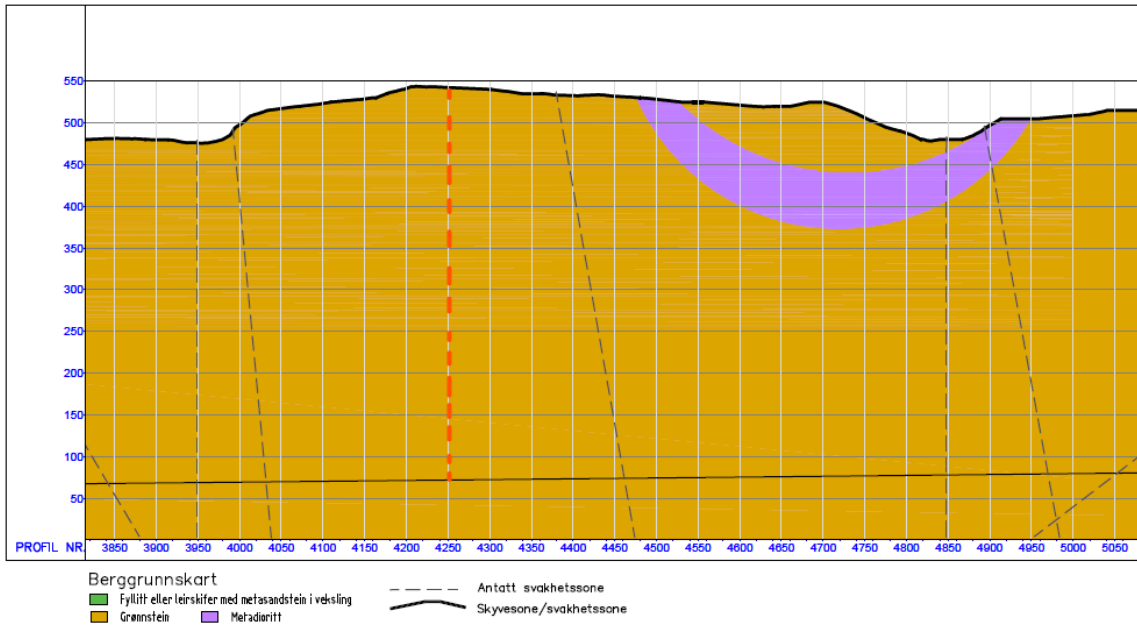


Figur 6.5. Skyvesonen mellom grønnstein og fyllitt, samt flere svakhetssoner, forventes å krysse traseen rundt pel 2700. På lengdeprofilet er denne strekningen vist med rød sirkel.

6.2.4 Maksimal bergoverdekning

Ved 400-450 meters bergoverdekning regnes ikke blokknedfall og utglidninger av kiler som et sannsynlig problem. I områdene med størst bergoverdekning vil det være relevant å undersøke om det kan forekomme sprø brudd. Sannsynligheten for dannelse av sprø brudd må vurderes på bakgrunn av in-situ spenningens størrelse og bergmassen styrke.

Tunneltraseen gjennom Forbordsfjellet har maksimal bergoverdekning ved pel 4250, vist på Figur 6.6. Ved pel 4250 ansås det en bergoverdekning på ca. 470 m. I dette området forventes tunneltraseen å drives gjennom grønnstein. Grønnsteinen har både høy enaksiell trykkfasthet og E-modul. Det forventes derfor lite deformasjonsproblemer rundt tunnelkonturen. Numerisk modellering i RS2 kan benyttes for å undersøke spenningene rundt tunnellopene, samt brudd-dannelsen.



Figur 6.6. Bergoverdekningen ved pel 4250 er indikert med rød, stiplet linje. Bergoverdekningen i dette området er den største langs traseen.

7 VURDERING AV INPUT-PARAMETER TIL STABILITETSVURDERING

I tidligere kapitler har ulike stabilitetsvurderingsmetoder blitt gjennomgått. For å gjennomføre stabilitetsvurderinger behøves informasjon om berget og bergmassens egenskaper, samt andre input-parametere, som for eksempel informasjon knyttet til bergspenningene.

I dette kapitlet vil parametere relatert til det intakte berget, bergmassen og bergspenningene bli diskutert. Input-parametere blir vurdert og bestemt på bakgrunn av eksisterende litteratur, laboratorieresultater fra bergartsprøver fra Forbordsfjellet, laboratoriearbeid fra nærliggende område, samt diskusjon med veileder.

7.1 Intakt bergartsstyrke

Fra kjerneboringene er det hentet ut prøver av fyllitten og grønnsteinen i Forbordsfjellet, og bergartenes enaksiale trykkfasthet er funnet. Basert på gjennomsnittsverdien av fem tester er fyllittens enaksiale trykkfasthet, σ_c , estimert til å være 56,5 MPa. For grønnsteinen er det gjennomført to tester av enaksiale trykkfasthet. Testene er utført på materialet fra Seterkleiva (ca. pel 3300) og Langsteindalen og er på henholdsvis 135,1 MPa og 91,2 MPa. Ved gjennomføring av stabilitetsundersøkelser vil plasseringen til områdene som skal undersøkes være avgjørende for valg av enaksial trykkfasthet for grønnstein.

7.2 Elastiske parametere - Intakt E-modul og Poissons forholdstall

Det er ikke gjennomført bergmekaniske tester for å estimere fyllittens og grønnsteinens E-modul og Poissons forholdstall. Disse verdiene er anslått på bakgrunn av eksisterende litteratur, tidligere laboratorieundersøkelser og diskusjon med veileder, Dr. Krishna K. Panthi. Tidligere laboratorieundersøkelser omfatter bergmekanisk testing av grønnstein fra Snåsa og ble gjennomført høsten 2021. Grønnsteinen fra Snåsa ble funnet til å ha et Poissons forholdstall, ν , lik 0,34 og en elastisitetsmodul, E_{ci} lik 58,9 GPa. For å bestemme fyllittens E-modul benyttes eksisterende litteratur. Sintef (1998) har gjennomført bergmekaniske tester av en rekke bergarter, deriblant fyllitt. Resultatene fra de bergmekaniske testene viser at fyllittens E-modul stort sett ligger på rundt 20 GPa \pm 10 GPa. I Håndbok 2, skrevet av Nilsen og Palmström (2000), er gjennomsnittsverdien av 12 skandinaviske, intakte bergartsprøver av fyllitt testet av NTNU og Sintef. Gjennomsnittsverdien fra testingen av fyllittens E-modul var 46 GPa. På bakgrunn av eksisterende litteratur vil det for fyllitten benyttes en E-modul på 30 GPa for ved stabilitetsvurderinger. Fyllittens Poissons forholdstall er bestemt basert på diskusjon med veileder, Dr. Krishna Kanta Panthi (08.04.22), og vurdert til å være lik 0,15. E-modul og Poissons forholdstall for fyllitten og grønnsteinen er oppsummert i Tabell 7.1.

Tabell 7.1. E-modulen og Poissons forholdstall for fyllitt og grønnstein.

| Bergart | Parameter | Beskrivelse | Verdi | Kilde |
|------------|-----------|-----------------------|-------|---|
| Fyllitt | ν | Poissons forholdstall | 0,15 | Diskusjon med veileder, Dr. Krishna K. Panthi, 08.04.22. |
| | E_{ci} | E-modul [GPa] | 30 | Sintef (1998) og Nilsen og Palmström (2000) |
| Grønnstein | ν | Poissons forholdstall | 0,34 | Bergmekanisk test av grønnstein fra Bogna kraftverk i Snåsa. TGB4575 Ingeniørgeologi, fordypningsemne, høst 2021. |
| | E_{ci} | E-modul [GPa] | 58,9 | |

7.3 Parameter relatert til Hoek-Brown bruddkriteriet

Grønnsteins GSI

Borekjernene fra BH-E ved tunnelnivå viser grønnsteinens blokkete struktur med glatte, delvis forvitrede overflater. Borekjernene er vist i Vedlegg A4. Basert på borekjernen er GSI-verdien til grønnstein bestemt til å være 50-55. GSI-verdien estimert fra borekjernene kan sammenliknes med GSI-verdien beregnet fra den loggede Q-verdien for tilsvarende strekning. Kjerneloggingen av BH-E anslår at grønnsteinen ved tunnelnivå kan beskrives av Q 4-10 (Sweco, 2020). Estimert Q-verdi (gjennomsnittet på Q=7) og likning 2.14 og 2.16 kan benyttes for å beregne grønnsteinens RMR- og GSI-verdi, vist i Tabell 7.2. På bagrunn av GSI bestemt fra borekjernene og GSI estimert fra empiriske sammenhenger mellom Q-verdien og GSI vil det videre benyttes en GSI = 55 for grønnsteinen.

Tabell 7.2. Grønnsteinens GSI-verdi bestemt fra borekjerner ved tunnelnivå, samt estimert GSI-verdi basert på logget Q-verdi.

| | GSI bestemt fra borekjerner | RMR og GSI beregnet fra logget Q-verdi | | |
|------------|-----------------------------|--|-----------------------------------|---------------|
| | | Q | RMR $\approx 9 \times \ln Q + 44$ | GSI = RMR - 5 |
| Grønnstein | 50-55 | 7 | 61 | 56 |

Fyllittens GSI

For fyllitten kan borekjerne BH-D (Figur 5.8) og beskrivelser av sprekkeflatene til fyllitten benyttes for å estimere en GSI-verdi. Fyllitten har en blokkete og delvis oppsprukket struktur. Sprekkeoverflatene er bølgete til plan, med glatte overflater med noe belegg av kalk og silt. Basert på dette er GSI-verdien til fyllitt estimert å være 35-45, og en gjennomsnittsverdi på 40 vil benyttes videre. Tabell 7.3 viser utregnet Q- og RMR-verdi basert på GSI. Likning 2.14 og 2.16 er benyttet for utregningen.

Tabell 7.3. Fyllittens GSI-verdi bestemt fra borekjerner, samt utregnet Q- og RMR-verdi.

| | GSI, bestemt fra borekjerner | Q-verdi og RMR beregnet fra GSI-verdi | |
|---------|------------------------------|---------------------------------------|------------------------|
| | | RMR = GSI + 5 | Q = $\exp((RMR-44)/9)$ |
| Fyllitt | 40 | 45 | 1 |

GSI til bergartsgrense

I skyvesonen som markerer overgangen mellom grønnstein og fyllitt antas det svak og oppsprukket bergmassen med forvitrede sprekkeoverflater. Fra GSI-diagrammet anslås GSI-verdien til denne sonen å være rundt 25-35. Det er også registrert flere svakhetssoner som forventer å krysse traseen i dette område og sonen er antatt å tilhøre bergartsklasse F. Basert på dette, i kombinasjon med ISRM (1978) sin forvitningsgradsklassifisering, vist av Tabell 7.4, er sonen antatt å tilhøre forvitningsklasse IV. Basert på Figur 2.8 gir dette en reduksjon i styrke og elastisitetsmodulsen på ca. 60 %.

Den estimerte GSI-verdien til grønnsteinen, fyllitten og bergartsgrensen er vist på GSI-diagrammet på Vedlegg A5.

Tabell 7.4. Metode foreslått av ISRM for forvittringsklassifisering (ISRM, 1978).

| Term | Description | Grade |
|----------------------|---|-------|
| Fresh | No visible sign of rock material weathering: perhaps slight discolouration on major discontinuity surfaces. | I |
| Slightly weathered | Discolouration indicates weathering of rock material and discontinuity may be somewhat weaker externally than in its fresh condition. | II |
| Moderately weathered | Less than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a discontinuous framework or as a corestones. | III |
| Highly weathered | More than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discolored rock is present either as a discontinuous framework or as a corestones. | IV |
| Completely weathered | All rock material is converted to a soil. The original mass structure is still largely intact. | V |
| Residual soil | All rock material is converted to a soil. The mass structure and material fabric are destroyed. There is a large change in volume, but the soil has not been significantly transported. | VI |

m_i

For fyllitt og grønnstein er m_i – verdien basert på litteratur. Nilsen og Palmström (2000) presenterer m_i -verdien til en rekke bergarter, hvor fyllitt og grønnstein anslås å ha m_i på henholdsvis 13 og 20.

Forstyrrelsesfaktor

Driving av tunneler og underjordsåpninger resulterer i forstyrrelser i bergmassens rundt åpningen. Disse forstyrrelsene kan inkludere endrede spenningsforhold og sprengningsskader, som dannelse av nye sprekker, samt lukking og åpning av eksisterende sprekker (Hoek, 2006). Ved slike forstyrrelser vil bergmassens mekaniske og fysiske egenskaper påvirkes. For å ta hensyn til endringene i bergmassens egenskaper kan forstyrrelsesfaktoren, D , introduseres.

Drivemetode vil spille inn på forstyrrelsesfaktoren. Konvensjonell boring og sprengning fører til høyere forstyrrelsesfaktor enn ved fullprofilboring. Samtidig vil redusert salvelengde og forsiktig sprengning kunne bidra til å redusere den påvirkede sonen rundt åpningen. I tillegg vil bergartstype og bergartsegenskapene spille inn på valg av forstyrrelsesfaktor.

Forstyrrelsesfaktoren varierer mellom 0 og 1. $D=0$ indikerer uforstyrret bergmasse, mens $D=1$ indikerer svært forstyrret bergmasse (Hoek, 2006). Hoek (2006) påpeker at forstyrrelsesfaktoren, D , ikke skal benyttes for hele bergmassen, da dette vil gi unødvendig pessimistiske resultater. Faktoren skal benyttes i området rundt åpningen som er påvirket av sprengningen. For majoriteten av bergmassen settes $D=0$. Basert på drivemetode, Vedlegg A6 og retningslinjer for valg av forstyrrelsesfaktoren presentert av Hoek og Diederichs (2006), benyttes en forstyrrelsesfaktor, $D = 0,4$ i en sone på omtrent 2 m rundt tunnelåpningene.

m_b, s og a

Likning 2.8, 2.9 og 2.10, samt GSI-verdien og forstyrrelsesfaktoren, D , benyttes for å regne ut Hoek-Brown materialkonstantene.

7.4 Bergmassens styrke

Bergmassens styrke, σ_{cm} , kan estimeres ved bruk av empiriske likninger gitt i avsnitt 2.3.1. Bergmassestyrken, utregnet ved hjelp av de ulike likningene, er presentert i Tabell 7.5.

Tabell 7.5. Utregning av bergmassens styrke, σ_{cm} , basert på metoder presentert i avsnitt 2.3.1.

| Metode utviklet av: | Bergmassens styrke [MPa] | |
|-----------------------------|--------------------------|------------|
| | Fyllitt | Grønnstein |
| Bieniawski (1993) | 3,0 | 11,9 |
| Singh et al. (1997) | 19,4 | 39,6 |
| Barton (2002) | 11,5 | 31,3 |
| Hoek (2006) | 1,2 | 7,6 |
| Panthi (2006)/Panthi (2017) | 7,1 | 42,8 |

Beregning av bergmassens residualstyrke

GSI-klassifasjonssystemet kan benyttes for å estimere bergmassens maksimale styrke, men inkluderer ikke retningslinjer for beregning av bergmassens residuale styrke. Cai et al. (2007) foreslår en metode for å beregne bergmassens residuale styrke, GSI_r . Metoden innebærer å redusere parameterne som benyttes til å estimere bergmassens GSI-verdi. GSI blir bestemt på bakgrunn av bergmassens oppsprekking og sprekkeforhold. For å estimere den residuale GSI-verdien, GSI_r , må bergmassens residuale oppspukethet og de residuale sprekkeforholdene bestemmes. Forholdet mellom GSI_r/GSI har vist seg å være mellom 0,37 og 0,51 for bergmasser med GSI-verdi mellom 40 og 80. For svært svake bergmasser kan den residuale GSI-verdien antas å være lik bergmassens GSI-verdi (Cai et al., 2007). Basert på undersøkelser av GSI_r/GSI -forholdet foreslår Cai et al. (2007) en empirisk likning for estimering av GSI_r , vist ved likning 7.1.

$$GSI_r = GSI \times e^{-0,0134} \quad (7.1)$$

Ved å benytte likning 7.1. kan fyllitten og grønnsteinens residuale GSI verdi estimeres. I overgangen mellom fyllitt og grønnstein forventes det å drive gjennom en skyvesone preget av svak og oppsprukket bergmasse. Basert på vurderingene gjort av Cai et al. (2007) for residual GSI-verdi for svake bergmasser setter GSI_r lik GSI for skyvesonen. GSI-verdien og den residuale GSI-verdien til fyllitten, grønnsteinen og skyvesonen er presentert i Tabell 7.6.

Tabell 7.6. GSI- og GSI_r -verdiene til fyllitt, grønnstein og bergartsgrensen/skyvesonen.

| Bergart | GSI | GSI_r |
|--------------------------|-----|---------|
| Fyllitt | 40 | 23 |
| Grønnstein | 55 | 26 |
| Bergartsgrense/skyvesone | 30 | 30 |

Ved å anta konstant σ_c og m_i kan GSI_r og likning 2.8, 2.9 og 2.10 benyttes for å beregne de residuale Hoek-Brown materialkonstantene, m_{br} , s_r og a_r . Ved utregning av de residuale materialkonstantene benyttes $D=0$.

7.5 Bergmassens deformasjonsegenskaper

Bergmassens deformasjonsmodulus kan estimeres ved bruk av likningene gitt i avsnitt 2.3.2 og er presentert i Tabell 7.7.

For grønnsteinen er det benyttet GSI-, RMR- og Q-verdier knyttet til borehullet ved Seterkleiva. Her er den enakseielle styrken, $\sigma_{ci} < 100$ MPa. Likningen utviklet av Hoek et al. (2002) er gjeldende når $\sigma_{ci} < 100$ MPa, og det er derfor ikke beregnet en deformasjonsmodulus basert på Hoek et al. (2002).

Tabell 7.7. Utregning av bergmassens deformasjonsmodulus, E_{rm} , basert empiriske metoder presentert seksjon 2.3.2.

| Metode utviklet av: | Bergmassens deformasjonsmodulus [GPa] | |
|---------------------------|---------------------------------------|------------|
| | Fyllitt | Grønnstein |
| Barton (1997) | 10,0 | 19,1 |
| Hoek et al. (2002) | 3,4 | - |
| Panthi (2006) | 5,8 | 18,5 |
| Hoek og Diederichs (2006) | 4,1 | 13,9 |

7.6 In-situ bergspenninger

Det er utført lite bergspenningsmålinger i Nord-Trøndelag. Lokasjonen til de gjennomførte spenningsmålingene er alle et stykke unna Forbordsfjellet og spenningsresultatene regnes for å ha begrenset relevans for Forbordsfjellet.

Vertikalspenningene i Forbordsfjellet antas å være et resultat av den overliggende bergmassen. For å beregne vertikalspenningene benyttes likning 3.1. Horisontalspenningene i området antas å være et resultat av både gravitasjonsinduserte horisontalspenninger og tektoniske horisontalspenninger, σ_{tek} . De gravitasjonsinduserte horisontalspenningene beregnes ved bruk av likning 3.2 og 3.3.

Den tektoniske komponenten av horisontalspenningene sees i sammenheng med bergartstypen. Det forventes å støte på både fyllitt og grønnstein ved driving gjennom Forbordsfjell-tunnelen. Grønnstein er en relativt sterk og kompetent bergart, sammenliknet med fyllitt. I sterke bergarter vil det være mulig å opprettholde høyere spenninger enn i svakere bergarter (Singh & Goel, 2011c). Basert på dette antas den tektoniske spenningskomponenten å være større i grønnsteinen enn i fyllitten. Fra diskusjon med veileder, Dr. Krishna Kanta Panthi (08.04.22), er den tektoniske komponentene for fyllitt og grønnstein antatt å være henholdsvis 5 MPa og 7 MPa. Vertikalspenningene, de gravitasjonsinduserte horisontalspenningene og den tektoniske komponenten til horisontalspenningene er vist i Tabell 7.8.

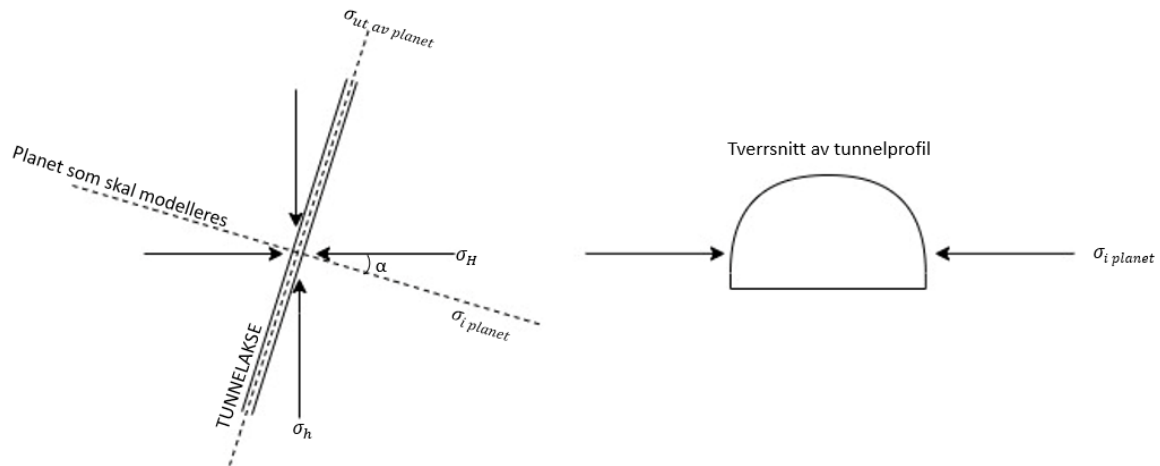
Tabell 7.8. Estimering av vertikalspenningene og de gravitasjonsinduserte horisontalspenningene, samt den tektoniske komponenten til horisontalspenningen for grønnstein og fyllitt.

| | Vertikalspenninger $\sigma_v = \rho g h$ | Graviasjonsinduserte horisontalspenninger $\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v$ | Tektoniske horisontalspenninger σ_{tek} |
|------------|---|--|---|
| Fyllitt | 0,0277h | $\sigma_h = 0,18 \sigma_v$ | 5 MPa |
| Grønnstein | 0,0296h | $\sigma_h = 0,52 \sigma_v$ | 7 MPa |

I området rundt Forbordsfjellet er horisontalspenningene orientert i retning N-S / Ø-V. Horisontalspenningene er av omtrentlig lik størrelse, og det antas $\sigma_H = \sigma_h$. De horisontale spenningene langs Forbordsfjell-tunnelen vil dermed kunne uttrykkes ved bruk av likning 7.2.

$$\sigma_H = \sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \times \sigma_v + \sigma_{tek} \quad (7.2)$$

Tunnelen har en orientering på omtrentlig N28Ø. Horisontalspenningene er orientert i retning N-S. Etersom horisontalspenningene ikke er orientert normal/vinkelrett på tunnelens lengderetning vil det være nødvendig å bestemme horisontalspenningene som er orientert normalt og parallelt med tunnelens lengderetning. Dette er illustrert på Figur 7.1.



Figur 7.1. Illustrasjon av hvordan horisontalspenningene kan beskrives ved modellering i 2D. α er vinkelen mellom største horisontalspenning og horisontalspenningen i planet.

For å bestemme horisontalspenningene i og ut av planet kan likning 7.3 og 7.4 benyttes.

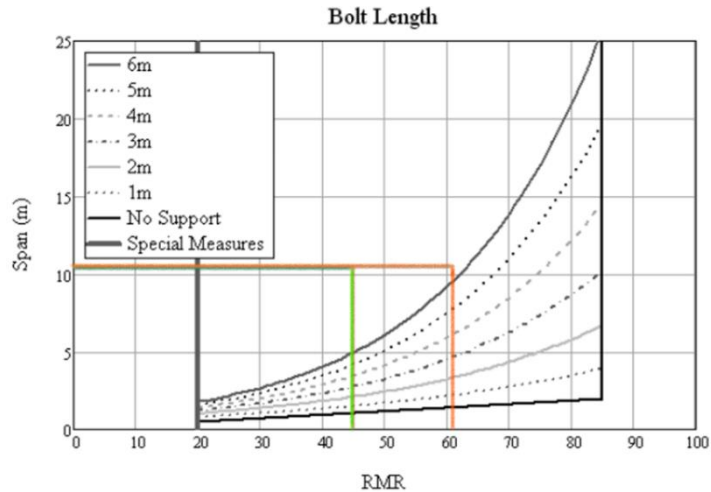
$$\sigma_{i \text{ planet}} = \sigma_H \cos^2 \alpha + \sigma_h \sin^2 \alpha \quad (7.3)$$

$$\sigma_{ut \text{ av planet}} = \sigma_H \sin^2 \alpha + \sigma_h \cos^2 \alpha \quad (7.4)$$

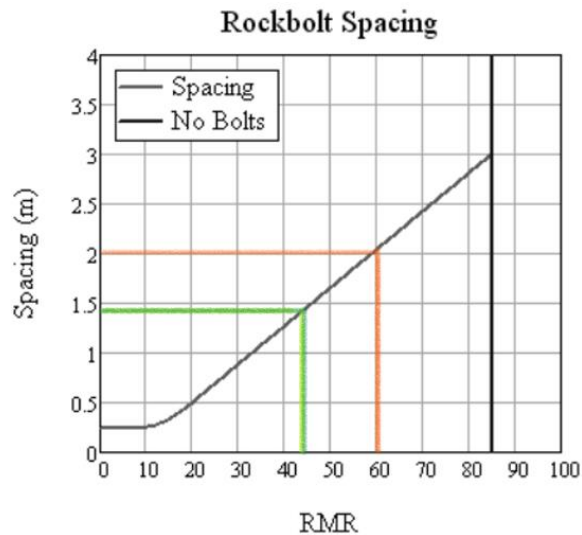
Som følge av antagelsen om like tektoniske komponenter vil horisontalspenningene i retning N/S være lik horisontalspenningene i retning Ø/V. Ved bruk av likning 7.3 og 7.4 vil man erfare at også $\sigma_{i \text{ planet}} = \sigma_{ut \text{ av planet}}$, og at størrelsen av dem tilsvarer σ_H utregnet ved bruk av likning 7.2.

7.6.1 Estimering av sikring basert på RMR og Q-verdi

Basert på grunnsteinens og fyllittens RMR- og Q-verdi kan boltelengden og bolteavstanden estimeres. Figur 4.9 og Figur 4.10 kan benyttes ved bruk av RMR til å estimere boltelengde og bolteavstand. Resultatene fra estimering av boltelengde og bolteavstand basert på RMR er illustrert på Figur 7.2 og Figur 7.3.



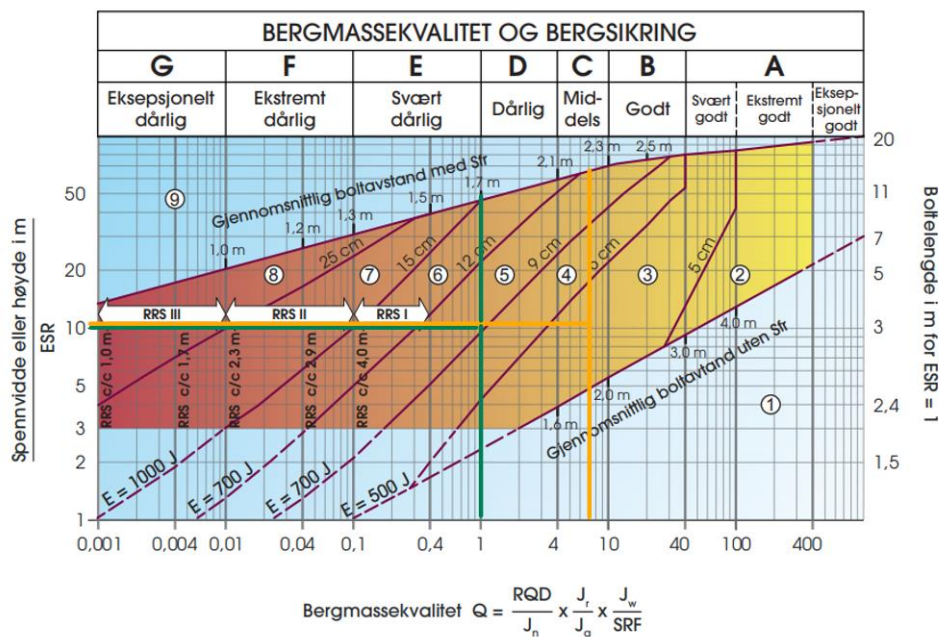
Figur 7.2. Estimering av boltelengde basert på RMR-verdi. Oransje og grønn linje representerer RMR-verdien til henholdsvis grønnstein og fyllitt. Figur modifisert etter Lowson og Bieniawski (2013).



Figur 7.3 Bolteavstand estimert basert på RMR-verdi. Oransje og grønn linje representerer RMR-verdien til henholdsvis grønnstein og fyllitt. Figur modifisert etter Lowson og Bieniawski (2013).

Ved estimering av boltelengde med bruk av RMR vil kombinasjonen av tunnelens spennvidde og bergmassens RMR-verdi resultere i behov for særskilt vurdering. Basert på RMR-verdien anbefales bolteavstand på 1,5 m i fyllitten og 2 m i grønnsteinen.

Boltelengde og bolteavstand kan også estimeres basert på Q-verdien. For større veitunneler er ESR = 1. Med spennvidde på 10,5 m fører dette til en ekvivalent dimensjon lik 10,5. Figur 7.4 viser beregning av boltelengde og bolteavstand, samt sikringsklasse.



Figur 7.4. Oransje og grønn linje representerer Q-verdien til henholdsvis grønnstein og fyllitt. Figur modifisert etter NGI (2015).

Sprøytebetongtykkelse basert på RMR-verdi fås fra Figur 4.2. Basert på grønnsteinens RMR-verdi foreslås 50 mm sprøytebetong i henget, mens for fyllitten anbefales 50-100 mm i heng og 30 mm på vegger. Fra Q-systemets sikringsdiagram vil grønnsteinen tilhøre sikringskategori 3, mens fyllitten vil tilhøre kategori 5. Fra Vedlegg A3 fås sprøytebetongtykkelsen til de ulike sikringskategoriene. I sikringskategori 3 anbefales 5-6 cm sprøytebetong, mens ved kategori 5 anbefales 9-12 cm.

Tabell 7.9 oppsummerer bergsikringen funnet fra Q-systemet og RMR, samt boltelengde basert på erfaringslikning fra tunneler.

Tabell 7.9. Boltelengde, bolteavstand og sprøytebetongtykkelse estimert ved bruk av Q-systemet, RMR og empirisk likning.

| | Boltelengde [m] | | | Bolteavstand [m] | | Sprøytebetongtykkelse | |
|-------------------|-----------------|-----|--------------|------------------|-----|-----------------------|-------------------------------------|
| | Q-systemet | RMR | Likning 4.13 | Q-systemet | RMR | Q-systemet | RMR |
| Fyllitt | 3 | - | 4 | 1,7 | 1,5 | 90-120 mm | 50-100 mm i heng 30 mm på vegger |
| Grønnstein | 3 | - | 4 | 2,2 | 2 | 50-60 mm | 50 mm i heng |

8 EMPIRISK OG ANALYTISK VURDERING AV STABILITET

I følgende kapittel vil empiriske og analytiske metoder bli benyttet for å vurdere stabilitet langs tunneltraseen gjennom Forbordsfjellet. Kirschs likninger og likningene utviklet av Hoek og Brown (1980a) kan benyttes for å undersøke spenningene rundt tunnelåpningen.

Langs traseen gjennom Forbordsfjellet kan strekningene med stor bergoverdekning risikere stabilitetsutfordringer knyttet til høye spenninger. Bergmassens egenskaper og styrke vil være avgjørende for om de høye spenningene kan forårsake bergslag eller skvising. Skvising kan undersøkes ved bruk av metoden utviklet av Singh et al. (1992). Enkelte strekninger av tunneltraseen får overdekning opp mot 470 m og strekningene forventes å drives gjennom grønnstein. I disse områdene kan Q-systemet benyttes for å klassifisere spenningsutfordringen. Ved høye bergspenninger kan det forekomme avskalling langs tunnellopene. For å vurdere avskallingsdybden kan den analytiske metoden utviklet av Martin og Christiansson (2009) benyttes.

8.1 Spenningsfordeling rundt tunnelkonturen

Utgraving av underjordsåpninger fører til endrede spenningsforhold. Rundt åpningen vil det dannes tangentialspenninger. Spenningsfordelingen ved to plasseringer langs Forbordsfjelltunnelen vil bli studert:

1. Pel 1650: Begrenset overdekning (33 m) ca. 100 meter fra påhugg sør ved Holan.
2. Pel 4250: Strekingen langs tunneltraseen som har størst bergoverdekning (470 m). Lokalisert i grønnstein.


For å undersøke spenningsfordelingen etter utgraving benyttes Kirsch likninger, likning 4.4 og 4.5. Tabell 8.1 viser største og minste tangentialspenning for to plasseringer langs Forbordsfjelltunnelen.

Tabell 8.1. Tangentialspenningene, $\sigma_{\theta maks}$ og $\sigma_{\theta min}$, på tunnelkonturen basert på Kirsch likninger

| Plassering | | Overdekning | $\sigma_v (\sigma_3)$ | $\sigma_h (\sigma_1)$ | $\sigma_{\theta maks}$ | $\sigma_{\theta min}$ |
|------------|------------|-------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| Pel 1650 | Fyllitt | 33 m | 1,4 | 5,2 | 14,6 | -2,4 |
| Pel 4250 | Grønnstein | 470 m | 13,9 | 14,2 | 28,7 | 27,5 |

Kirsch likning antar sirkulær åpning. Tunnelen gjennom Forbordsfjellet har en ikke-sirkulær form og ved å benytte metoden utviklet av Hoek og Brown (1980a) kan tangentialspenningene rundt tunnelprofilet beregnes. I Tabell 8.2 vises åpningsformen som antas å være den mest nærliggende til formen på tunnelprofilet. Fra Tabell 8.2 fås verdier for faktorene A og B som inngår i metoden. For å estimere tangentialspenningene på tunnelkonturen benyttes likning 4.6 og 4.7, utviklet av Hoek og Brown (1980a). Tabell 8.3 viser resultatet fra utregning av tangentialspenningene i heng, $\sigma_{\theta heng}$, og vegger, $\sigma_{\theta vegg}$.

Tabell 8.2. Tunnelform benyttet for å analysere tangentialspenningene på tunnelkonturen.
Modifisert etter Hoek og Brown (1980a).

| Tunnelform | |
|---|-----|
|  | |
| A | 3,1 |
| B | 2,7 |

Tabell 8.3. Tangentialspenningene i tunnelens heng og vegger utregnet ved bruk av metoden utviklet av Hoek og Brown (1980a).

| Plassering | | Overdekning | A | B | k | σ_z | $\sigma_{\theta_{heng}}$ | $\sigma_{\theta_{vegg}}$ |
|------------|------------|-------------|-----|-----|------|------------|--------------------------|--------------------------|
| Pel 1650 | Fyllitt | 33 m | 3,1 | 2,7 | 4,3 | 1,4 | 11,4 | -1,5 |
| Pel 4250 | Grønnstein | 470 m | 3,1 | 2,7 | 1,02 | 13,9 | 30,1 | 23,4 |

Resultatene fra Kirschs likninger og metoden utviklet av Hoek og Brown (1980b) tyder på at det kan dannes strekkspenninger i tunnelveggene ved 33 m overdekning. Begge metodene indikerer at ved både begrenset og maksimal bergoverdekning vil største tangentialspenning dannes i tunnelhenget. Ved pel 4250 og stor bergoverdekning vil det forekomme relativt isotrope bergspenninger. Dette fører til mindre variasjon i tangentialspenningene langs tunnelløpenes heng og vegger.

8.2 Vurdering av skvising

Skvising oppstår typisk i svake bergarter, oppsprukket bergmasse eller i forbindelse med svakhetssoner. Deler av Forbordsfjelltunnelen er planlagt drevet gjennom fyllitt. Bergoverdekningen i disse områdene vil bli opp mot 360 meter, hvor den største bergoverdekningen befinner seg ved pel 2500. For å undersøke potensialet for skvising kan likning 4.3, utviklet av Singh et al. (1992), benyttes. Tabell 8.4 viser resultatene fra den empiriske vurderingen av skvising. I følge Singh et al. (1992) kan skvising forekomme dersom tunnelens overdekning, H, overskrider $350 Q^{1/3}$.

Tabell 8.4. Vurdering av skvise-potensialet ved pel 2500 basert på den empiriske metoden utformet av Singh et al. (1992).

| Plassering | | Q | Overdekning, H | $350 Q^{1/3}$ |
|------------|---------|---|----------------|---------------|
| Pel 2500 | Fyllitt | 1 | 360 m | 350 |

I følge Singh et al. (1992) vil bergkvaliteten og bergspenningene ved tunnelnivå føre til at det ligger til rette for skvisende forhold.

8.3 Klassifisering av spenningsutfordringen

Ved tunneltraseens største bergoverdekning, pel 4250, kan spenningsrelaterte stabilitetsutfordringer vurderes basert på Q-systemet. Spennings situasjonen ved pel 4250 er vist i Tabell 8.5.

Tabell 8.5. Spennings situasjonen ved pel 4250.

| Parameter | Beskrivelse | Verdi | Enhet |
|------------------------|---|-------|-------|
| z | Bergoverdekning | 470 | m |
| σ_v | Vertikalspenning | 13,9 | MPa |
| σ_h | Horisontalspenning | 14,2 | MPa |
| $\sigma_{\theta maks}$ | Maksimal tangentialspenning (Kirschs likning) | 28,7 | MPa |
| $\sigma_{\theta heng}$ | Tangentialspenning i heng (Hoek og Brown (1980a)) | 30,1 | MPa |

For grønnstein er det gjennomført to målinger av enaksial kompresjonsstyrke. Målingene er gjennomført ved Seterkleiva og i Langsteindalen. Ved analyser og vurdering av stabilitet knyttet til pel 4250 benyttes verdien funnet ved Seterkleiva. Valget tas på bakgrunn av avstanden til kjerneborehullenes plassering.

Ved bruk av Q-systemet for å vurdere potensielle spenningsutfordringer behøves styrken til intakt berg, forholdet mellom styrken og største hovedspenning, og forholdet mellom tangentialspenningen og styrken av intakt berg. Disse er presentert i Tabell 8.6. På bakgrunn av verdiene i Tabell 8.6 kan Q-systemet benyttes for å vurdere eventuelle spenningsrelaterte utfordringer. Spenningsforholdene ved pel 4250 er markert mer oransje i Tabell 8.7.

Tabell 8.6. Intakt bergartsstyrke og spenningsrelaterte parametere benyttet ved klassifisering av spenningsutfordringen.

| Bergart | σ_{ci} [MPa] | σ_{ci}/σ_1 | $\sigma_{\theta}/\sigma_{ci}$ |
|------------|---------------------|------------------------|-------------------------------|
| Grønnstein | 135,1 | 9,5 | 0,22 |

Tabell 8.7. Vurdering av spenningsrelaterte stabilitetsutfordringer basert på Q-systemet. Modifisert etter Panthi (2021) og NGI (2015).

| Beskrivelse av potensielle spenningsinduserte stabilitetsutfordringer | σ_{ci}/σ_1 | $\sigma_{\theta maks}/\sigma_{ci}$ | SRF |
|---|------------------------|------------------------------------|-----------|
| Lave spenninger nær overflaten, åpne sprekker | >200 | <0,01 | 2,5 |
| Medium spenninger, gunstige spenningsforhold | 200 - 10 | 0,01 - 0,3 | 1 |
| Høye spenninger, vanligvis gunstig for stabiliteten | 10 - 5 | 0,3 - 0,4 | 0,5 - 5 |
| Moderat avskalling etter > 1 time | 5 - 3 | 0,5 - 0,65 | 5 - 50 |
| Avskalling og bergslag etter få minutter | 3 - 2 | 0,65 - 1 | 50 - 200 |
| Voldsom bergslag og umiddelbare tøyingsbrudd | <2 | >1 | 200 - 400 |

Basert på $\sigma_{\theta}/\sigma_{ci}$ kan det forventes middels spenninger med gunstige spenningsforhold. Verdien av σ_{ci}/σ_1 indikerer høye berspenninger. Vanligvis er dette gunstig for stabiliteten, men kan også være ugunstig, avhengig av spenningenes orientering i forhold til oppsprekking og svakhetsplan (NGI, 2015).

8.4 Dybdepåvirkningen av avskallingen

Avskalling kan forekomme ved høye spenninger i tunneler og bergrom. Dybdepåvirkningen av avskallingen kan regnes ut ved å benytte likning 4.8 og er gjeldende for tunneler med tilnærmet sirkulært tverrsnitt.

Avskalling kan forekomme dersom den maksimale tangentialspenningen, $\sigma_{\theta maks}$, overskrider bergmassens avskallingsstyrke, σ_{sm} . Bergmassens avskallingsstyrke kan ifølge Panthi (2006) settes lik bergmassens styrke, σ_{cm} , som er regnet ut og presentert i Tabell 7.5. Ved bruk av den empiriske likningen utviklet av Panthi (2017) er grønnsteinens styrke, σ_{cm} , estimert å være 42,8 MPa. Grønnsteinens avskallingsstyrke, samt de maksimale tangentialspenningene på tunnelkonturen, er presentert i Tabell 8.8.

Tabell 8.8. De maksimale tangentialspenningene på tunnelkonturen ved pel 4250, samt bergmassens avskallingsstyrke.

| Bergart | $\sigma_{\theta maks}$ [MPa] (Kirschs likning) | $\sigma_{\theta heng}$ [MPa] (Hoek & Brown, 1980a) | σ_{sm} [MPa] |
|------------|---|---|---------------------|
| Grønnstein | 28,7 | 30,1 | 42,8 |

Hverken tangentialspenningene utregnet ved bruk av Kirschs likninger eller likningene utviklet av Hoek og Brown (1980a) overskrider bergmassens avskallingsstyrke, σ_{sm} . Som følge av grønnsteinens høye enaksielle kompresjonsstyrke vil heller ikke metodene som foreslår å sette avskallingsstyrken lik 0,4 – 0,6 ganger styrken av det intakte berget føre til at tangentialspenningene overskrider avskallingsstyrken.

9 NUMERISK MODELLERING

9.1 Påhugg Langsteindalen

Påhugg nord i Langsteindalen er lokalisert i grønnstein. Fra ingeniørgeologisk kartlegging er det registrert flere sprekkesett. Begrenset bergoverdekning og lav innspenning gjør at kileutglidning og blokknedfall regnes som potensielle stabilitetsutfordringer. Størrelsen og plasseringen til potensielle kiler vil undersøkes ved bruk av programvaren UnWedge. Estimert sikring fra Q-systemet og RMR vil benyttes for å studere effekten av bergsikring på sikkerhetsfaktoren.

Det finnes lite eller ingen tilgjengelig statistisk data knyttet til input-parameterne og analysen i UnWedge utføres som en deterministisk analyse.

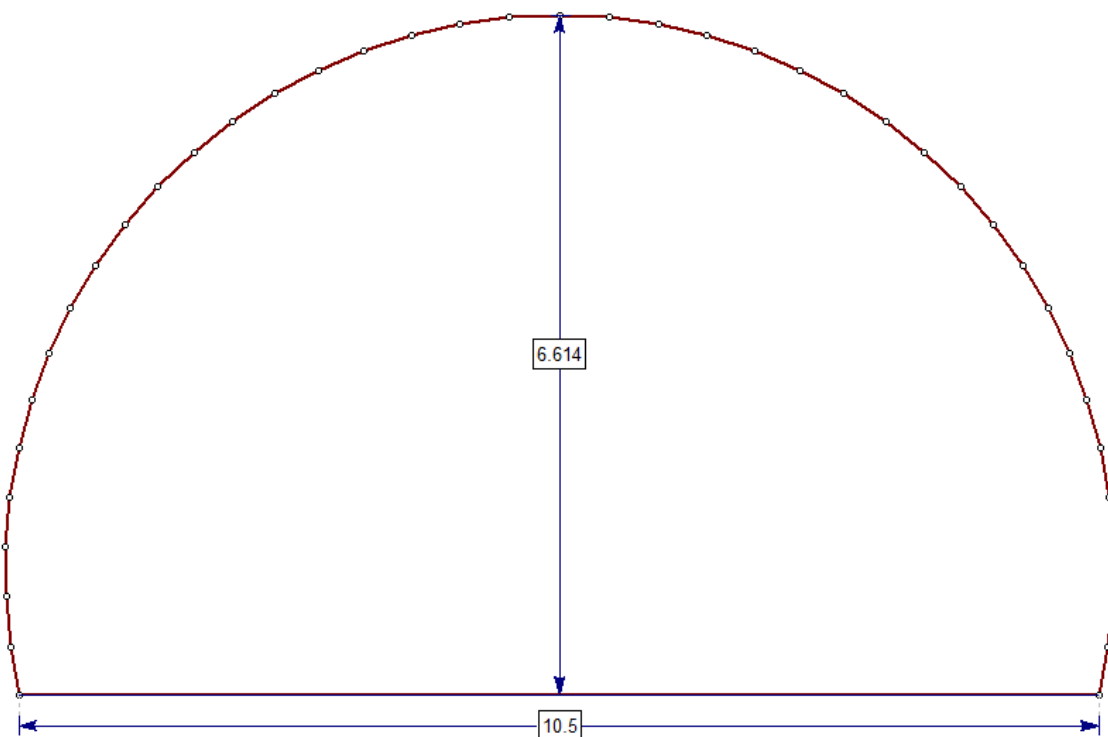
9.1.1 Oppsett av modell og input-parametere

Generelle input-parametere til UnWedge er vist i Tabell 9.1.

Tabell 9.1. Omtrentlig retning på tunneløpene og tyngdetettheten til grønnstein.

| Parametere | Verdi |
|------------------------|--------------------------|
| Retning på tunnelaksen | N28Ø/0NØ |
| Tyngdetetthet | 0,0296 MN/m ³ |

Tunnelprofilet er utformet basert på mål for tunneler med tverrsnitt T10,5 beskrevet i Håndbok 500 (Statens vegvesen, 2021b). Figur 9.1 viser geometrien til tunnelprofilet brukt i UnWedge-analysen.



Figur 9.1. Tunnelprofilet brukt i UnWedge-analysen. Målene på figuren er oppgitt i meter.

For Forbordsfjelltunnelen har Sweco (2020) gjennomført sprekkemålinger og utformet sprekkerose og stereoplott. Enkelte av sprekkesettene er hovedsakelig registrert i fylltitten. Basert på sprekkerosen, stereoplottet og forekomst av sprekkesettene er det besluttet å vurdere tre sprekkesett i UnWedge. Sprekkesettene orientering, gitt av fall og fallretning, er presentert i tabell Tabell 9.2.

Tabell 9.2. Orientering av sprekkesettene brukt i UnWedge-analysen.

| Sprekkesett | Fall | Fallretning |
|-------------|------|-------------|
| J1 | 90° | 310° |
| J2 | 60° | 150° |
| J3 | 80° | 10° |

I UnWedge kan tre ulike skjærstyrke-kriteriet benyttes. Basert på input-parameterne som benyttes i de ulike styrkekriteriene, samt tilgjengelig informasjon om sprekke, vil kriteriet utviklet av Barton-Bandis, presentert av likning 2.3, bli benyttet. Barton-Bandi kriteriet behøver tre input-parametere: JRC, JCS og φ_r .

JRC: Sprekkeruhetskoeffisienten, JRC, er anslått på bakgrunn av ingeniørgeologisk rapport og beskrivelse av sprekkeforholdene i henhold til Q-systemets faktor J_r . Deretter er Figur 2.4 benyttet for å konvertere J_r verdier til JRC. En oversikt over sprekkesettene JRC-verdi er presentert i Tabell 9.4

JCS: Sprekkeveggenes maksimale kompresjonsstyrke, JCS_{maks} , er tilnærmet lik bergmassens kompresjonsstyrke, σ_{cm} . Ved overflateforvitring reduseres JCS. I følge Barton (1976) kan JCS reduseres til $\frac{1}{4}$ av bergmassens kompresjonsstyrke dersom sprekkeveggene i stor grad er preget av overflateforvitring. Langs enkelte sprekkeflater er det for sprekkesett J1 observert noe overflateforvitring (Sweco, 2020). JCS-verdien for sprekkesett J1 reduseres derfor til $\frac{1}{2}$ av bergmassens kompresjonsstyrke. For sprekkesettene J2 og J3 er det ikke beskrevet observasjoner knyttet til overflateforvitring. For disse sprekkesettene settes JCS lik grønnsteinens enaksiale kompresjonsstyrke, σ_{cm} .

Basert på plasseringen av stabilitetsundersøkelsene og plasseringen til kjerneprøvene anses den enaksiale trykkstyrken funnet fra BH-A ved Langsteindalen som mest representativ ved vurdering av stabilitet. Ved utregning av JCS fra bergmassens kompresjonsstyrke benyttes den intakte bergartsstyrken funnet fra BH-A. Fra BH-A er den enaksiale trykkfastheten til grønnsteinenes målt til å være 91,2 MPa. Ved å benytte den empiriske likningen utviklet av Panthi (2017) kan bergmassens styrke estimeres. Den enaksiale styrken til grønnsteinen ved påhugg sør ved Langsteindalen, samt bergmassens kompresjonsstyrke, er gitt i Tabell 9.3. Sprekkesettene JCS-verdi er presentert i Tabell 9.4

Tabell 9.3. Den enaksiale kompresjonsstyrken av intakt berg og bergmasse ved påhugg nord ved Langsteindalen.

| | Bergart | σ_{ci} | $\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1,6}}{60}$ |
|-----------------------------|------------|---------------|--|
| Påhugg nord, Langsteindalen | Grønnstein | 91,2 MPa | 22,8 MPa |

Tabell 9.4. Input-parametere knyttet til sprekkenes egenskaper.

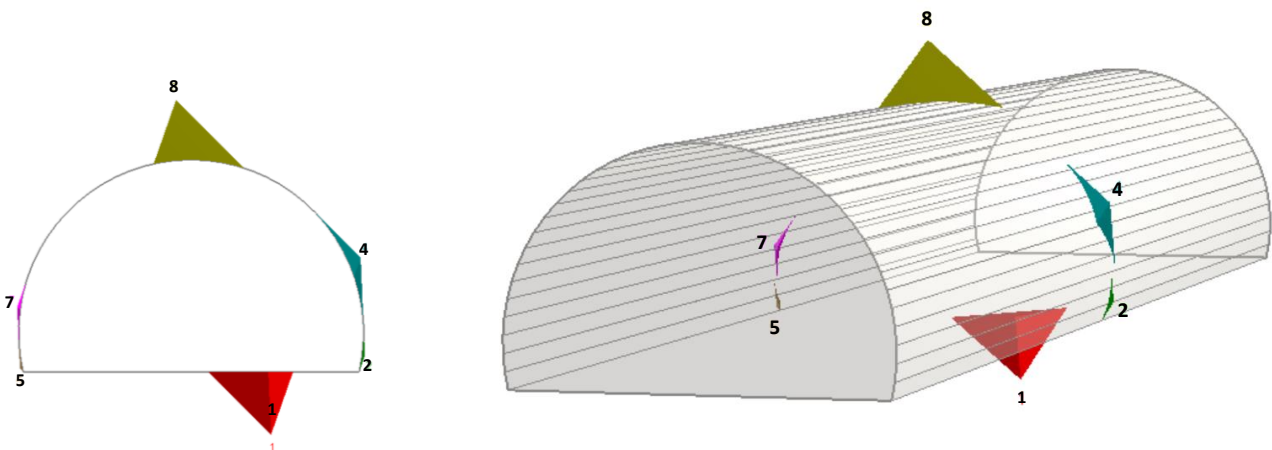
| Sprekkesett | JRC | JCS |
|-------------|-----|----------|
| J1 | 14 | 11,4 MPa |
| J2 | 14 | 22,8 MPa |
| J3 | 8 | 22,8 MPa |

Residual friksjonsvinkel (φ_r): Det er ikke gjennomført undersøkelser eller målinger til sprekkenes residuale friksjonsvinkel, φ_r . Ulike verdier av φ_r vil dermed benyttes for å undersøke hvordan varierende residual friksjonsvinklen vil påvirke resultatene.

Sprekkelengde: I UnWedge kan sprekkelengden defineres for hvert sprekkesett. Sprekkelengden representerer den maksimale lengden sprekker har og kan begrenses ved bruk av brukerdefinerte input-verdier (Rocscience, u.å.-a). Standardinnstillingen i UnWedge gir uendelig lange sprekker, hvor kun størrelsen på tunnelen begrenser størrelsen på potensielle kiler som kan dannes. Det vurderes som lite sannsynlig at alle spekkene har en slik lengde. Sprekkesettet J1 er mest utpreget i grønnstein og antas å representere en form for foliasjon. Dette sprekkesettet gis en utholdenhet på 10 m. De to andre sprekkesettene, J2 og J3, antas å ha en kortere lengde, og en lengde på 5 m hver blir benyttet.

9.1.2 Resultater

Basert på de tre sprekkesettene kan potensielle kiler fremstilles i UnWedge. Disse er vist på Figur 9.2. Kile nr. 1, lokalisert i såle, regnes som stabil. Kile 2 og 5 har sikkerhetsfaktorer betydelig større enn 1 og er plassert i overgang mellom vegg og såle. Kile 2 og 5 kan, basert på sikkerhetsfaktor og plassering, anses som stabile. Kile 4, 7 og 8 har alle en sikkerhetsfaktor < 1 .



Figur 9.2. Potensielle kiler som kan dannes ved påhuggsområdet ved Langsteindalen.

Størrelsen på de potenselt ustabile kilene er presentert i Tabell 9.5. Kilen i henget strekker seg ca. 1,8 m inn i bergmassen over tunnelhenget.

Tabell 9.5. Volumet til kilene som har sikkerhetsfaktor < 1 .

| | Kile i høyre vegg [4] | Kile i venstre vegg [7] | Kile i heng [8] |
|-----------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------|
| Størrelse [m ³] | 0,157 | 0,008 | 1,864 |

Ved undersøkelse av hvordan den residuale friksjonsvinkelen påvirker sikkerhetsfaktoren til kile 4, 7, og 8 er det kun kile 7 som får økt sikkerhetsfaktor ved økende residual friksjonsvinkel. Både kilen i hengt og kilen i høyre vederlag har sikkerhetsfaktor lik null for alle verdier av φ_r mellom 24-30°. Hvordan sikkerhetsfaktoren for kile 7 øker ved økende residual friksjonsvinkel er vist i Tabell 9.6. Ved $\varphi_r = 30^\circ$ vil fremdeles sikkerhetsfaktoren være mindre enn 1.

Tabell 9.6. Sikkerhetsfaktoren til kile 7 ved økende residual friksjonsvinkel.

| Kile 7 | | | | | | | |
|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| φ_r | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 |
| Sikkerhetsfaktor | 0,681 | 0,696 | 0,711 | 0,727 | 0,744 | 0,763 | 0,782 |

For residual friksjonsvinkel, φ_r , lik 26° installeres sikring. Sikring basert på RMR og Q-systemet fra seksjon 7.6.1 vil bli benyttet. Basert på tunnelens spennvidde og grønnsteinen RMR-verdi ble ikke en spesifikk boltelengde funnet ved bruk av RMR-verdien og Figur 7.2. En boltelengde på 4 m, estimert fra likning 4.13 vil benyttes ved sikring i henghold til RMR. Både RMR og Q-systemet anslo sprøytebetongtykkelse < 80 mm. Ettersom det i norske tunneler er krav om minimum 80 mm sprøytebetong vil en slik tykkelse benyttes for grønnsteinen. Tabell 9.7 viser sikring som installeres i UnWedge.

Tabell 9.7. Bergsikring av grønnstein i henhold til RMR og Q-systemet.

| Bergart | Boltelengde | | Bolteavstand | | Sprøytebetongtykkelse | |
|------------|-------------|-----|--------------|-----|-----------------------|-------|
| | Q-systemet | RMR | Q-systemet | RMR | Q-systemet | RMR |
| Grønnstein | 3 m | 4 m | 2,2 m | 2 m | 80 mm | 80 mm |

Sammenlikning av sikkerhetsfaktoren før og etter installasjon av sikring i henhold til Q-systemet og RMR er gitt i Tabell 9.8. Ved installasjon av sikring øker sikkerhetsfaktoren for alle tre kilene til å være betydelig større enn en. Ved økning i boltelengde fra 3 og 4 m fås en relativt liten endring i sikkerhetsfaktoren.

Tabell 9.8. Sammenlikning av sikkerhetsfaktoren før og etter installasjon av sikring.

| Kile | Sikkerhetsfaktor før sikring | Sikkerhetsfaktor etter sikring i henhold til Q-systemet | Sikkerhetsfaktor etter sikring i henhold til RMR |
|-------------------------|------------------------------|---|--|
| Kile i høyre vegg [4] | 0 | 110,3 | 113,6 |
| Kile i venstre vegg [7] | 0,711 | 616,4 | 616,4 |
| Kile i heng [8] | 0 | 16,5 | 19,9 |

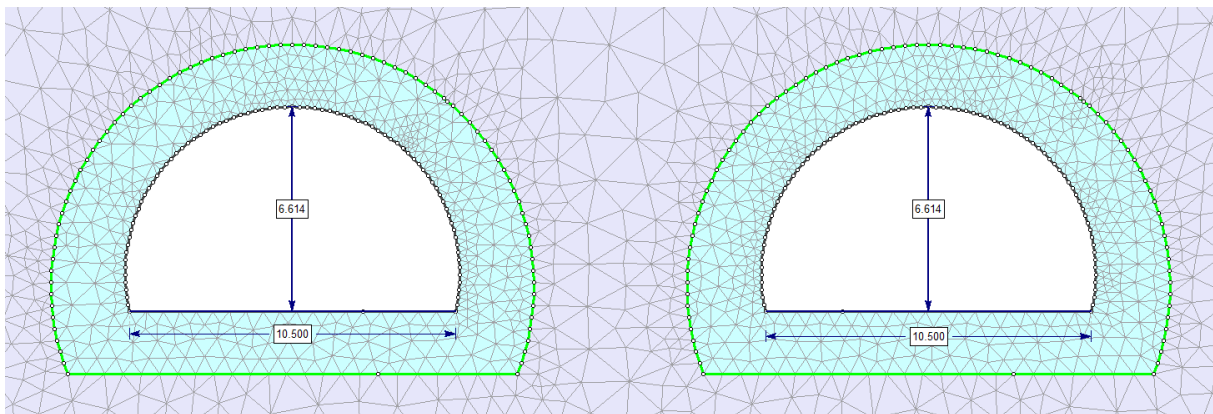
9.2 Avstandsvurdering av tunnellopene ved påhugg Holan

I RS2 settes det opp en 2D modell for å undersøke pilaren mellom tunnellopene. Hensikten er å undersøke hva som er tilstrekkelig avstand mellom de to tunnellopene. Det forventes ikke skvisende bergforhold. Pilaren som dannes mellom tunnellopene bør ifølge Goel et al. (2012) ha en bredde minst like stor som tunnelens spennvidde. Tre ulike avstander mellom løpene vil bli undersøkt; 10 m, 15 m og 20 m.

Den numeriske stabilitetsanalysen vil bli gjennomført ved modellering av både elastiske og plastiske materialegenskaper. Ved bruk av elastiske egenskaper vil ikke materialet kunne gå i brudd. Fra den elastiske modellen vil spenninger i pilaren bli undersøkt. Ved plastisk analyse vil deformasjonene i pilaren bli undersøkt, samt omfanget av brudd rundt tunnelkonturene.

9.2.1 Oppsett av modell og input-parametere

For både den elastiske og plastiske analysen modelleres to tunnellop. Tverrsnittet av to tunnellop med profil T10,5 er vist på Figur 9.3. Rundt tunnelåpningene er det modellert et område på 2-2,5 m som representerer en forstyrret og sprengningspåvirket sone. I denne sonen vil bermassens styrke være redusert. Redusjonen i bergmassens styrke modelleres ved å benytte forstyrrelsesfaktoren, D.



Figur 9.3. Størrelsen på tunnelprofilene. Rundt hvert tunnelprofil er det modellert en oppsprukket sone. Målene på figuren er gitt i meter.

Input-parametere relatert til fyllittens egenskaper er presentert i Tabell 9.9 og bestemt på bakgrunn av vurderinger gjort i kapittel 7.

Tabell 9.9. Input-parametere relatert til fyllittens egenskaper.

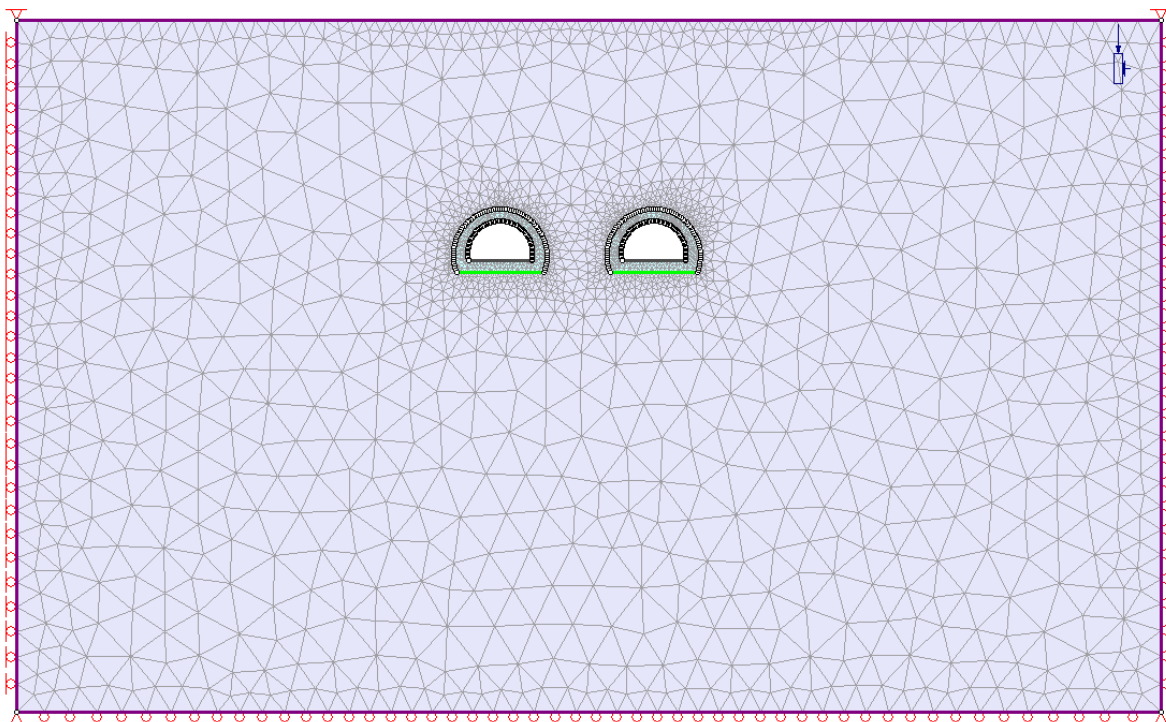
| Beskrivelse | Parameter | Verdi |
|-------------------------------------|------------------|----------|
| Intakt bergartsstyrke | σ_{ci} | 56,5 MPa |
| Geologiske styrkeindeks | GSI | 40 |
| Residual geologisk styrkeindeks | GSI _r | 23 |
| Intakt materialkonstant | m_i | 13 |
| Forstyrrelsesfaktor | D | 0,4 |
| Elastisitetsmodulen til intakt berg | E_{ci} | 30 GPa |
| Poissons forholdstall | ν | 0,15 |

Elastisk modelloppsett

Modelloppsettet for den elastiske modellen er vist på Figur 9.4. Ved elastisk modellering er det modellert en fri overflate og det blir brukt gravitasjonsbaserte spenninger. Det er modellert begrenset bergoverdekning over tunnelprofilen, og spenningssituasjonen er vist i Tabell 9.10.

Tabell 9.10. Gravitasjonsinduserte spenninger benyttet ved elastisk modellering.

| | | |
|---|--------------------------------|--------------------------|
| Overdekning | z | 33 m |
| Tyngdetetthet | γ | 0,0277 MN/m ³ |
| Spenningsanisotropien | k | 0,18 |
| Tektoniske spenninger i planet | $\sigma_{tek\ i\ planet}$ | 5 MPa |
| Tektoniske spenninger ut av planet | $\sigma_{tek\ ut\ av\ planet}$ | 5 MPa |



Figur 9.4. Modelloppsett for elastisk modellering med gravitasjonsinduserte spenninger.

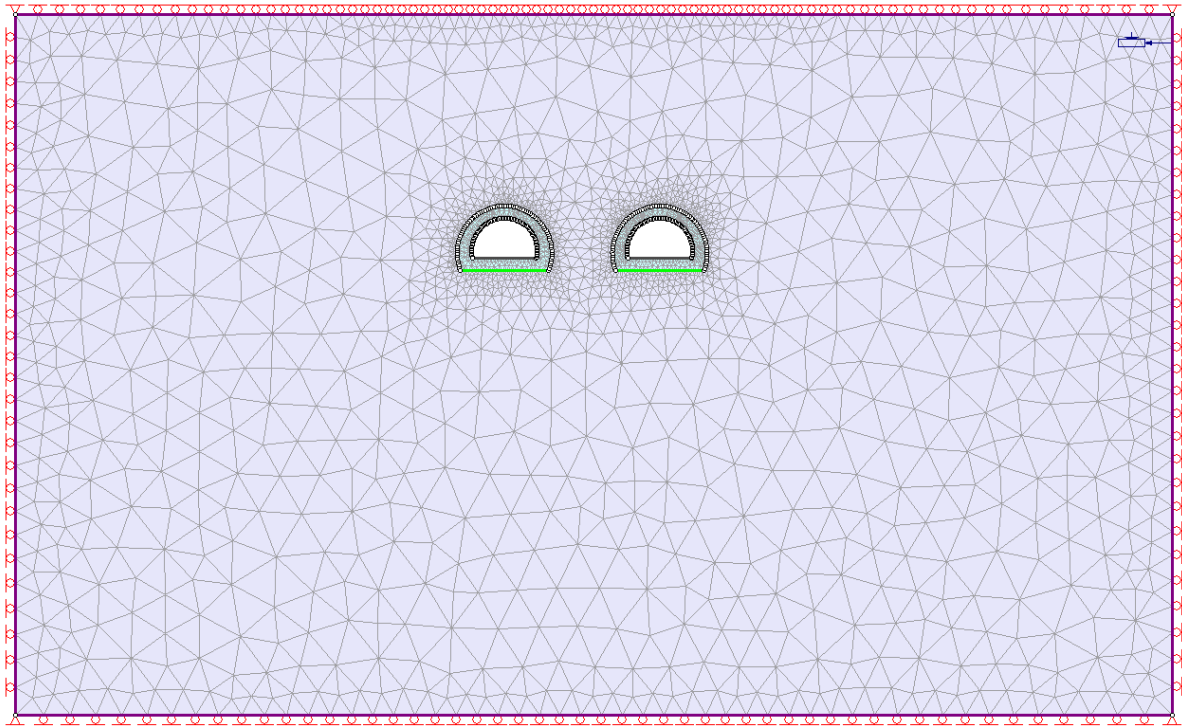
Det er benyttet ytre grenser som er tilstrekkelig stor nok for å unngå påvirkninger fra sidene av boksen. I hjørnet av den ytre grensen er det plassert noder som begrenser bevegelse både horisontalt og vertikalt. Langs sidekantene og nedre kant er det benyttet rollers som begrenser bevegelsen i henholdsvis x- og y-retning. Dette fører til at sidekantene kun kan bevege seg i vertikal retning, mens nedre kant kun kan bevege seg i horisontalretning. Modellens overflate har ikke begrensninger knyttet til bevegelsesretning.

Plastisk modelloppsett

I den plastiske analysen blir det benyttet konstante spenninger. Bergspenningene i fylltitten ved 33 m bergoverdekning er vist i Tabell 9.11. I den plastiske modellen er også overflatens bevegelse begrenset ved bruk av rollers. Oppsettet for modellen er vist på figur 9.5.

Tabell 9.11. Konstante bergspenninger benyttet ved plastisk modellering.

| | | |
|---------------------------|------------|--------------------------|
| Overdekning | z | 33 m |
| Tyngdetetthet | γ | 0,0277 MN/m ³ |
| Vertikalspenning | σ_v | 0,93 MPa |
| Horizontalspenning | σ_h | 5,16 MPa |

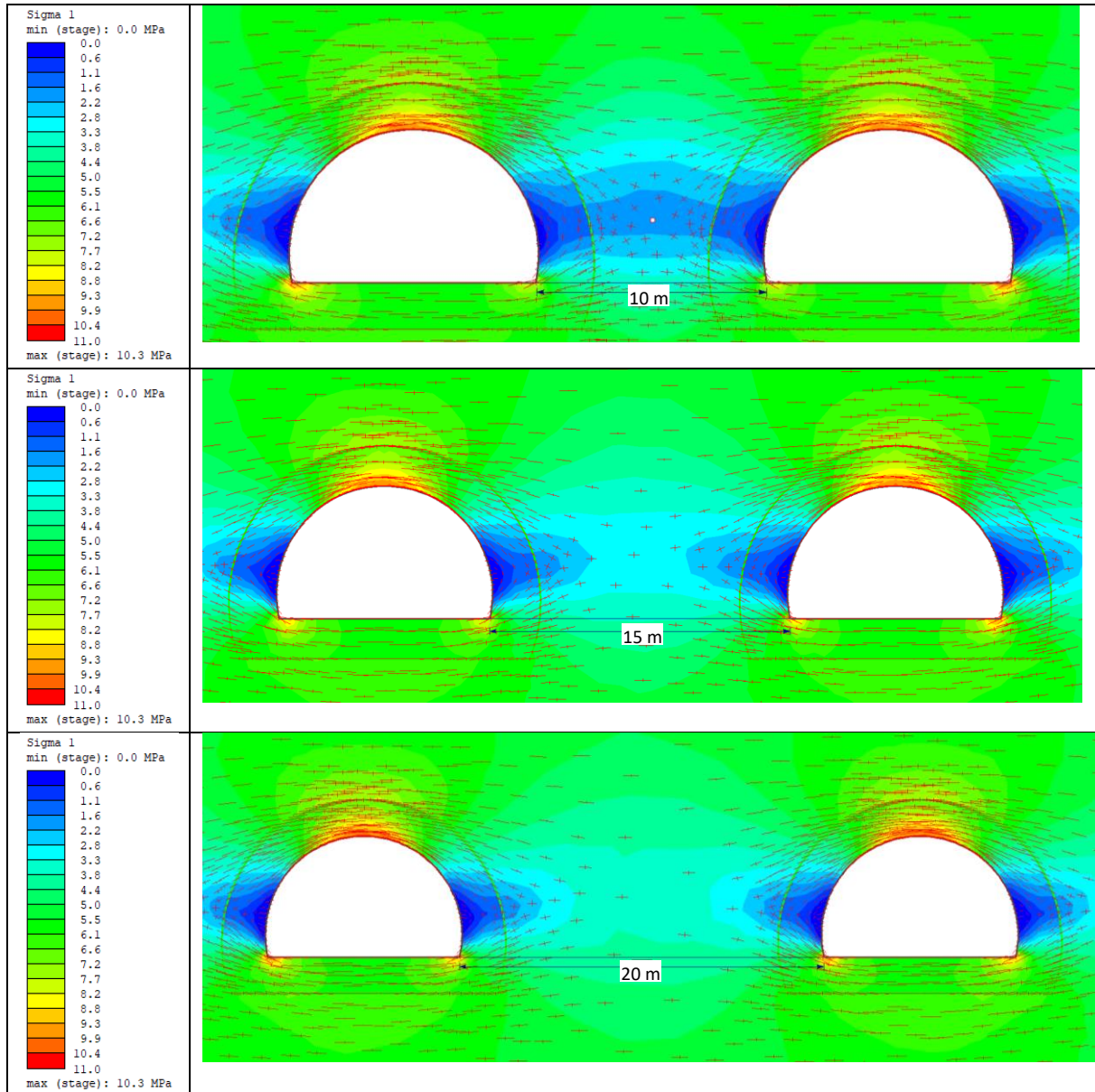


Figur 9.5. Modelloppsett for plastisk modellering med konstante bergspenninger.

9.2.2 Resultater

Elastiske resultater

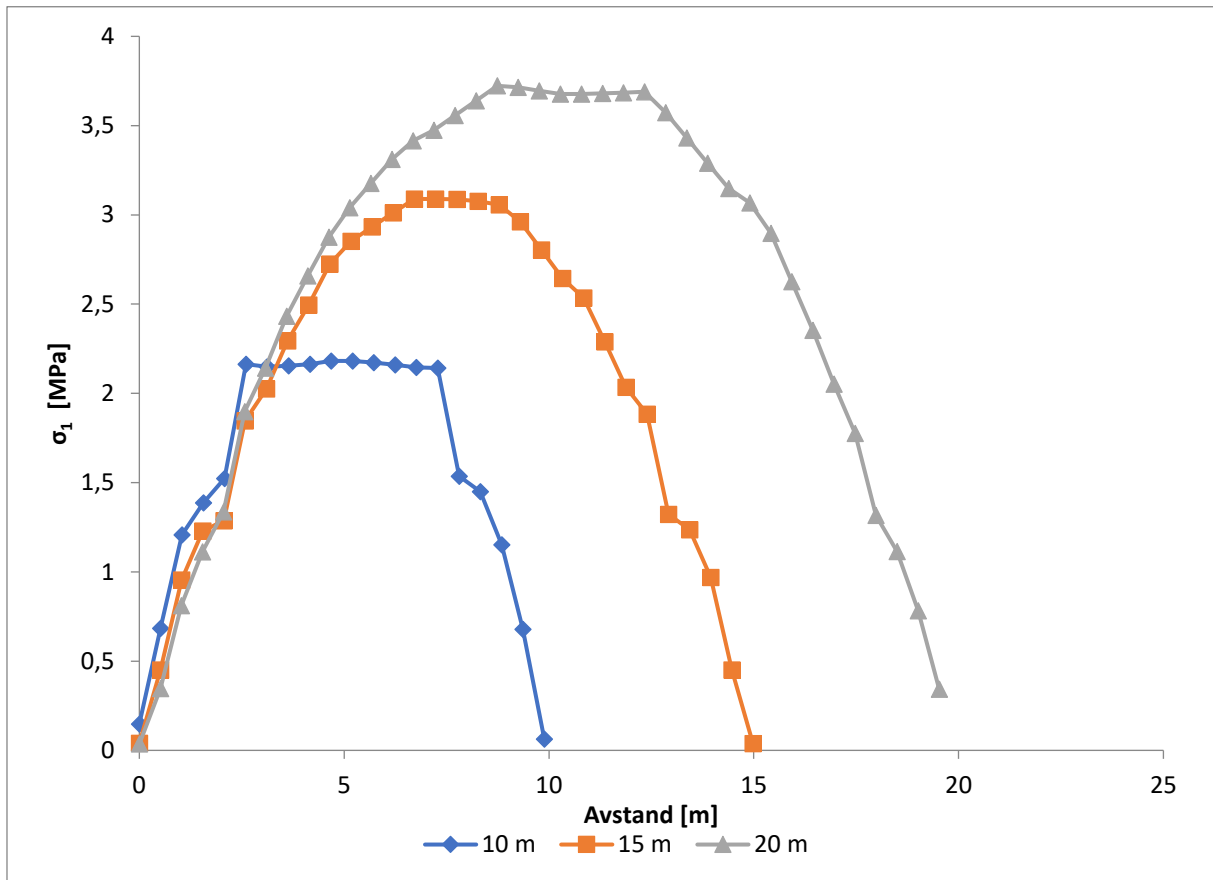
Elastiske materialegenskaper er benyttet ved modellering av 10, 15 og 20 m avstand mellom tunnellopene. Figur 9.6 viser største hovedspenning, σ_1 , og spenningstensoren rundt tunnellopene. Som følge av lav overdekning og tektoniske spenninger er horisontalspenningene ved tunnelnivå betydelig større enn vertikalspenningen ved begrenset overdekning.



Figur 9.6. σ_1 og spenningstensorene rundt tunnellopene ved 33 m overdekning.

Avstander mellom tunnellopene på både 10 m, 15 m og 20 m fører til en hovedspenning, σ_1 , lik null i tunnelenes vegger. Utgravingene resulterer i spenningskonsentrasjoner i tunnelprofilenes heng og i overgangen mellom vegg og såle. Største hovedspenning, σ_1 , er 10,3 MPa og forekommer i henget. Ved en avstand på 20 m mellom tunnellopene vil spenningsforholdene i pilaren være mer lik in-situ spenningene enn ved 10 m og 15 m, illustrert av spenningstensorene.

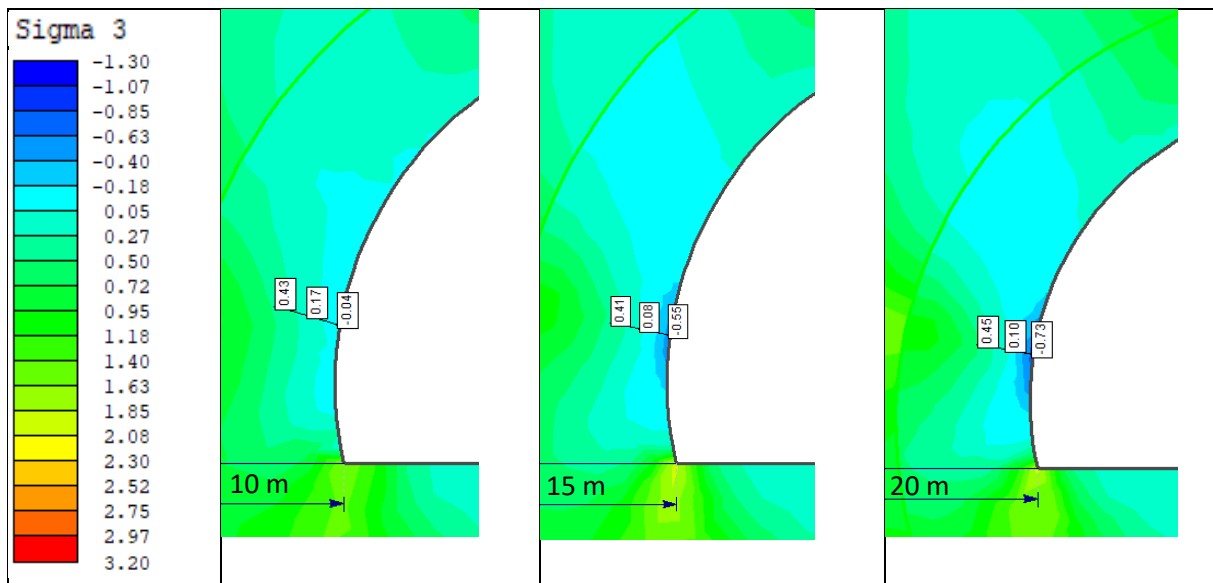
For å undersøke fordelingen av σ_1 mellom tunnellopene ved ulike pilarbredder kan σ_1 plottes mot avstanden. Fordelingen av σ_1 mellom tunnellopene er vist på Figur 9.7.



Figur 9.7. Fordelingen av σ_1 i pillarene mellom tunnellopene ved 33 m overdekning.

Nær tunnellopene vil største hovedspenningene være lav for alle de tre ulike pilarbreddene. For de tre avstandene er σ_1 størst midt i pillaren. For 10 m, 15 m og 20 m vil den maksimale σ_1 -verdien være henholdsvis 2,2 MPa , 3,1 MPa og 3,7 MPa. Økende pilarbredder resulterer i høyere σ_1 mellom tunnellopene.

Ved undersøkelse av minste hovedspenning, σ_3 , vil de laveste spenningskonsentrasjonene forekomme i tunnelens vegger. Størrelsen og fordelingen av σ_3 i en avstand på 1 m fra tunnelveggen som grenser til pillaren er vist på Figur 9.8. Modelleringen tyder på at økende pillarpredder fører til lavere spenningskonsentrasjoner på tunnelveggene som grenser til pillaren. For alle tre avstandene indikerer modelleringen at det vil kunne forekomme strekkspenninger i tunnelveggen.

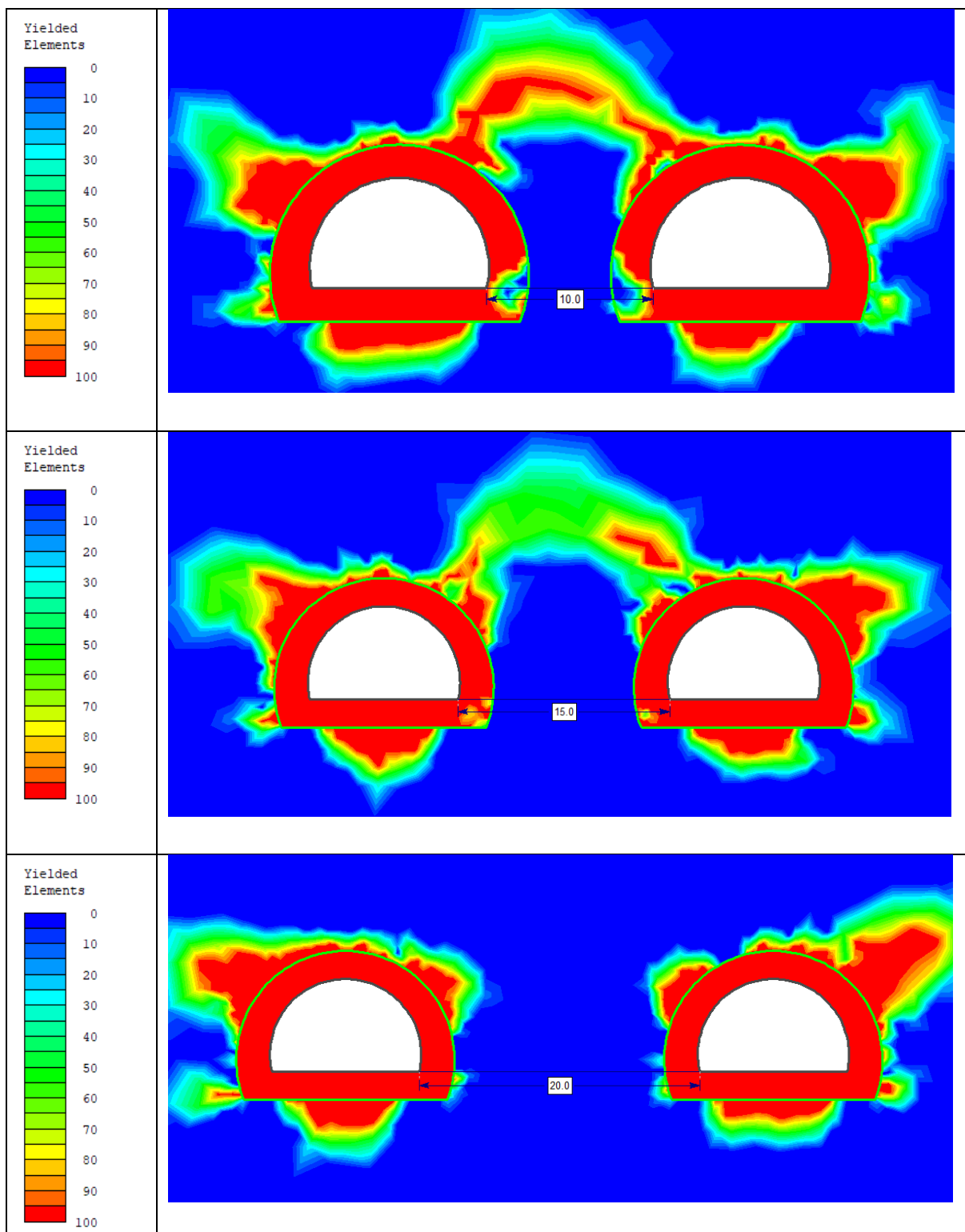


Figur 9.8. Minste hovedspenning, σ_3 , på tunnelveggen. Verdiene strekker seg fra tunnelveggen og ca. 1 m inn i pilaren.

Plastiske resultater

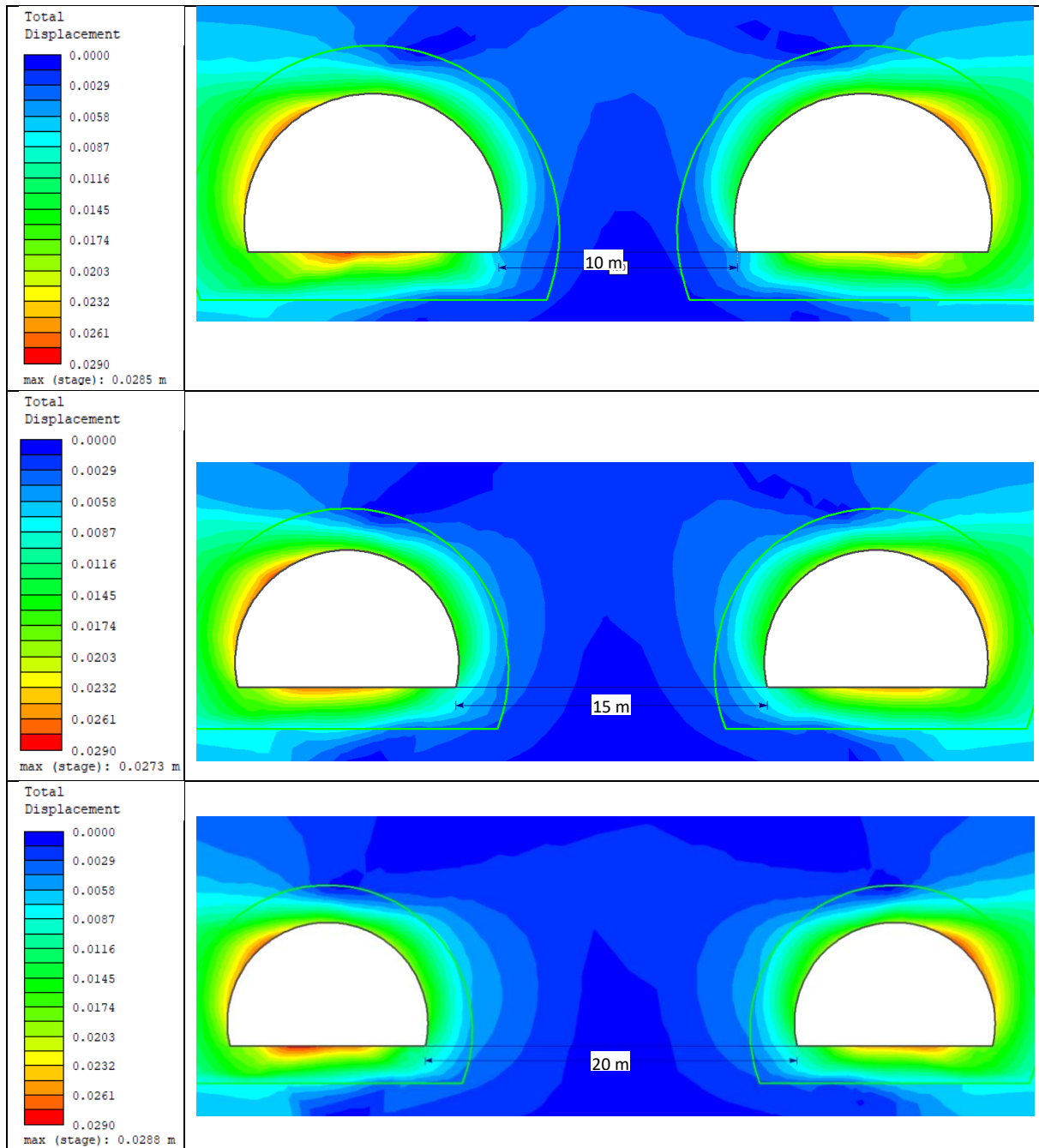
For å undersøke deformasjon og dannelse rundt tunnellopene blir bergmassen modellert ved bruk av plastiske materialeegenskaper. I plastisk materiale tillates materialet å gå i brudd og det er mulig å undersøke omfanget av skaden på bergmassen. Varierende pilarbredde på 10 m, 15 m og 20 m, undersøkes.

Figur 9.9 viser fordelingen av brudd-dannelse rundt tunnellopene ved tre forskjellige pilarbredder. Økende avstand mellom tunnellopene resulterer i mindre brudddannelse i pilaren. Ved 10 og 15 m avstand vil det forekomme brudd i bergmassen mellom tunnellopene. Ved 20 m avstand vil det være en pilar mellom tunnellopene som ikke er gått i brudd.

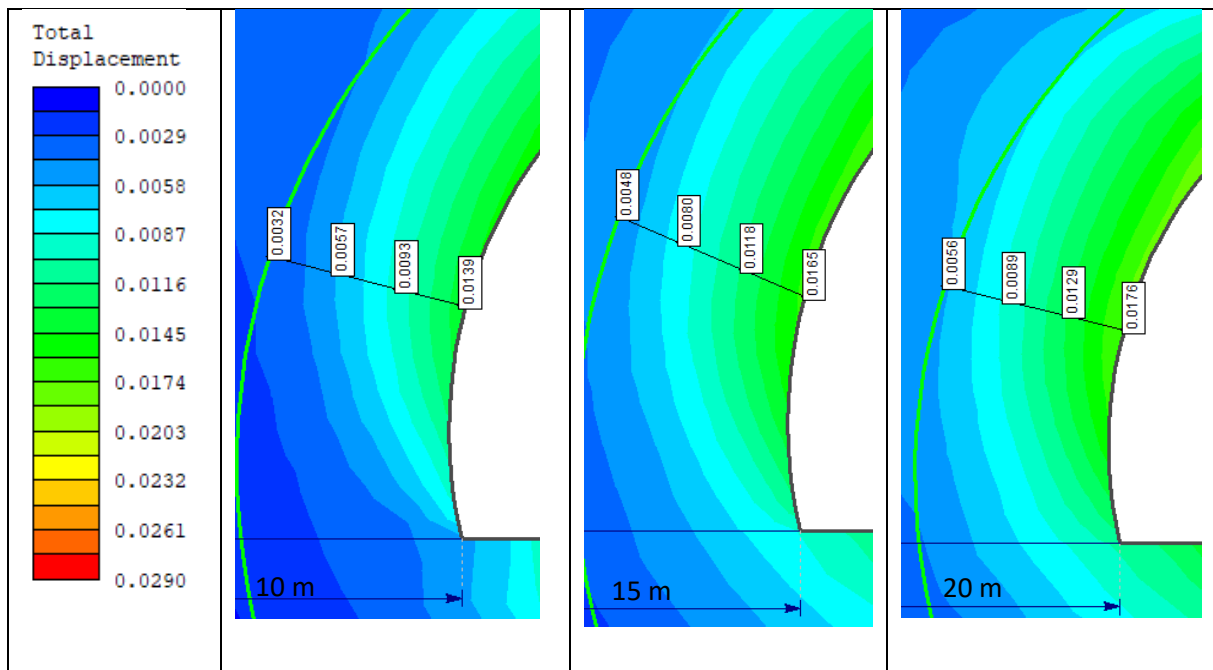


Figur 9.9. Brudd-dannelsen rundt tunneløpene ved pilarbredde på 10 m, 15 m og 20 m.

Figur 9.10 viser den totale deformasjonen rundt tunnellopene. For alle modellene er deformasjonen størst i såle, samt i vederlaget som ikke er lokalisert mot pilaren. Figur 9.11. viser deformasjonsutviklingen på tunnelveggen og ca. 2 m inn i pilaren. Deformasjonen på tunnelveggen er størst ved 20 m avstand. Ved 20 m forventes det en deformasjon på 17,6 mm, sammenliknet med 13,9 mm ved 10 m pilarbredde.

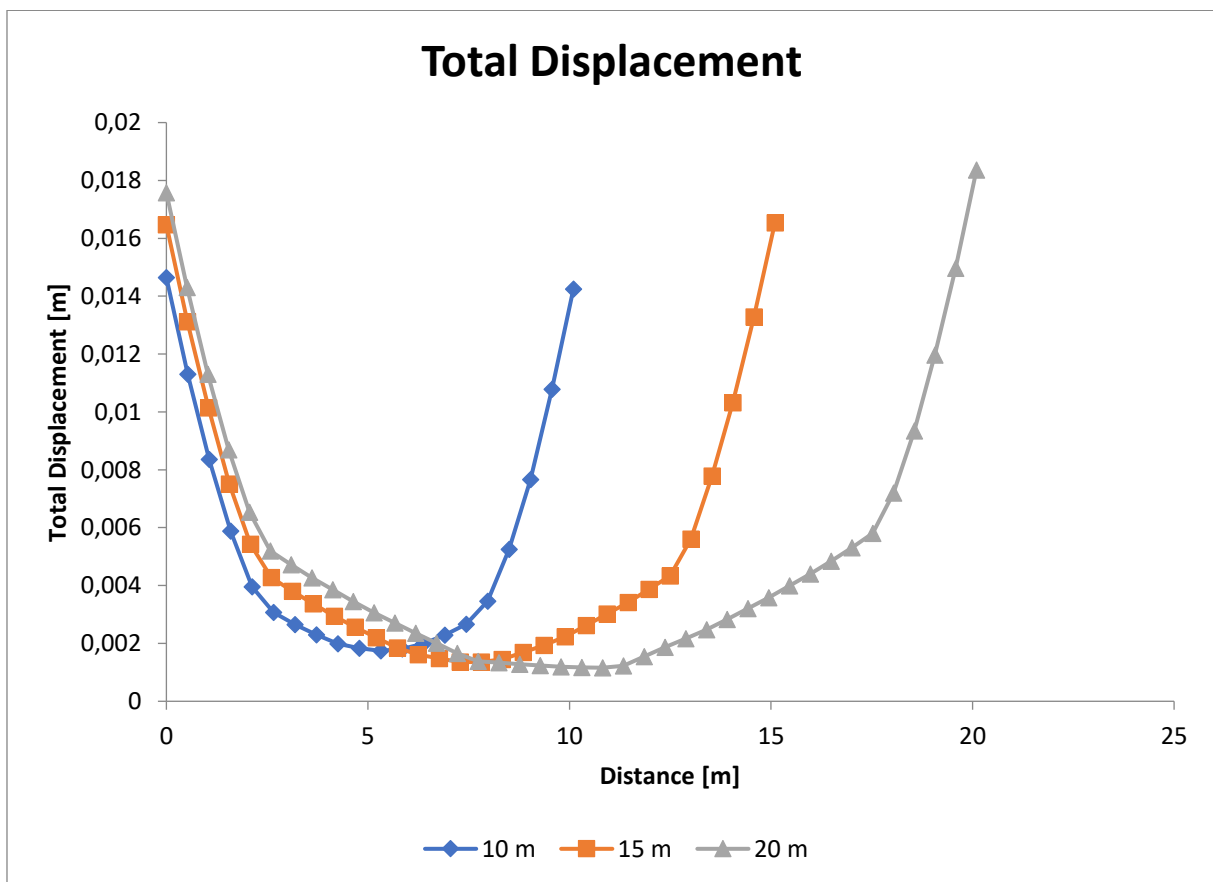


Figur 9.10. Deformasjon rundt tunnellopene ved ulik pilarbredde.



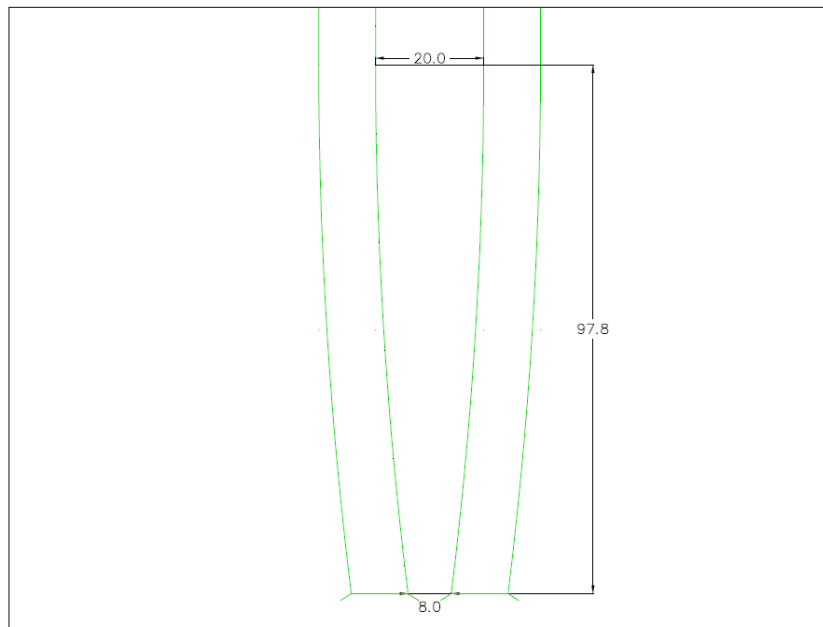
Figur 9.11. Deformasjonen på tunnelveggen og 2 m ut i pilaren. Deformasjonen er angitt i meter.

I pilaren som dannes mellom tunneløpene vil det for alle tre avstandene være relativt lite deformasjoner. Deformasjonsutviklingen i pilarene er vist på Figur 9.12. Midt i pilaren vil deformasjonen for tunnelavstand på 10 m, 15 m og 20 m være henholdsvis 1,7 mm, 1,4 mm og 1,2 mm.



Figur 9.12. Deformasjonsutviklingen i pilaren mellom tunneløpene.

Resultatene fra den elastiske og plastiske modelleringen viser at ved vurdering av ulike pilarbredder er 20 m den mest optimale. Ved å bruke avstanden mellom tunnellopene ved påhuggsområdet og en horisontalkurveradius, R_{min} , lik 800 m, kan man finne avstanden inn til det oppnås tilstrekkelig pilarbredde på 20 m. Figur 9.13 viser en illustrasjon fra Civil3D over avstanden mellom tunnellopene ved påhuggsområdet og hvordan avstanden gradvis vil øke ved en horisontalkurveradius på 800 m. Etter nesten 100 m inn i Forbordsfjellet oppnås en pilarbredde på 20 m.



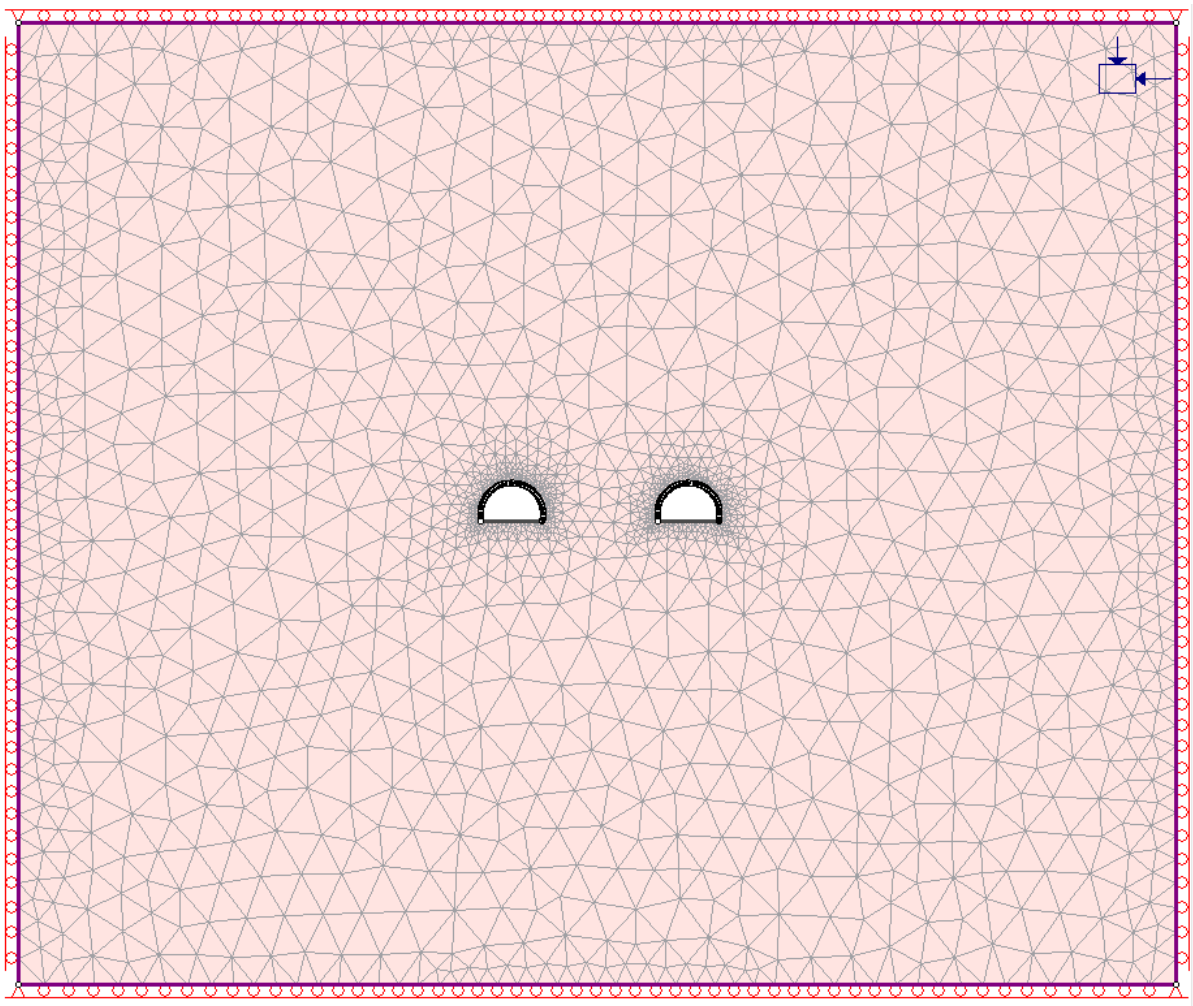
Figur 9.13. Illustrasjon over den økende pilarbredden når avstanden fra påhugget øker. Nesten 100 m inn i Forbordsfjellet vil det oppnås pilarbredde på 20 m ved bruk av en horisontalkurveradius på 800 m.

9.3 Bergartsgrense og kryssende svakhetssoner

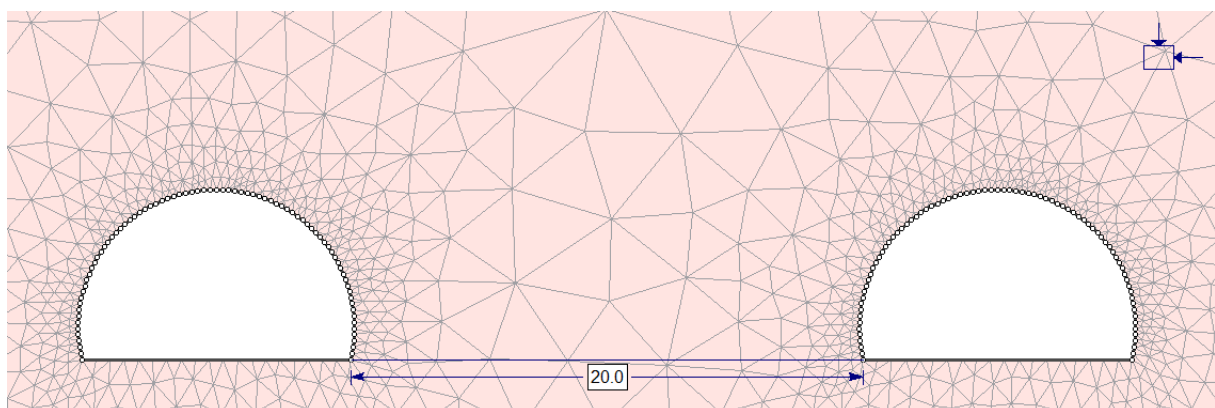
Ved ca. pel 2700 forventes det å drive gjennom overgangen mellom fyllitt og grønnstein, samt flere kryssende svakhetssoner. Det antas at bergmassen i dette området vil være svært oppsprukket og av lav kvalitet. I svakt berg og svakhetssoner kan bergmassen demonstrere en plastisk oppførsel. For å undersøke bergmassens respons på utgraving vil plastisk materialegenskaper bli benyttet i den numeriske analysen. To modeller vil testes; en med sikring og en uten sikring. Sikringsens effekt på stabilitet vil undersøkes, og deformasjon og brudd-dannelse vil sammenliknes fra de to modellene.

9.3.1 Oppsett av modell og input-parametere

De ytre grensene er gitt en slik størrelse at det ved numerisk modellering ikke vil påvirke spenningssituasjonen rundt tunnelene. Rundt øvre og nedre kant er det plassert noder som begrenser bevegelse i vertikal retning, mens det langs sidekantene er plassert noder som hindrer bevegelse i horisontal retning. I hjørnene hindres bevegelsen i både horisontal og vertikal retning. Modelloppsettet er vist på Figur 9.14. Tverrsnittet av to tunnellop med profil T10,5 er vist på Figur 9.15. Basert på resultatene fra seksjon 9.2 benyttes en avstand på 20 m mellom tunnellopene.



Figur 9.14. Modelloppsett for stabilitetsvurdering av tunneltraseen gjennom svak og oppsprukken bergmasse.



Figur 9.15. Tunnelprofilene. En avstand på 20 m er benyttet mellom tunnellopene.

Ved overgangen mellom fyllitt og grønnstein antas det at bergmassen er preget av mye oppsprekking. Det er også anslått at flere svakhetssoner vil krysse tunneltraseen ved i dette området. Inputparametere relatert til bergartsgrensen mellom grønnstein og fyllitt er presentert i Tabell 9.12 og bestemt på bakgrunn av vurderinger gjort i kapittel 7. Intakt bergartsstyrke og elastisitetsmodul er estimert ved å redusere styrken og elastisitetsmodulen til fyllitten med 60%. Poissons forholdstall, ν , og intakt materialkonstant, m_i , anslås å være lik fyllittens. Ettersom hele bergmassen er karakterisert av mye oppsprekking og dårlig berg er det ikke benyttet en forstyringsfaktor, D , rundt tunnellopene.

Tabell 9.12. Input-parametere relatert til de mekaniske egenskapene ved bergartsgrense/skyvesone.

| Beskrivelse | Parameter | Verdi |
|--|------------------|-------|
| Intakt bergartsstyrke [MPa] | σ_{ci} | 22,6 |
| Geologiske styrkeindeks | GSI | 30 |
| Residual geologisk styrkeindeks | GSI _r | 30 |
| Intakt materialkonstant | m_i | 13 |
| Elastisitetsmoduluen til intakt berg [GPa] | E_{ci} | 12 |
| Poissons forholdstall | ν | 0,15 |

Tunneltraseen forventer å krysse bergartsgrensen/skyvesonen og flere svakhetssoner ved ca. pel 2700. Overdkeningen ved pel 2700 leses av fra lengdeprofilen over Forbordsfjelltunnelen, Vedlegg A1. Horisontal- og vertikalspenningene ved pel 2700 er beregnet basert på vurderinger fra kapittel 7 og presentert i Tabell 9.13.

Tabell 9.13. Overdekning og spenningsforhold ved bergartsgrensen mellom grønnstein og fyllitt ved pel 2700.

| | | |
|--------------------|------------|--------------------------|
| Overdekning | z | 310 m |
| Tyngdetetthet | γ | 0,0277 MN/m ³ |
| Vertikalspenning | σ_v | 9,2 |
| Horisontalspenning | σ_h | 11,7 |

Sikring

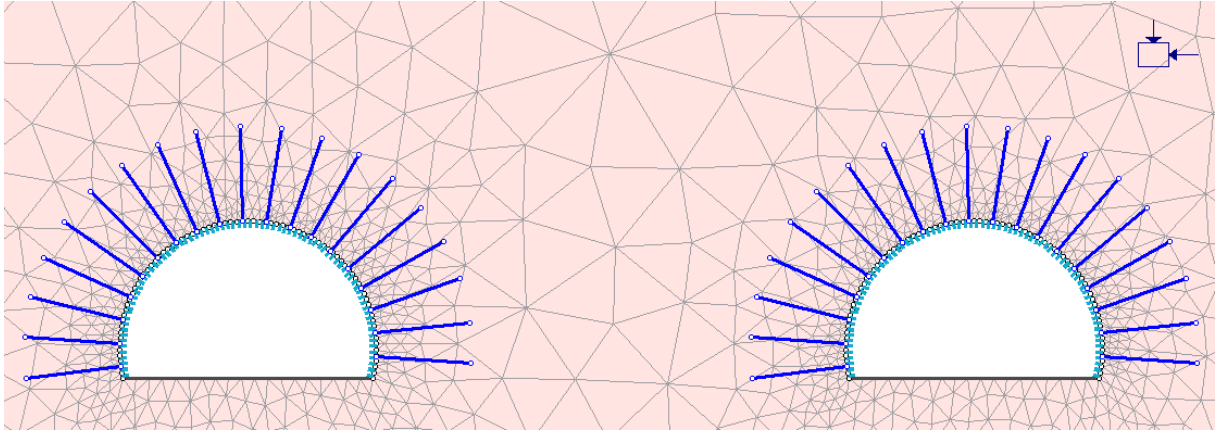
I den numeriske modellen vil tunnellopene sikres ved bruk av bolter og sprøytebetong. Som følge av antagelsen om flere kryssende svakhetssoner, samt bergartsgrensen representert av en skyvesone, er bergmassen estimert å tilhøre bergmasseklasse F (Sweco, 2020). Dette resulterer i sikringsklasse V. Ved sikringsklasse V er armerte sprøytebetongbuer en del av bergsikringen som skal installeres. I RS2 kan ikke armerte sprøytebetongbuer benyttes, og det vil i stedet kun benyttes bolter og sprøytebetong. Vedlegg A3 gir en oversikt over sprøytebetongtykkelsen og bolteavstanden som skal benyttes ved de ulike sikringsklassene. Fullt instøpte kombinasjonsbolter vil bli brukt i analysen. Standard boltediameter og lastegenskaper fra RS2 benyttes. Basert på bergmasseklassen og tunnelprofilens størrelse vil det benyttes en boltelengde på 4 m. Avstanden mellom boltene er 1,0 m. Sprøytebetongens materialegenskaper er presentert i Tabell 9.14. I den numeriske modellen benyttes en sprøytebetongtykkelse på 150 mm. Figur 9.16 viser sprøytebetong og installerte bolter rundt tunnelprofilen.

Tabell 9.14. Sprøytebetongens materialegenskaper.

| | |
|-----------------------------|--------------------|
| E-modulen [MPa] | 20000 ¹ |
| Poissons forholdstall | 0,2 ² |
| Kompresjonsstyrken [MPa] | 35 ² |
| Residual kompresjonsstyrke | 5 ² |
| Strekkstyrke [MPa] | 5 ² |
| Residual strekkstyrke [MPa] | 0,5 ¹ |

¹ Verdier bestemt i samråd med veileder, Dr. Krishna Kanta Panthi.

² Standardinstillinger i RS2.



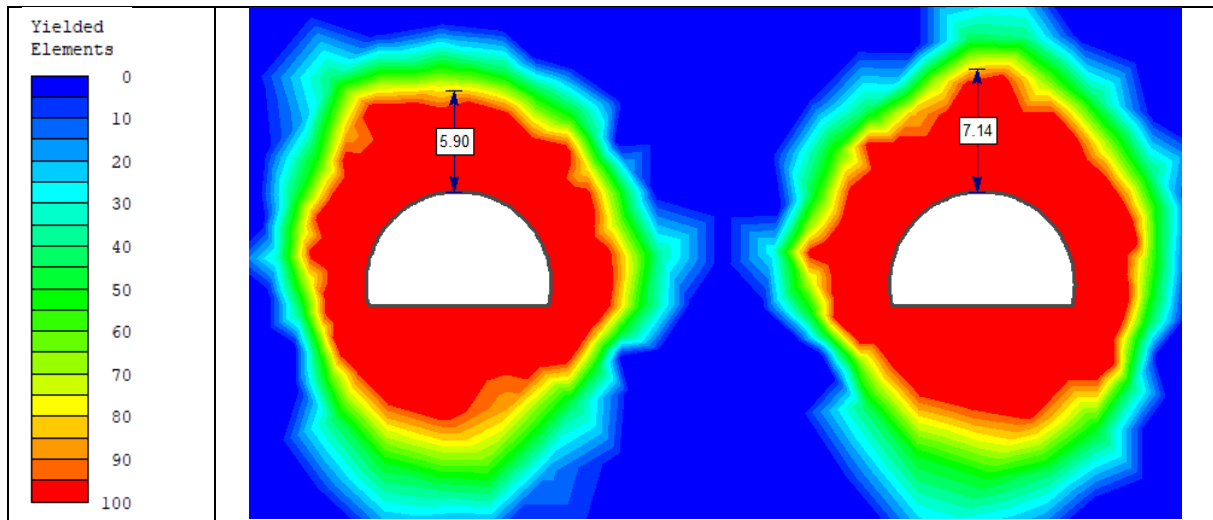
Figur 9.16. Bergsikringen som modelleres i RS2.

9.3.2 Resultater

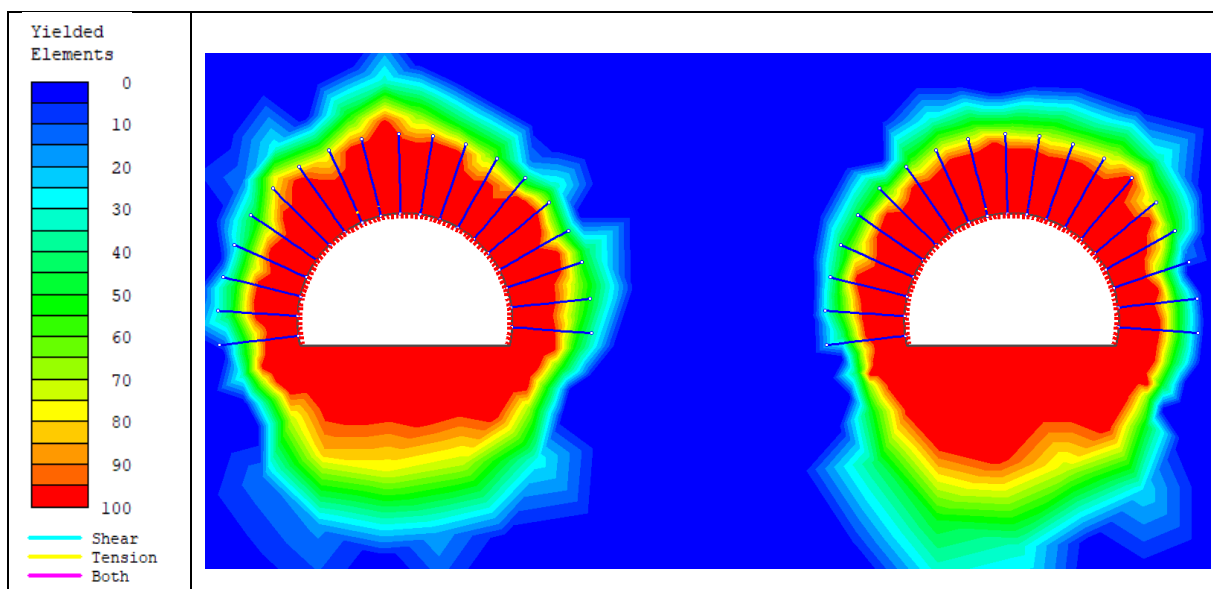
For å undersøke deformasjon og brudd-dannelse rundt tunnellopet blir modellen kjørt med plastiske materialegenskaper. Tunnellopene modelleres med og uten sikring for å undersøke effekten av bergsikring. Både bolter og sprøytebetong benyttes som en del av bergsikringen.

Ved modellering med plastiske materialegenskaper tillates materialet å gå i brudd. Rundt begge tunnellopene dannes det en bruddsone. Bruddsonen er størst ved tunnellopenes heng og såle. Dette er vist på Figur 9.17. I henget strekker brudd-dannelsen seg 6-7 m over tunnellopene. I veggene er brudd-dannelsen mindre, men strekker seg i en sone på ca. 4 m ut fra tunnelprofilet. I bergmassen mellom tunnellopene forekommer det en pilar uten brudddannelse. På det minste vil pillaren av uoppsprukket berg ha en bredde på 2 m.

Brudd-dannelsen rundt tunnellopene ved installasjon av sikring er vist på Figur 9.18. Fra Figur 9.18 kan også brudd-dannelsen i bergsikringen observers. Tre av boltene har små partier med strekkbrudd, mens store deler av sprøytebetongen vil ha brudd-dannelse. Sammenliknet med ingen sikring, illustrert på Figur 9.17, har installasjon av sikring fører til betydelig mindre brudd-dannelse. Uten sikring var bruddsonen i henget 6-7 m. Etter sikring er sonens utbredelse redusert til ca. 4 m, som tilsvarer lengden av boltene. Også i tunnelenes vegger er bruddsonen mindre, og større del av pillaren mellom tunnellopene består av bergmasse uten brudd-dannelse. Etter sikring forekommer det en sone på omkring 10 m uten brudd mellom tunnellopene.



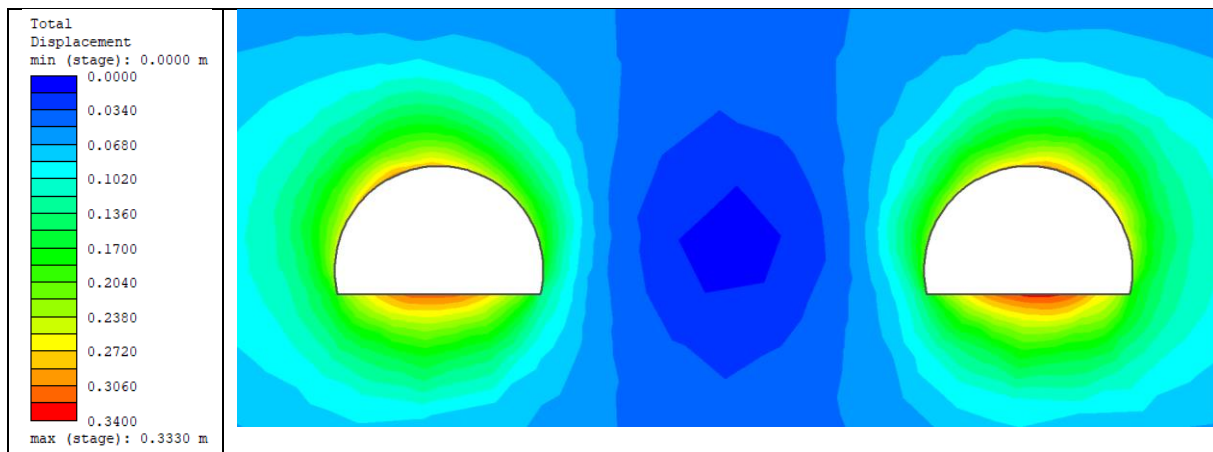
Figur 9.17. Brudd-dannelse rundt usikrede tunneløp.



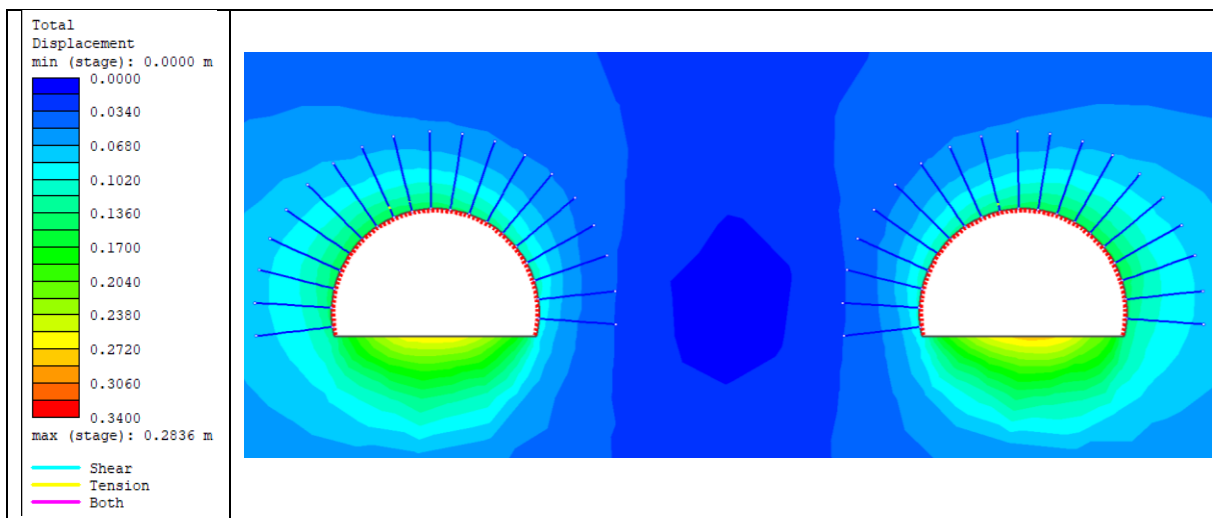
Figur 9.18. Brudd-dannelse rundt tunneløpene etter sikring. Brudd-dannelse i sprøytebetongen (rødt) og boltene (gult) er vist.

Deformasjonen rundt tunneløpene uten installasjon av sikring er vist på figur Figur 9.19. Størst deformasjon forekommer i tunnelenes heng og såle, og er på henholdsvis 300 mm og 330 mm. Mellom tunneløpene vil det være en gradvis redusjon i deformasjon inn mot pilarens kjerne.

Figur 9.20 illustrerer deformasjonen rundt tunneløpene ved installert sikring. Figuren viser at det i sålen av tunneløpene vil forekomme størst deformasjon. Ved installasjon av sikring er deformasjonen i tunnelets heng/vederlag redusert, sammenliknet med tunneløpene uten deformasjon.



Figur 9.19. Deformasjon rundt tunnelåpene uten sikring.



Figur 9.20. Deformasjon rundt tunnelåpene etter installasjon av sikring.

Tabell 9.15 viser deformasjonen i tunnelåpenes heng og såle med og uten bergsikring. I hengt vil deformasjonen nesten halvveres, fra 300 mm uten sikring, til 160 mm etter sikring.

Tabell 9.15. Deformasjon i heng med og uten sikring.

| | Deformasjon uten sikring [mm] | Deformasjon ved sikring [mm] |
|--------|-------------------------------|------------------------------|
| I heng | 300 | 160 |
| Såle | 330 | 284 |

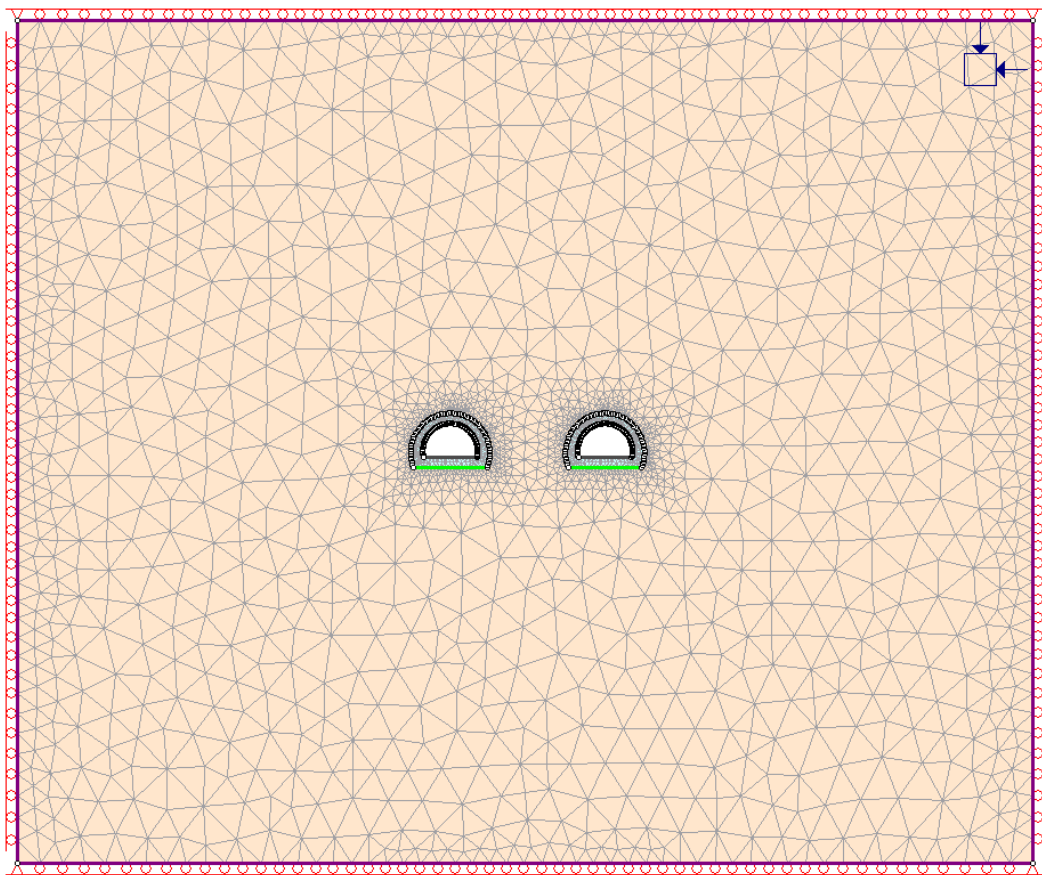
9.4 Tunnelløpene ved maksimal bergoverdekning

Langs tunnelen gjennom Forbordsfjellet vil traseen ha maksimal bergoverdekning ved pel 4250. Bergoverdekningen i dette området er 470 m. Det forventes å drive gjennom grønnstein med stor styrke og stivhet. Massivt og hardt berg, i kombinasjon med høye bergspenninger, kan føre til avskalling, sprak og bergslag. For å undersøke bergmassens respons på utgraving vil modeller med elastiske og plastiske materialegenskaper analyseres. Spenningsforholdene, bruddannelsen og deformasjonen rundt tunnelløpene vil undersøkes på de numeriske modellene.

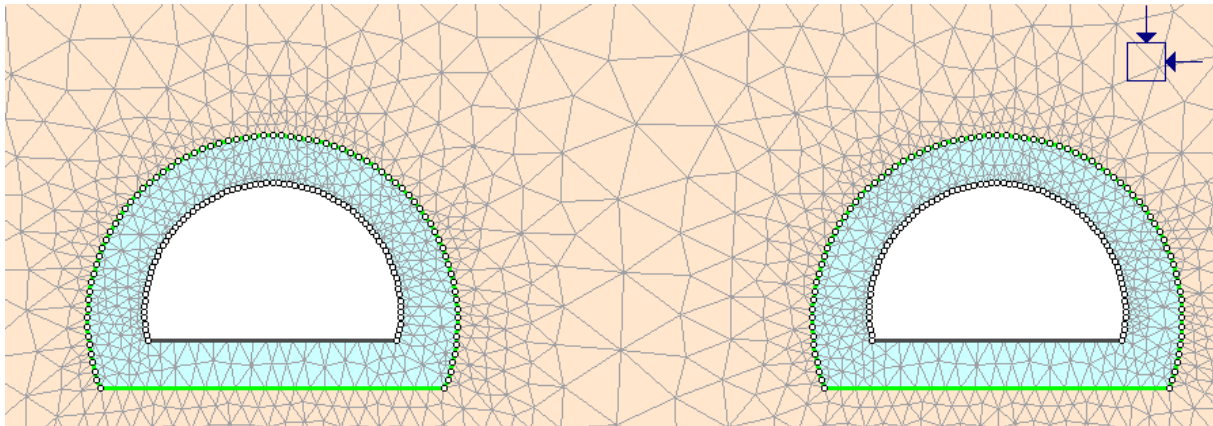
9.4.1 Oppsett av modell og input-parametere

Tverrsnittet av to tunnellop med profil T10,5, er vist på Figur 9.21. og Figur 9.22. Basert på resultatene fra seksjon 9.2 benyttes en avstand på 20 m mellom tunnellopene. Rundt tunnelåpningene er det modellert et område på rundt 2 m som representerer en forstyrret og sprengningspåvirket sone. I denne sonen vil bergmassens styrke være redusert. Redusjonen i bergmassens styrke modelleres ved å benytte forstyrrelsesfaktoren, D .

Det er benyttet ytre grenser som er plassert i en slik avstand fra utgravingene at det unngås påvirkning mellom utgravingen og de ytre grensene. I hjørnet av det boksen er det plassert noder som begrenser bevegelse både horisontalt og vertikalt. Langs kantene av den ytre grensen er det benyttet rollers som begrenser bevegelsen i x- og y-retning.



Figur 9.21. Modeloppsett ved pel 4250 i grønnstein.



Figur 9.22. Modelloppsett av tunneløpene med forstyrret sone ved pel 4250 i grønnstein.

Basert på plasseringen av stabilitetsundersøkelsene og plasseringen til kjerneprøvene anses den enaksiale trykkfasthetstesten ved Seterkleiva som mest representativ ved vurdering av tunneløpene ved pel 4250. Input-parametere relatert til grønnsteins egenskaper er presentert i Tabell 9.16 og bestemt på bakgrunn av vurderinger gjort i kapittel 7. Overdekningen ved pel 4250 hentes fra lengdeprofilen over Forbordsfjelltunnelen, Vedlegg A1.. Horisontal- og vertikalspenningene ved pel 4250 er beregnet basert på vurderinger fra kapittel 7 og presentert i Tabell 9.17.

Tabell 9.16. Input-parametere relatert til grønnsteinens egenskaper.

| Beskrivelse | Parameter | Verdi |
|---|------------------|-------|
| Intakt bergartsstyrke [MPa] | σ_{ci} | 135,1 |
| Geologiske styrkeindeks | GSI | 55 |
| Residual geologisk styrkeindeks | GSI _r | 26 |
| Intakt materialkonstant | m_i | 20 |
| Forstyrrelsesfaktor | D | 0,4 |
| Elastisitetsmodulen til intakt berg [GPa] | E_{ci} | 58,9 |
| Poissons forholdstall | ν | 0,34 |

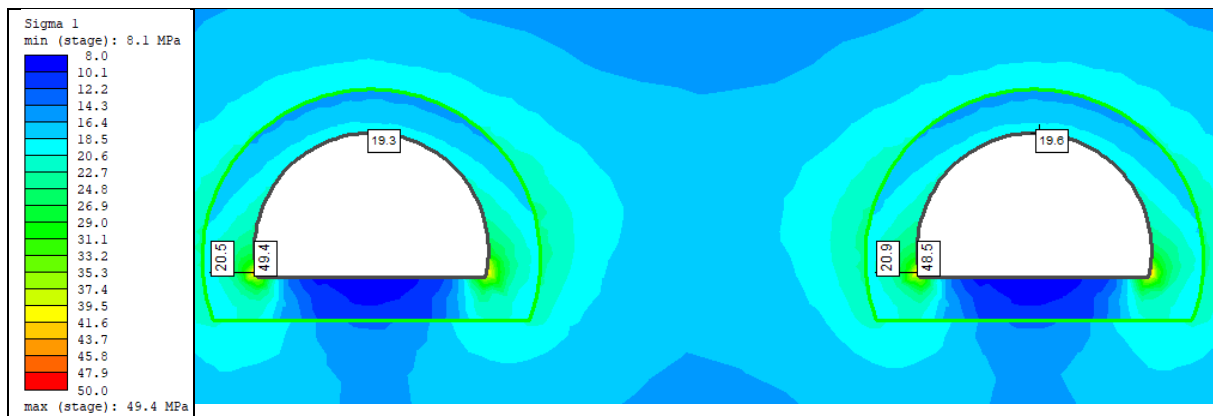
Tabell 9.17. Overdekning og spenningsforhold i grønnstein ved pel 4250.

| | | |
|--------------------|------------|--------------------------|
| Overdekning | z | 470 m |
| Tyngdetetthet | γ | 0,0296 MN/m ³ |
| Vertikalspenning | σ_v | 13,9 MPa |
| Horizontalspenning | σ_h | 14,2 MPa |

9.4.2 Resultater

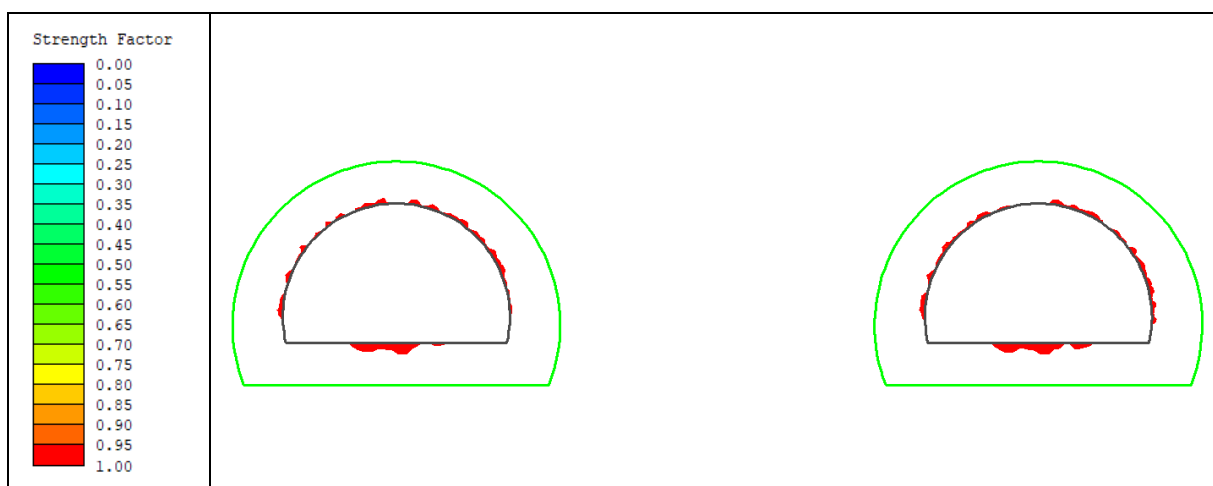
Elastiske resultater

Ved bruk av elastiske materialegenskaper er største hovedspenning og styrkefaktoren rundt tunneløpene modellert. Figur 9.23 viser største hovedspenning rundt tunneløpene. De største spenningene forekommer i tunnelens vegger og overgangen mellom vegg og såle. Her tyder den numeriske analysen på at spenningene kan komme opp i rundt 50 MPa. I tunnelenes heng forventes spenninger på ca. 19,5 MPa.



Figur 9.23. Fordelingen av største hovedspenning rundt tunnellopene ved pel 4250.

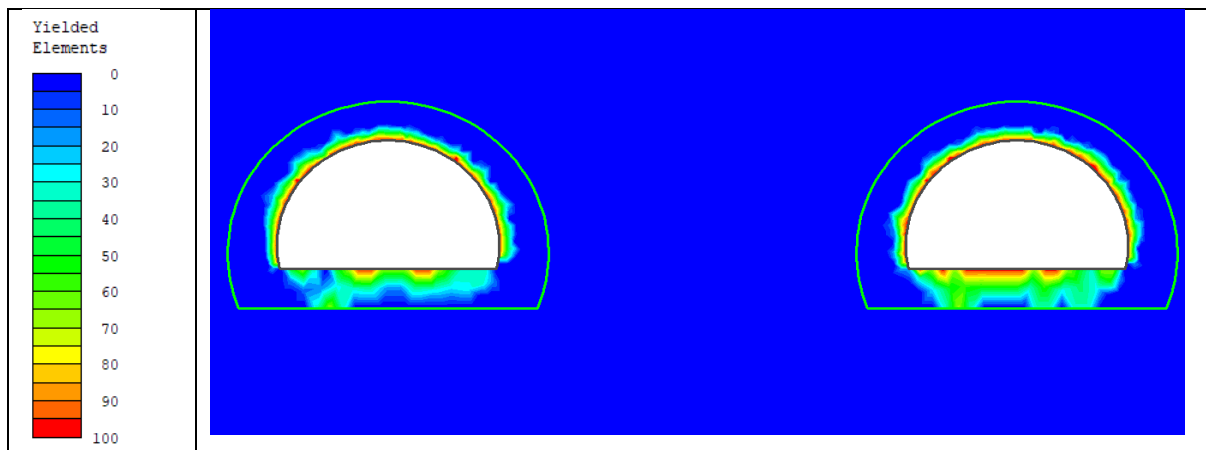
På Figur 9.24 illustreres styrkefaktoren rundt tunnellopene. Ved bruk av elastiske materialegenskaper tillates materialet å gå i brudd og styrkefaktoren kan være mindre enn 1. Hvitt område viser styrkefaktor større enn 1. Dette indikerer at bergmassens styrke er større enn de induerte spenningene. Rundt tunnellopene er det relativt små områder som har styrkefaktor mindre enn 1. Områdene med styrkefaktor mindre enn 1 gir en indikasjon på hvor det kan forekomme brudddannelse.



Figur 9.24. Illustrasjon av områdene rundt tunnellopene hvor styrkefaktoren er mindre enn 1 ved pel 4250.

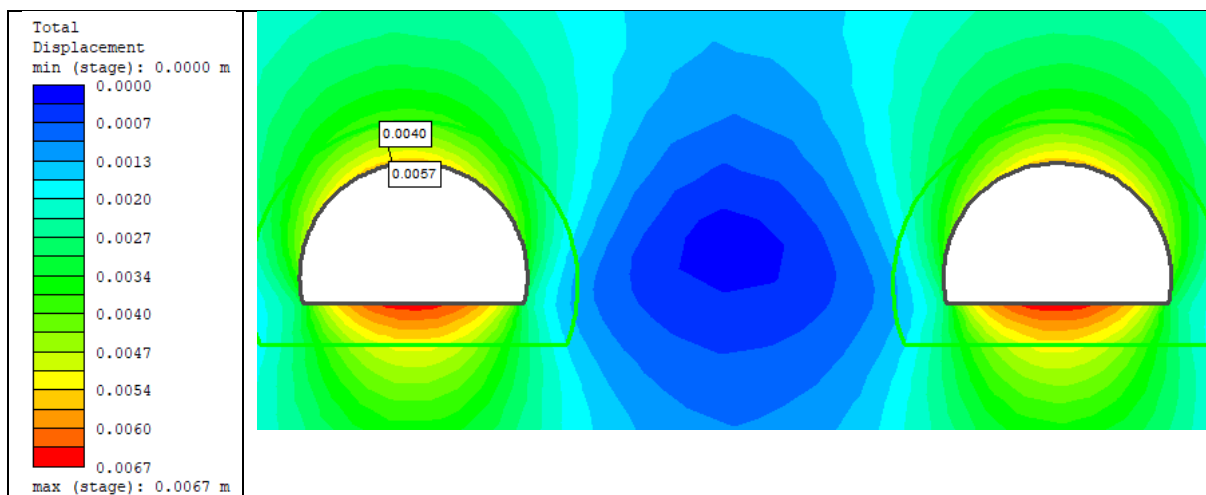
Plastiske resultater

Ved bruk av plastiske materialegenskaper ble brudd-dannelsen og deformasjonen rundt tunnellopene undersøkt. Figur 9.25 viser brudd-dannelsen rundt tunnellopene. Rundt begge tunnellopene tyder analysen på relativt lite brudd-dannelse, selv uten installasjon av sikring. Plasseringen av brudd-dannelsen på den plastiske modellen samsvarer godt med områdene på den elastiske modellen hvor styrkefaktoren er mindre enn 1 (Figur 9.24).



Figur 9.25. Dannelsen av bruddelementer rundt tunnellopene ved pel 4250.

Figur 9.26 viser deformasjonen rundt tunnellopene. Den numeriske analysen tyder på at det vil forekomme lite deformasjon rundt tunnelkonturen. Den største deformasjonen vil foregå i tunnelenes heng og såle og være på henholdsvis 5,7 mm og 6.7 mm. På modellen er ikke sikring installert. Installasjon av sikring vil kunne redusere den allerede begrensede deformasjon- og brudd-dannelsen.



Figur 9.26. Deformasjon rundt tunnellopene ved pel 4250.

10 DISKUSJON

10.1 Input-parametere

Selv om de numeriske modelleringsverktøyene brukt i prosjektet er både presise og avanserte vil usikkerheten i input-parameterne kunne føre til store usikkerheter i resultatene. Nøyaktigheten til input-parameterne bestemmer nøyaktigheten til resultatene fra den numeriske analysen. Ved bruk av resultatene til planlegging og design av tunnellopene må det derfor utøves en viss varsomhet.

I oppgaven er horisontalspenningene antatt å være et resultat av både gravitasjonsinduserte horisontalspenninger og tektoniske spenninger. Det er store usikkerheter knyttet til verdien av horisontalspenningenes tektoniske komponent. Dersom modelleringen skal kunne være hensiktsmessig for prosjektet bør det utføres bergspenningsmålinger.

Verdien av bergartenes E-modul, Poissons forholdstall og konstanten m_i er estimert og ikke basert på laboratorieundersøkelser. For å redusere usikkerheten knyttet til den numeriske modelleringen kan flere laboratorieundersøkelser gjennomføres.

Bergmassen er ikke observert i felt, og det er knyttet usikkerheter til de estimerte GSI-verdiene. GSI-verdien til grønnstein og fyllitt er estimert basert på beskrivelser og bilder av kjernelogger. GSI-verdien er også estimert ved bruk av empiriske sammenhenger mellom Q-systemet, RMR og GSI. Feltundersøkelser og observasjoner av bergmassen vil kunne redusere usikkerhetene knyttet til GSI-verdiene.

Ved gjennomføring av stabilitetsvurderingene er det benyttet én GSI-verdi for fyllitten og én for grønnstein. Langs tunneltraseen forventes variasjoner i både fyllitten og grønnsteinen. Å anta lik GSI-verdi for hele bergmassen er en forenkling og vil i realiteten ikke være tilfellet.

10.2 Avstandsvurdering

10.2.1 Spenninger

For varierende pilarbredde undersøkes bergmassens respons på utgraving av to parallelle tunnellop. Det er ønskelig med tilstrekkelig stor pilarbredde for å unngå påvirkning mellom tunnellopene. Tilstrekkelig stor avstand vil være viktig for å oppnå stabilitet og unngå unødvendig mye sikring langs hele tunnellopene.

I den numeriske analysen ble spenningene mellom tunnellopene modellert for pilarbredder på 10, 15 og 20 m. I pilaren er det gunstig med bergspenninger som er mest lik in-situ bergspenningene. I modelleringen vil den begrensede bergoverdekningen ved 33 m overdekning og de tektoniske spenningene føre til at største hovedspenning er orientert horisontalt og har en størrelse på 5,16 MPa. Som følge av utgraving av tunnellopene vil det ikke være mulig å oppnå in-situ bergspenninger mellom tunnellopene, med mindre avstanden mellom tunnellopene er svært stor. En avstand på 20 m mellom tunnellopene resulterte i en fem meter bred sone hvor største hovedspenning er tilnærmet konstant og lik 3,7 MPa. For avstander på 10 m og 15 m er største hovedspenning i pilaren mindre. Også spenningstensorene viste at 20 m pilarbredde ga bergspenninger i pilaren som i størst grad sammenfaller med in-situ bergspenningene, sammenliknet med pilarbredder på 10 m og 15 m.

Spenningsfordelingen rundt tunnelkonturen er også undersøkt ved bruk av analytiske metoder. Både Kirschs likning og likninger utviklet av Hoek og Brown (1980a) er benyttet for å undersøke tangentialspenningene ved begrenset overdekning. Resultatene fra den numeriske analysen kan sammenliknes med resultatene fra de analytiske metodene. Resultatene fra både Kirschs likninger og likningene utviklet av Hoek og Brown (1980a) tyder på at det kan dannes strekkspenninger i tunnelens vegger. Tabell 10.1 viser en sammenlikning av tangentialspenningene i tunnelens vegg ved 33 m overdekning estimert ved bruk av analytiske og numeriske metoder. Den numeriske modelleringen av største og minste hovedspenning, σ_1 og σ_3 , bekrefter resultatene fra de analytiske metodene. Ved modellering av minste hovedspenning vil det for alle tre pilarbreddene oppstå strekkspenninger i tunnelveggene. Den numeriske modelleringen viser at minste hovedspenning øker ved økende avstand fra tunnelveggen og inn i pilaren. Ved en avstand på 1 m fra tunnelveggen vil det for alle pilarbreddene være lave, men positive spenninger.

Tabell 10.1. Tangentialspenninger i tunnelveggen ved 33 m overdekning.

| Bergart | Pel nr. | Overdekning [m] | Tangentialspenninger i tunnelvegg [MPa] | | | | |
|---------|---------|-----------------|---|-----------------------|------------------|-------|-------|
| | | | Kirschs likning | Hoek og Brown (1980a) | Numerisk analyse | | |
| | | | | | 10 m | 15 m | 20 m |
| Fyllitt | 1650 | 33 | -2,4 | -1,5 | -0,04 | -0,55 | -0,73 |

Kun den numeriske analysen tar hensyn til at det er drevet to tunnellopp. Ved bruk av de analytiske likningene vil ikke effekten av det andre tunnelloppet bli tatt i betraktning. Kirschs likning tar heller ikke hensyn til formen på åpningen og antar sirkulær form. Ved horisontalspenninger større enn vertikalspenningene vil brede, lave åpninger gi gunstigst fordeling av tangentialspenningene rundt tunnelkonturen. Tunnelloppene har større bredde enn høyde, som kan være med på å forklare hvorfor resultatene fra de numeriske analysene gir mindre strekkspenninger enn Kirschs likning.

Tangentialspenningen presentert i Tabell 10.1 indikerer at det kan forekomme strekkspenninger ved 33 m bergoverdekning. Den begrensede overdekningen, kombinert med de tektoniske spenningene, fører til stor spenningsanisotropi. Ved økende avstand fra påhuggsområdene vil økende overdekning resultere i høyere vertikalspenninger og dermed mindre spenningsanisotropi. Mindre spenningsanisotropi vil føre til mindre variasjon i tangentialspenningene rundt tunnelåpningen og er gunstig for stabiliteten. Majoriteten av traseen har overdekning mellom 200-400 m, og det forventes ikke strekkspenninger rundt tunnelkonturen ved bergoverdekning av slik størrelsesorden.

10.2.2 Bruddutvikling og deformasjon

For pilarbredder på 10 m, 15 m og 20 m ble brudd-dannelsen rundt tunnelloppene undersøkt. Fra den numeriske analysen er det tydelig at avstand mellom tunnelloppene påvirker dannelsen av brudd. Ved økende pilarbredde vil tunnelloppene i mindre grad påvirke hverandre. Brudd-dannelsen i pilaren reduseres betraktelig ved en økning av pilarbredden fra 10 m til 20 m. Ved 10 m bredde risikeres det at bergmassen over pilaren går i brudd. Ved 20 m pilarbredde vil det ikke være en sammengende bruddsone mellom tunnelloppene.

På tunnelveggen vil det ved 20 m pilarbredde være noe høyere deformasjon enn ved 10 m pilarbredde. For alle tre pilarbreddene vil deformasjonen avta relativt raskt med økende avstand fra tunnelveggen. Det er ikke modellert hvordan sikring vil spille inn på deformasjon og brudd-dannelsen. Både brudd-dannelsen og deformasjonen rundt tunnellopene antas å reduseres ved installasjon av sikring.

10.2.3 Avstand fra påhugg til det oppnås tilstrekkelig pilarbredde

Ved påhuggsområdet er det planlagt en avstand mellom tunnellopene på 8 m. Avstanden mellom løpene vil gradvis øke når avstanden fra påhugget øker. Kravet til horisontalkurveradius for norske veier og tunneler fører til at en pilarbredde på 20 m oppnås etter en avstand på 100 m fra påhugget. Før det oppnås tilstrekkelig pilarbredde vil drivingen av de parallelle tunnellopene kunne påvirke hverandre, og tung sikring må vurderes for å sikre stabile forhold.

10.2.4 Tverrforbindelser

For toløps veitunneler er det krav om tverrforbindelser. Tverrforbindelsene mellom løpene skal etableres med en avstand på maksimalt 250 m (Statens vegvesen, 2021b). Med Forbordsfjelltunnelens lengde på 6 km fører det til 23 tverrforbindelser. Lengden på tverrforbindelsene bestemmes av pilarbredden, og økende avstand mellom tunnellopene vil føre til en økning i tverrforbindelsenes lengde. Pilarbredde på 10 m og 20 m vil føre til sammenlagt lengde på tverrforbindelsene på henholdsvis 230 m og 460 m. Ved valg av 20 m pilarbredde må et par hundre meter ekstra tunnel drives og sikres, sammenliknet med 10 m pilarbredde. Til gjengjeld vil en pilarbredde på 20 m kunne føre til mindre bergsikring av tunnellopene, ettersom 20 m avstand mellom tunnellopene fører til en mer stabil pilar og mindre påvirkning mellom tunnellopene.

10.3 Langtidsstabilitet

10.3.1 Blokkstabilitet

Ved undersøkelse av stabiliteten til blokker og kiler i UnWedge antas ingen bergspenninger. Antakelsen regnes for å være noe konservativ, men ved begrenset overdekning kan det forekomme redusert innspenning i tunnellopenes heng. Dette kan være tilfellet de første 200 m fra påhugget ved Langsteindalen. Til tross for lav overdekning vil de tektoniske spenningene være med på å spenne inn tunnelhenget. Selv lave horisontalspenninger vil kunne øke stabiliteten til kiler i henget betraktelig. Antakelsen om ingen bergspenninger vil kun være gjeldende nær påhuggsområdet. Ved økende avstand fra påhugget vil bergmassen være påvirket av både horisontal- og vertikalspenninger. Sett bort fra påhuggsområdene og de første 100-200 m har traseen god overdekning og blokknedfall regnes som lite sannsynlig.

I UnWedge-analyser er det for hvert sprekkesett definert en bestemt sprekkelengde. Avgrenset sprekkelengde fører til begrensninger i størrelsen på kilene og blokkene som kan dannes. Fra analysen i UnWedge vil kilen som dannes i henget ha størst volum. Både 3 m og 4 m lange bolter fører til tilstrekkelig forankring bak kilen, og størrelsen på kilen gjør at en boltelengdeforskjell fra 3 m til 4 m ikke gir store utslag i sikkerhetsfaktoren. Ettersom det ikke er registrert data i felt knyttet til sprekkelengden vil antakelsen om begrenset sprekkelengde for to av sprekkesettene være en usikkerhet i analysen, og det kan potensielt dannes større kiler. Ved større kiler vil en forskjell i

boltelengde på 1 m kunne være avgjørende for om bolten er tilstrekkelig forankret bak kilen, og dermed være avgjørende for om det oppnås stabilitet.

For prosjektet er det ikke gjennomført målinger av sprekkens residuale friksjonsvinkel. Ved undersøkelser av hvordan variasjoner i den residuale friksjonsvinkelen påvirker sikkerhetsfaktoren vil kun en av de potensielle kilene få forbedret sikkerhetsfaktor ved økende residual friksjonsvinkel. To av kilene vil i følge UnWedge-analysen falle ned som følge av manglende innseppning, og stabiliteten er ikke påvirket av sprekkens friksjon. Resultatene fra UnWedge tyder på at bergsikring ved bruk av bolter og sprøytebetong fører til en betraktelig økning i sikkerhetsfaktoren til kilene i heng og vederlag, og at installert bergsikring vil være tilstrekkelig for å hindre nedfall. Ved økende avstand fra påhuggsområdet forventes også bedre bergmassekvalitet og det antas at lengden på sprekkene reduseres. Reduksjon i sprekkelengde fører til at de potensielle kilene som kan dannes vil være mindre.

10.3.2 Deformasjonsvurdering

Fyllitten regnes for å være en svak bergart. Ved stor bergoverdekning kan bergspenningene føre til en sakte, krypende deformasjon rundt tunnelkonturen. Langs traseen gjennom Forbordsfjellet antas største bergoverdekning i fyllitten å være ved pel 2500. I dette området er den empiriske metoden utviklet av Singh et al. (1992) benyttet for å undersøke potensialet for skvising. Metoden kan benyttes for å enkelt identifisere områder hvor skvising kan forekomme. Fra den empiriske vurderingen av skvising ble det funnet at overdekningen, H , ved pel 2500 overskrider $350 Q^{1/3}$ ved antakelse om Q -verdi lik 1 for fyllitten. Dette vil ifølge Singh et al. (1992) tilsi potensiale for skvising. På tross at av dette anses det som lite sannsynlig at det vil forekomme skvisende forhold langs Forbordsfjell-tunnelen. Det er kun begrensede områder av tunneltraseen gjennom fyllitt som har bergoverdekning opp mot 360 m. De resterende områdene har lavere bergoverdekning. Antakelsen om Q lik 1 er også en stor kilde til usikkerhet. Ved pel 2500 er også store deler av bergmassen over tunnellopet grønnstein. Kun 40 m av de totalt 360 m med overdekning antas å være fyllitt. Grønnstein er en stiv bergart og vil ikke deformere i like stor grad som fyllitten.

Store deformasjoner og plastisk oppførsel av bergmassen kan også oppstå i forbindelse med svakhetssoner. Ved skyvesonen som representerer bergartsgrensen mellom fyllitt og grønnstein antas det også at flere svakhetssoner krysser traseen. Fra den numeriske analysen av bergartsgrensen tyder resultatene på at det vil forekomme store deformasjoner i tunnelhenget. Deformasjonen reduseres betraktelig ved installasjon av sikring, men er fremdeles relativt stor. Sikringen omfatter kombinasjonsbolter og sprøytebetong. I modelleringen forekommer mye brudd i sprøytebetongen, som kan tyde på at sprøytebetongen har effekt og tar mye last. Ved sikring av tunnellopene vil det være behov for undersøkelse og overvåking av sprekk- og rissdannelse i sprøytebetongen. Dersom sprekker og riss observeres kan det påføres et minimum 5 cm tykt lag med sprøytebetong for å oppnå endelig sikring.

I den numeriske analysen er kun sikring ved bruk av bolter og sprøytebetong analysert. Som følge av både bergartsgrense og flere kryssende svakhetssoner forventes lav bergmassekvalitet. Ved sikring av tunnellopene vil dermed tyngre bergsikring, som armerte sprøytebetongbuer, være hensiktsmessig for å oppnå stabile forhold. Installasjon av tyngre bergsikring vil føre til ytterligere reduksjon av deformasjonsdannelsen rundt tunnellopene.

Grønnsteinens stivhet og styrke gjør at det forventes lite brudd og deformasjon langs strekningen av tunneltraseen som drives gjennom grønnstein. Den numeriske analysen av tunneltraseen ved maksimal bergoverdekning tyder på at det vil forekomme svært lite deformasjoner og brudd rundt tunnellopene. I tunnellopenes heng estimerer modelleringen en deformasjon på 6 mm uten installasjon av sikring. Tunneltraseen gjennom grønnstein forventes å krysse flere svakhetssoner. Ved driving gjennom svakhetssoner kan deformasjonen rundt tunnellopene være betydelig større. Når drivingen nærmer seg forventede svakhetssoner kan sonderboring benyttes for skaffe informasjon om bergforholdene foran tunnelstuff.

10.3.3 Stabilitetsproblemer relatert til hardt og sprøtt berg

Langs Forbordsfjelltunnelen er den maksimale bergoverdekningen på 470 m. Deler av Q-systemet er benyttet for å vurdere om spenningsrelaterte utfordringer kan oppstå. Basert på bergets styrke, største hovedspenning og maksimale tangentialspenningene vil det ifølge Q-systemet kunne oppstå medium til høye bergspenninger som antas å ofte være gunstig for stabiliteten.

Kirschs likninger og likningen utviklet av Hoek og Brown (1980a) er benyttet for å estimere tangentialspenningene som oppstår som følge av utgraving. Det er også utført numerisk modellering av tunnellopene ved maksimal overdekning for å undersøke spenningene rundt tunnelkonturen. Tangentialspenningene i tunnelhenget funnet fra den numeriske analysen, samt tangentialspenningen fra de analytiske likningene, er presentert i Tabell 10.2.

Tabell 10.2. Tangentialspenninger i tunnelhenget ved maksimal bergoverdekning.

| Bergart | Pel nr. | Overdekning [m] | Tangentialspenninger i henget [MPa] | | |
|------------|---------|-----------------|-------------------------------------|-----------------------|------------------|
| | | | Kirschs likning | Hoek og Brown (1980a) | Numerisk analyse |
| Grønnstein | 4250 | 470 | 28,7 | 30,1 | 19,6 |

Som vist i Tabell 10.2. gir den numeriske analysen lavere tangentialspenninger i tunnelhenget, sammenliknet med de analytiske likningene. I den numeriske analysen er det modellert en forstyrret sone med endrede mekaniske egenskaper rundt tunnellopene for å simulere de endrede bergforholdene som oppstår som følge av sprengning og spenningsendringer. Innføring av forstyrrelsesfaktoren, D , fører til en reduksjon i bergmassens E-modul, og lavere stivhet i den forstyrrede sonen sammenliknet med resten av bergmassen. De empiriske metodene tar ikke hensyn til endrede bergforhold rundt tunnelkonturen. Lavere spenninger fra den numeriske analysen, sammenliknet med resultatene fra de empiriske likningene, kan komme av at mer av bergspenningene overføres og tas opp av den stive bergmassen. Den forstyrrede sonen rundt tunnellopene vil kunne fungere som en beskyttende sone som reduserer tangentialspenningene på tunnelkonturen og dermed reduserer forekomst av bergslag og avskalling.

Tangentialspenningene presentert i Tabell 10.2, samt bergmassens avskallingsstyrke, σ_{sm} , kan benyttes for å undersøke potensialet for avskalling. Etersom Panthi (2006) påpeker at avskallingsstyrken kan representeres av bergmassens styrke, ble σ_{cm} fra den empiriske metoden utviklet av Panthi (2017) benyttet. Ved sammenlikning av tangentialspenningene og avskallingsstyrken ble det ikke oppdaget potensiale for avskalling. Ved vurdering av avskallingspotensialet vil resultatene i stor grad være avhengig av hvilken verdi som benyttes for bergmassens styrke. De ulike metodene

for å regne ut bergmassens styrke ga store styrkeforskjeller (Tabell 7.5). Ettersom den empiriske likningen til Panthi (2017) ga høyest bergmassestyrke vil bruken av de andre verdiene ved sammenlikning av avskallingsstyrken og tangentialspenningen kunne føre til resultater som tyder på at avskalling kan forekomme.

Spenningsfordelingen fra den numeriske analysen viser at det vil forekomme spenningskonsentrasjoner i overgangen mellom tunnelvegg og såle. Spenningskonsentrasjonene vil bli opp mot 49,4 MPa ved maksimal bergoverdekning. De høye spenningene, sett i sammenheng med bergmassens styrke, gjør at områdene kan være utsatt for avskalling. Plasseringen av spenningskonsentrasjonene gjør at det sannsynligvis ikke er knyttet store problemer til potensiell avskalling.

11 KONKLUSJON OG VIDERE ANBEFALING

11.1 Konklusjon

Ved driving gjennom bergmasse med varierende kvalitet og bergoverdekning kan ulike stabilitetsproblemer oppstå. For å sikre trygg og kostnadseffektiv driving er det undersøkt hvilke potensielle utfordringer som kan oppstå ved driving gjennom Forbordsfjellet.

Avstander mellom tunnellopene på 10 m, 15 m og 20 m er vurdert. Basert på de tre avstandene vil en pilarbredde på 20 m føre til spenningsforhold i pilaren som er mest lik in-situ bergspenningene og dermed mest gunstig for stabiliteten. Som følge av planlagte 8 m mellom tunnellopene ved påhuggsområdet, samt krav til horisontalkurveradius, vil en pilarbredde på 20 m først oppnås etter en avstand på 100 m fra påhugget. Før dette vil tyngre bergsikring kunne være nødvendig for å oppnå tilstrekkelig stabilitet.

Påhuggsområdene er preget av begrenset bergoverdekning, redusert innspenning og flere registrerte sprekkesett. Dette gjør at blokknedfall anses som en potensiell stabilitetsutfordring, spesielt for det nordlige påhugget lokalisert i grønnstein. Tung bergsikring de første 100 m vil sørge for stabilitet og sikring av kiler og blokker i heng og vederlag. Etter 100 m vil tilstrekkelig pilarbredde på 20 m oppnås. Videre vil traseen fremdeles være preget av begrenset overdekning og dermed ha potensiale for manglende innspenning. Undersøkelse av bergsikring i UnWedge tyder derimot på at sikring ved bruk av bolter og sprøytebetong er tilstrekkelig for stabilisering av blokker og kiler.

Store deformasjoner og utfordrende forhold kan forekomme ved driving gjennom bergartsgrensen mellom grønnstein og fyllitt og ved kryssende svakhetssoner. Bruk av tyngre bergsikring vil kunne være nødvendig for å begrense deformasjonen rundt tunnellopet og sørge for langtidsstabilitet.

Grønnsteinen har høy styrke og stivhet. Resultatene fra den numeriske modelleringen bekreftet antakelsene om at tunnellopene gjennom grønnstein vil være preget av lite deformasjon og brudd. Det var også godt samsvar mellom resultatene fra den numeriske analysen og stabilitetsvurderingen basert på empiriske og analytiske metoder. Resultatene fra stabilitetsvurderingen tyder på gunstige spenningsforhold ved maksimal bergoverdekning, og det forventes ikke problemer knyttet til avskalling. Vannførende, oppsprukne, svake soner kan likevel føre til utfordringer ved driving av traseen gjennom grønnstein.

11.2 Videre anbefaling

Videre anbefaling kan oppsummeres av følgende punkter:

- Innad i bergmassen kan det forekomme store variasjoner. Å basere den numeriske modelleringen på kun ett sett med input-parametere gjør analysen sårbar. For å redusere usikkerheten til analysen kan det gjennomføres en parameterstudie. En parameterstudie vil kunne gi informasjon om hvilke parametere som er spesielt viktig for stabilitetsvurderingene.
- Ved undersøkelse av pilarbredde mellom tunnellopene er det i oppgaven benyttet en todimensjonal analyse. For å bedre undersøke hvordan utgravingene av løpene påvirker hverandre kan en tredimensjonal modell studeres.
- Bergspenningsmålinger og ytterligere laboratorieundersøkelser vil redusere usikkerheten i resultatene fra den numeriske analysen.

REFERANSER

- Akinbinu, V. (2016). Class I and Class II Rocks: Implication of Self-sustaining Fracturing in Brittle Compression. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(3).
<https://doi.org/10.1007/s10706-016-0011-0>.
- Aksoy, C. O. (2008). Review of rock mass rating classification: Historical developments, applications, and restrictions. *Journal of Mining Science*, 44(1), 51-63. <https://doi.org/10.1007/s10913-008-0005-2>.
- Amadei, B., Swolfs, H. S. & Savage, W. Z. (1988). Gravity-Induced Stresses in Stratified Rock Masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 21(1), 1-20. <https://doi.org/10.1007/Bf01019673>.
- Barton, N. (1976). The Shear Strength of Rock and Rock Joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 13(9), 255-279.
[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(76\)90003-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(76)90003-6).
- Barton, N. (1997). The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. *Eighth International Congress on Rock Mechanics, Vol 3, Proceedings*, 1023-1032.
- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(2), 185-216.
[https://doi.org/10.1016/s1365-1609\(02\)00011-4](https://doi.org/10.1016/s1365-1609(02)00011-4).
- Barton, N. & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics Felsmechanik Mécanique des Roches*, 10(1-2), 1-54.
<https://doi.org/10.1007/bf01261801>.
- Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 6(4), 189-236.
<https://doi.org/10.1007/BF01239496>.
- Barton, N. R. (1987). Predicting the behaviour of underground openings in jointed rock. *4th Manual Rocha Memorial Lecture*, Lisboa, Portugal.
- Barton, Nick. (2018). Barton-Bandis Criterion. I P. T. Bobrowsky & B. Marker (Red.), *Encyclopedia of Engineering Geology*. Springer International Publishing AG, part of Springer Nature 2018.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9>.
- Bieniawski, Z T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications - A Complete Manual Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering*. Wiley-Interscience.
- Bieniawski, Z. T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *Transactions of the South African Institution of Civil Engineers*, 12, 335-344.
- Bieniawski, Z. T. (1978). Determining Rock Mass Deformability - Experience from Case Histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 15(5), 237-247.
[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)90956-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)90956-7).
- Bieniawski, Z. T. (1993). Classification of rock masses for engineering: The RMRsystem and future trends. *Comprehensive rock engineering*, 3, VOL 3, ed. J.A. Hudson, 553-573.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y. & Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2), 247-265. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.07.005>.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Uno, H., Tasaka, Y. & Minami, M. (2004). Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(1), 3-19. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00025-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00025-X).
- Cao, C. Y., Shi, C. H., Lei, M. F., Yang, W. C. & Liu, J. W. (2018). Squeezing failure of tunnels: A case study. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 77, 188-203.
<https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.04.007>.
- Ceballos, F., Olalla, C. & Jimenez, R. (2014). Relationship between RMRb and GSI based on in situ data. *Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses*, 375-380.

- Curran, J. H. , Corkum, B. & Hammah, R. E. . (2004). Three-Dimensional Analysis Of Underground Wedges Under The Influence Of Stresses. *Gulf Rocks 2004, the 6th North America Rock Mechanics Symposium (NARMS)*, Huston, Texas.
- Davarpanah, Seyed Morteza, Sharghi, Mohammad, Vásárhelyi, Balázs & Török, Ákos. (2021). Characterization of Hoek–Brown constant m_i of quasi-isotropic intact rock using rigidity index approach. *Acta Geotechnica*. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01229-2>.
- Diederichs, M.S. (2014). When does brittle failure become violent? Spalling and rockburst characterization for deep tunneling projects. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a better Life.*, Foz do Iguaçu, Brazil.
- Eberhardt, E. (2012). The Hoek-Brown Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 981-988. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0276-4>.
- Edelbro, C. (2010). Different Approaches for Simulating Brittle Failure in Two Hard Rock Mass Cases: A Parametric Study. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43(2), 151-165. <https://doi.org/10.1007/s00603-008-0025-x>.
- Farmer, I. W. (1983). Discontinuities in Rock Masses. I *Engineering Behaviour of Rocks* (2. utg., s. 143-167). Springer, Dordrecht.
- Fossen, H. , Pedersen, R. , Bergh, S. & Andersen, A. (2013). Oppbygningen av kaledonidene; ca. 500-405 Ma. I I. B. Ramberg, I. Bryhni, A. Nøttvedt & K. Ragnes (Red.), *Landet blir til – Norges geologi*. Trondheim. Norsk Geologisk Forening.
- Goel, R. K., Singh, Bhawani & Zhao, Jian. (2012). Chapter 4 - Underground Space Planning. I B. S. R.K. Goel, Jian Zhao, (Red.), *Underground Infrastructures* (s. 51-67). Butterworth-Heinemann. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-397168-5.00004-3>.
- Grimstad, E. (u.å.). Rock-burst problems in road tunnels. I *Publication No. 04, Road Tunnelling*. NFF. Tilgjengelig fra: <https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/Publication-4.pdf> (Hentet 18.03.22).
- Hanssen, T.H. (1988). Rock Stresses. Publication 05: Tunneling today. Tilgjengelig fra: <https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/Publication-5.pdf>. (Hentet: 22.02.22).
- Hoek, E. (1983). Strength of Jointed Rock Masses. *Geotechnique*, 23(3), 187-223.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM New Journal* 2(2), 4-16.
- Hoek, E. (1999). Support for very weak rock associated with faults and shear zones. *Rock Support and Reinforcement Practice in Mining*, 19-32. <https://doi.org/10.1201/9780203740460-2>.
- Hoek, E. (2006). Practical Rock Engineering. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf> (Hentet: 22.02.22).
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1980a). *Underground Excavations in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek, E. , Carranza-Torres, C. & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Proceedings North American rock mechanics society meeting*, Toronto, Canada.
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1978). Trends in Relationships between Measured Insitu Stresses and Depth. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 15(4), 211-215. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)91227-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)91227-5).
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1980b). Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division-Asce*, 106(9), 1013-1035.
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-1186. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X).
- Hoek, E. & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203-215. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. & Bawden, W. F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. A.A. Balkema, Rotterdam.

- Hoek, E. & Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International*, 32(11), 45-51.
- Hoek, E. & Marinos, P. (2009). Tunnelling in overstressed rock. *Rock Engineering in Difficult Ground Conditions - Soft Rocks and Karst*, 49-60.
- Hæhre. (2022). E6 Kvithammar - Åsen. Tilgjengelig fra: <https://akh.no/prosjekt/e6-kvithammar-asen/> (Hentet: 11.05.22).
- ISRM. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses: International Society for Rock Mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics*, 15(6), 319-368.
- Jing, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(3), 283-353. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00013-3](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00013-3).
- Kovari, K. & Staus, J. (1996). Basic considerations on tunnelling in squeezing ground. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 29(4), 203-210. <https://doi.org/10.1007/Bf01042533>.
- Labuz, J. F. & Zang, A. (2012). Mohr-Coulomb Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 975-979. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0281-7>.
- Lee, J., Rehman, H., Naji, A. M., Kim, J. J. & Yoo, H. K. (2018). An Empirical Approach for Tunnel Support Design through Q and RMI Systems in Fractured Rock Mass. *Applied Sciences-Basel*, 8(12). <https://doi.org/10.3390/app8122659>.
- Li, C. C. (2018). TGB4210 Rock Mechanics. *TGB4210 Bergmekanikk og geoteknikk, grunnkurs*. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com> (Hentet 15.02.22).
- Li, C. C. (2021). Principles and methods of rock support for rockburst control. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 13(1), 46-59. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2020.11.001>.
- Lowson, A. R. & Bieniawski, Z. T. (2013). Critical Assessment of RMR based Tunnel Design Practices: a Practical Engineer's Approach. *Rapid Excavation & Tunneling Conference*, June 2013, Washington, DC.
- Martin, C. D. & Christiansson, R. (2009). Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository in crystalline rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(2), 219-228. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.03.001>.
- Mazaira, A. & Konicek, P. (2015). Intense rockburst impacts in deep underground construction and their prevention. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(10), 1426-1439. <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0359>.
- Mehranpour, Mohammad Hadi & Kulatilake, Pinnaduwa H. S. W. (2016). Comparison of six major intact rock failure criteria using a particle flow approach under true-triaxial stress condition. *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources*, 2(4), 203-229. <https://doi.org/10.1007/s40948-016-0030-6>.
- NFF. (2008). *Håndbok Nr. 05 Tung bergsikring i undergrunnsanlegg*. Tilgjengelig fra: https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/Haandbok_05.pdf (Hentet: 10.11.21).
- NFF. (2020). *Bergbolting - Håndbok nr. 11*. Tilgjengelig fra: https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/09/Ha%CC%8Andbok-om-Bergbolting_ha%CC%8Anbok_nr-11_high.pdf (Hentet: 03.04.22).
- NGI. (2015). *Håndbok: Bruk av Q-systemet - Bergmasseklassifisering og bergforsterkning*. Oslo: NGI.
- Nilsen, B. (2017). Rock slope stability analysis according to Eurocode 7, discussion of some dilemmas with particular focus on limit equilibrium analysis. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 76(4), 1229-1236. <https://doi.org/10.1007/s10064-016-0928-9>.
- Nilsen, Bjørn. (2016). *Ingeniørgeologi-Berg grunnkurskompendium*. NTNU: Norges teknisknaturvitenskapelig universitet. Institutt for geovitenskap og petroleum.
- Nilsen, Bjørn & Palmström, Arild. (2000). *Engineering Geology and Rock Engineering: Handbook No. 2*. (NBG) Norwegian Group for Rock Mechanics.
- Ny Veier. (2022). E6 Kvithammar – Åsen. Tilgjengelig fra: <https://www.nyeveier.no/prosjekter/e6-trondelag/e6-kvithammar-asen/> (Hentet: 02.03.22).

- Oreste, P. P. & Cravero, M. (2008). An analysis of the action of dowels on the stabilization of rock blocks on underground excavation walls. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 41(6), 835-868. <https://doi.org/10.1007/s00603-008-0162-2>.
- Ortlepp, W. D. & Stacey, T. R. (1994). Rockburst Mechanisms in Tunnels and Shafts. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9(1), 59-65. [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(94\)90010-8](https://doi.org/10.1016/0886-7798(94)90010-8).
- Palmstrom, A. & Stille, H. (2007). Ground behaviour and rock engineering tools for underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(4), 363-376. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.03.006>.
- Palmstrøm, A & Berthelsen, O. (1988). The significance of weakness zones in rock tunnelling. *Proceedings from ISRM Symp. on Rock Mechanics and Power Plants*, 381-388. Madrid, Spain.
- Palmstrøm, Arild, Blindheim, Olav Torgeir & Broch, Einar. (2002). Fjellsprengningsdagen 2002. Q-Systemet - Muligheter og begrensninger. Tilgjengelig fra: <https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/Fjellsprengningsdagen-2002.pdf> (Hentet. 23.02.22).
- Panthi, K. K. (2012). Assessment on stress induced instability in a tunnel project of the Himalaya. *Harmonising Rock Engineering and the Environment, ISRM 2011*, Beijing, China. <https://doi.org/10.1201/b11646-338>.
- Panthi, K. K. (2017). Fjellsprengningskonferansen 2017. *Review on the prevailing methods for the prediction of potential rock burst/rock spalling in tunnels*. Tilgjengelig fra: <https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/Fjellsprengningsdagen-2017.pdf> (Hentet: 31.03.22).
- Panthi, K. K. (2021). Stress induced instability. *Ingeniørgeologi - Berg, videregående kurs*. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com> (Hentet 06.04.22).
- Panthi, K. K. & Nilsen, B. (2007). Uncertainty analysis of tunnel squeezing for two tunnel cases from Nepal Himalaya. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(1), 67-76. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.04.013>.
- Panthi, K. K. & Shrestha, P. K. (2018). Estimating Tunnel Strain in the Weak and Schistose Rock Mass Influenced by Stress Anisotropy: An Evaluation Based on Three Tunnel Cases from Nepal. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51(6), 1823-1838. <https://doi.org/10.1007/s00603-018-1448-7>.
- Panthi, K.K. (2006). *Analysis of Engineering Geological Uncertainties Related to Tunnelling in Himalayan Rock Mass Conditions*. PhD. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Rahmani, N., Nikbakhtan, B., Ahangari, K. & Apel, D. (2012). Comparison of empirical and numerical methods in tunnel stability analysis. *International Journal of Mining Reclamation and Environment*, 26(3), 261-270. <https://doi.org/10.1080/17480930.2011.611615>.
- Renani, H. R. & Cai, M. (2022). Forty-Year Review of the Hoek-Brown Failure Criterion for Jointed Rock Masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 55(1), 439-461. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02661-2>.
- Rocscience. (2021). *Practical Numerical Modelling – Lessons from Ancient Greece*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/learning/practical-numerical-modelling-lessons-from-ancient-greece> (Hentet: 25.05.22).
- Rocscience. (u.å.-a). *UnWedge User Guide*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/help/unwedge/documentation> (Hentet 06.05.22).
- Rocscience. (u.å.-b). *Strength Properties - Material strength Parameters i RS2. RS2 User Guide*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation/rs2-model/material-properties/define-material-properties/strength-properties> (Hentet. 25.05.22).
- Rocscience. (u.å.-c). *Rs2 User Guide*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/help/rs2/overview> (Hentet 02.05.22).
- Savage, W. Z., Swolfs, H. S. & Powers, P. S. (1985). Gravitational Stresses in Long Symmetric Ridges and Valleys. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 22(5), 291-302. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(85\)92061-3](https://doi.org/10.1016/0148-9062(85)92061-3).
- Scheldt, T. (2002). *Comparison of Continuous and Discontinuous Modelling for Computational Rock Mechanics*. [Doctoral thesis, Norwegian University of Science and Technology]. Department of Geology and Mineral Resources Engineering.

- Selmer-Olsen, Rolf & Broch, Einar. (u.å.). General design procedure for underground openings in Norway | Publication No. 01, *Hard Rock Tunnelling*. NFF. Tilgjengelig fra: <https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/Publication-1.pdf> [Hentet: 18.03.22].
- Singh, B. & Goel, R. K. (1999). *Rock Mass Classification - A Practical Approach in Civil Engineering* Elsevier Science Ltd. <https://doi.org/10.1016/B978-008043013-3/50000-6>.
- Singh, B., Jethwa, J. L., Dube, A. K. & Singh, B. (1992). Correlation between Observed Support Pressure and Rock Mass Quality. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 7(1), 59-74. [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(92\)90114-W](https://doi.org/10.1016/0886-7798(92)90114-W).
- Singh, B., Viladkar, M. N., Samadhiya, N. K. & Mehrotra, V. K. (1997). Rock mass strength parameters mobilised in tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 12(1), 47-54. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(96\)00060-0](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(96)00060-0).
- Singh, Bhawani & Goel, R. K. (2011a). Chapter 6 - Rock Mass Rating. I *Engineering Rock Mass Classification* (s. 45-62). Butterworth-Heinemann. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-385878-8.00006-9>.
- Singh, Bhawani & Goel, R. K. (2011b). *Engineering Rock Mass Classification - Tunnelling, Foundations and Landslides*. Butterworth-Heinemann. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-385878-8.00015-X>.
- Singh, Bhawani & Goel, R. K. (2011c). Rock Mass Rating. I (s. 45-62). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/b978-0-12-385878-8.00006-9>.
- Sintef. (1998). *Bergarters mekaniske egenskaper* (STF22 A98034). Trondheim: Sintef.
- Sivanathan, Thirukumar, Oliveira, David & Asche, Harry. (2017). Numerical study of rock pillars for large span tunnels in Hawkesbury sandstone. *16th Australasian Tunnelling Conference*, Sydney, Australia.
- Statens vegvesen. (2016). *Tunnelveiledning - Håndbok V520*. Tilgjengelig fra: https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2641698/HB_V520_Tunnelveiledning_6MB_2016.pdf?sequence=1&isAllowed=y (Hentet: 10.10.21).
- Statens vegvesen. (2019). *Håndbok V120 - Premisser for geometrisk utforming av veger*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-v120-mai-2019.pdf> (Hentet: 22.05.22).
- Statens vegvesen. (2021a). *N100 Veg-og gateutforming*. Tilgjengelig fra: <https://store.vegnorm.vegvesen.no/svv-proj-1464923> (Hentet 22.05.22).
- Statens vegvesen. (2021b). *Håndbok N500 Vegtunneler*. Tilgjengelig fra: <https://svv-cm-sv-apppublic-prod.azurewebsites.net/product/859929/nb#id-c70a0ffa-3e99-4057-f259-c7d71de3fef6> (Hentet: 28.10.21).
- Stille, H. & Palmstrom, A. (2003). Classification as a tool in rock engineering. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(4), 331-345. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(02\)00106-2](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(02)00106-2).
- Sweco. (2020). E6 Kvithammar – Åsen. *Forbordsfjelltunnelen. Ingeniørgeologisk rapport til reguleringsplan*.
- Wawersik, W. R. & Fairhurst, C. (1970). A Study of Brittle Rock Fracture in Laboratory Compression Experiments. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 7(5). [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(70\)90007-0](https://doi.org/10.1016/0148-9062(70)90007-0).
- Wolff, F.C. (1979). *Beskrivelse til de berggrunnsgeologiske kart Trondheim og Østersund 1:250 000*, NGU. Tilgjengelig fra: https://aps.ngu.no/pls/utf8/geoenhet_SokiDb.Vis_enhet?p_id=147624&p_spraak=N (Hentet 02.03.22).
- Zhang, L. (2017). *Engineering Properties of Rocks* (2. utg.). Butterworth-Heinemann. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-802833-9.00007-9>.
- Zhao, J. (1997). Joint surface matching and shear strength .B. JRC-JMC shear strength criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(2), 179-185. [https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(96\)00063-0](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(96)00063-0).

VEDLEGG

A1: Lengdeprofil

A2: Sprekkerose og stereoplott

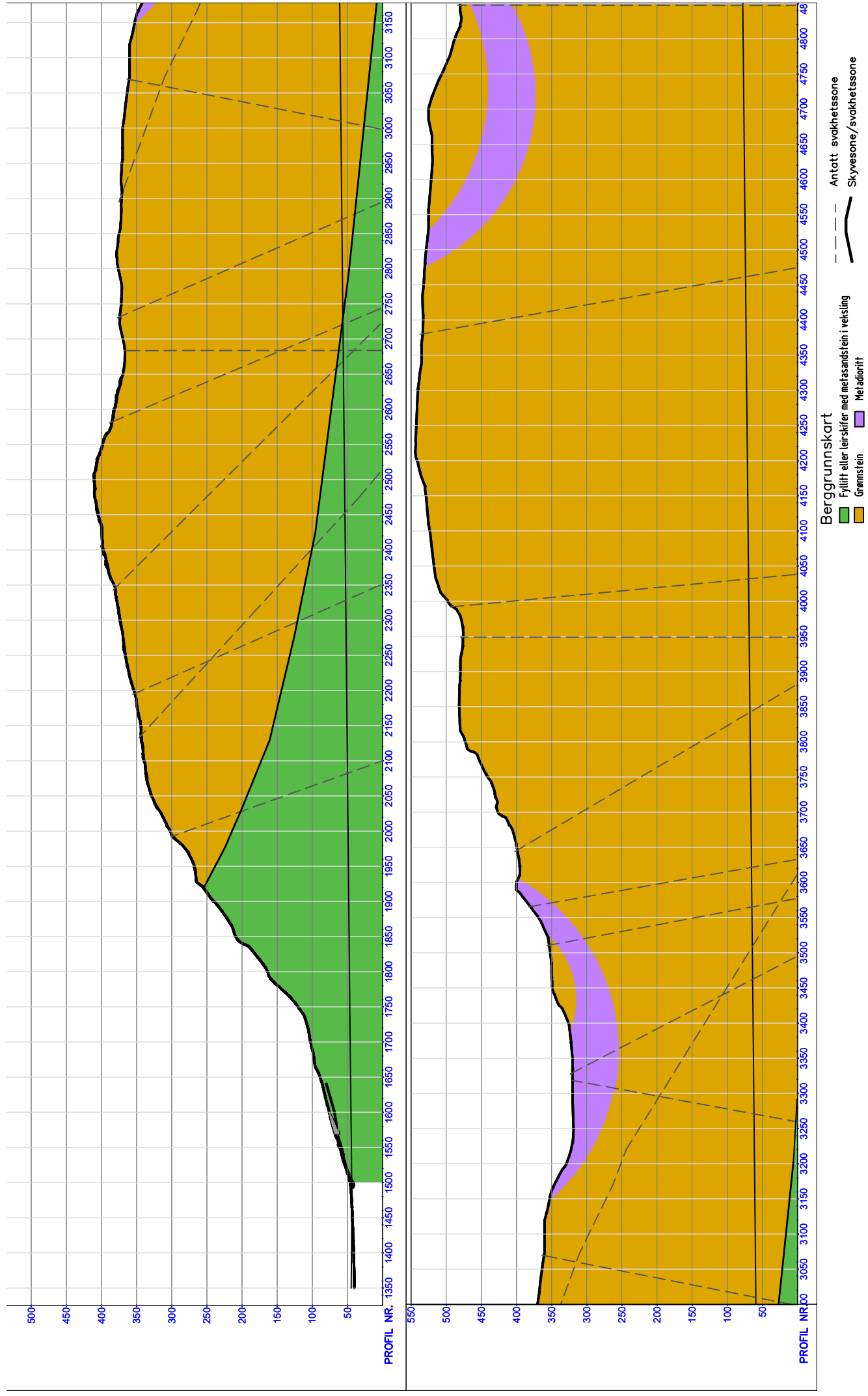
A3: Q-systemet

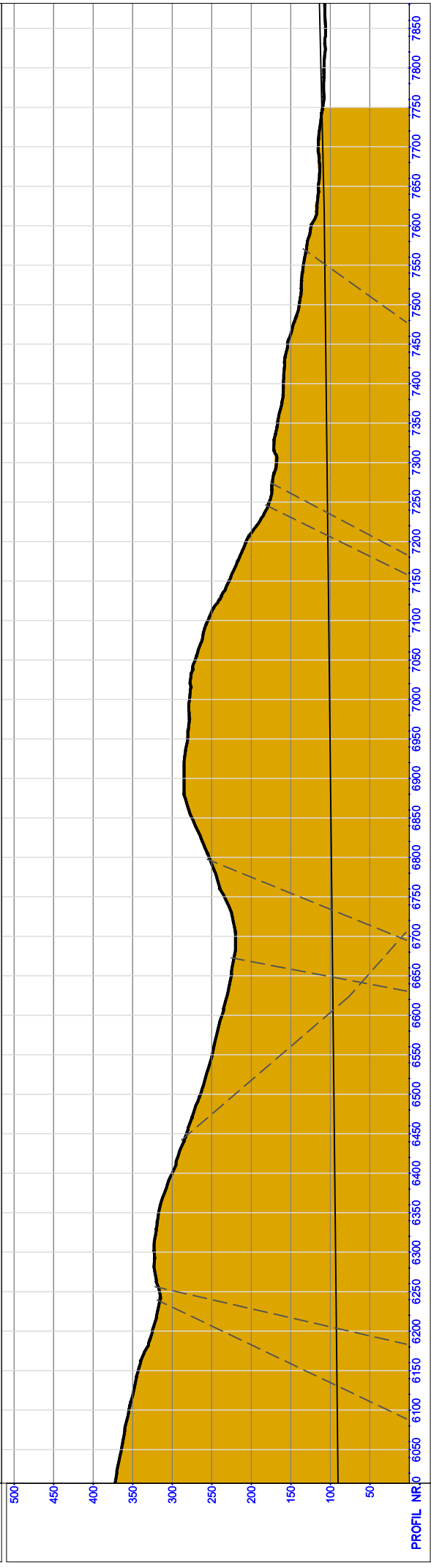
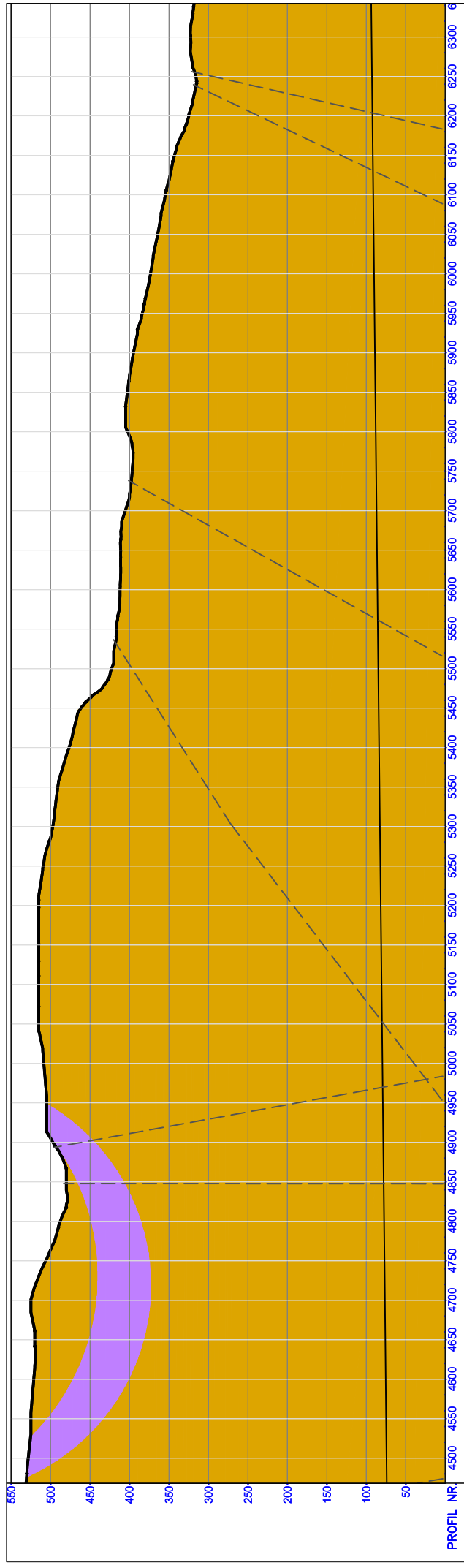
A4: Borekjerne, BH-E Grønnstein

A5: Estimering av GSI

A6: Forstyrrelsesfaktoren, D

Vedlegg A1: Lengdeprofil

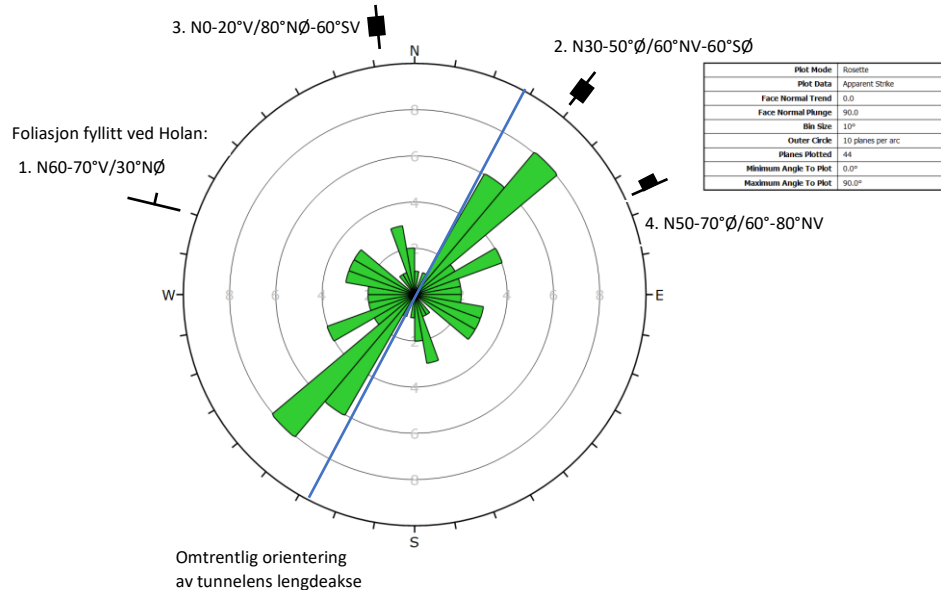




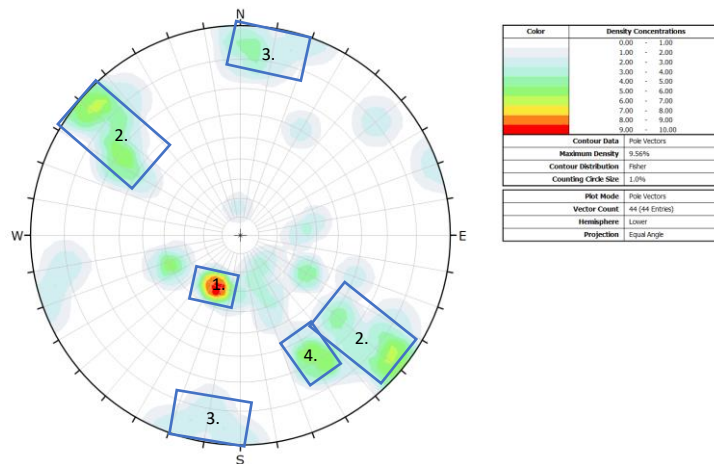
Berggrunnskart

- Fyllitt eller leirskifer med metasandstein i veksling
- Grønnstein
- Metadoritt
- Antatt svakhetssone
- Skyvesone/svakhetssone

Vedlegg A2: Sprekkerose og stereoplott

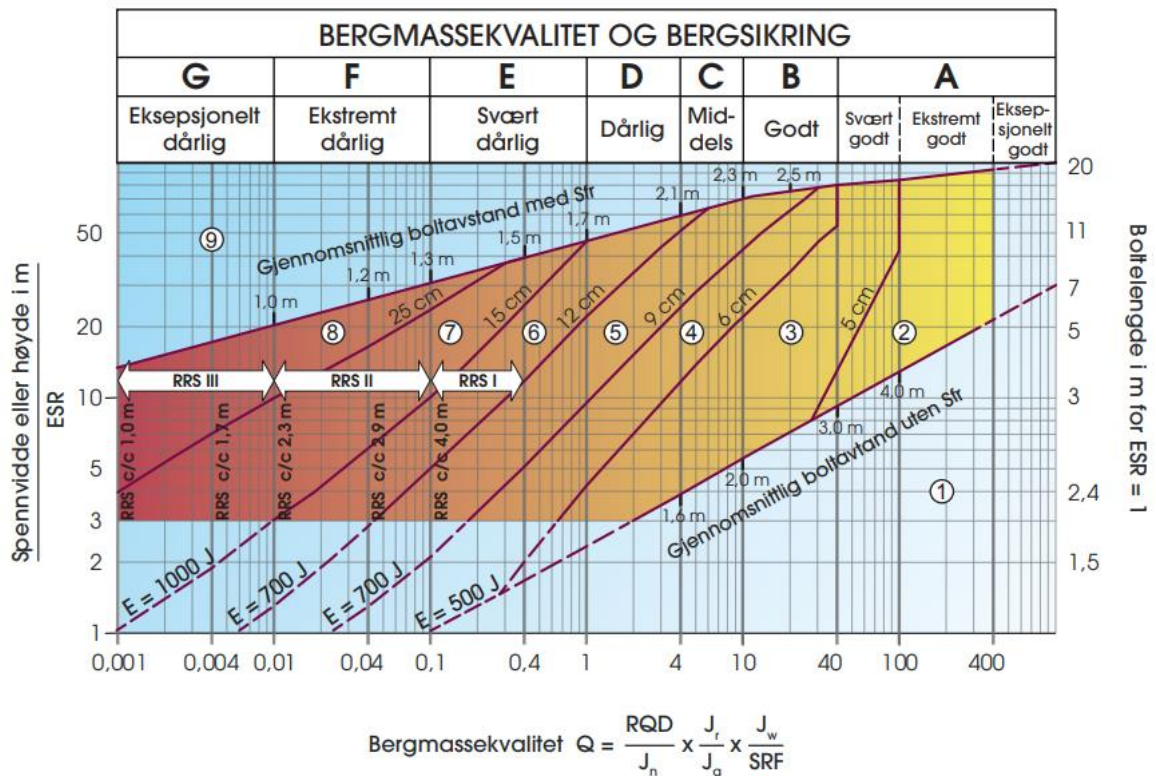


Figur A2.1. Sprekkerose dannet fra 44 målinger hentet Kvithammar/Holan og Langsteindalen. Tunneltraseens omtrentlige orientering er representert av blå linje (Sweco, 2020).



Figur A2.2. Stereoplott dannet fra 44 sprekkemålinger hentet fra Kvithammar/Holan og Langsteindalen (Sweco, 2020).

Vedlegg A3: Q-Systemet og sikringsklasser (NGI, 2015)



Sikringskategorier

- ① Usikret eller spredt bolting
- ② Spredt bolting, **SB**
- ③ Systematisk bolting, fiberforsterket sprøytebetong, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 12-15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
- ⑦ Fiberforsterket sprøytebetong >15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Støpt betongforing, **CCA** eller **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Spesiell vurdering

Boltavstand er hovedsaklig basert på Ø20 mm

E = Energisabsorpsjon i fiberforsterket sprøytebetong

ESR = Utgravingens sikringsgrad

Områder med prikkede linjer har ingen empiriske data

RRS - avstand relatert til Q-verdi

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

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

III **D40/6+4 Ø16-20 (spennvidde 5m)**
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 10 m)
Spesiell vurdering (spennvidde 20 m)

Si30/6 = Enkelt lag med 6 armeringsjern, 30 cm tykkelse med sprøytebetong

D = Dobbel lag med armeringsjern

Ø16 = Armering diameter er 16 mm

c/c = RSS avstand, senter - senter

| Bergmasse klasse | Bergforhold Q-verdi (sprengt berg) | Sikringsklasse Permanent sikring |
|------------------|--|---|
| A/B | Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 100 – 10 | Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm |
| C | Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m Q = 10 – 4 | Sikringsklasse II - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm - Systematisk bolting c/c 2 m |
| D | Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 4 - 1 | Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm - Systematisk bolting c/c 1,75 m |
| E | Svært dårlig bergmasse. Q = 1 - 0,2 ----- Q = 0,2 - 0,1 | Sikringsklasse IV - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m ----- - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer. Buedimensjon E30/6 \varnothing 20 mm, c/c buer 2–3 m, Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3–4 m - Sålestøp vurderes |
| F | Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,1 - 0,01 | Sikringsklasse V - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150–250 mm - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer Buedimensjon D60/6+4, \varnothing 20 mm, c/c buer 1,5– 2 m Buene boltes systematisk, c/c 1,0 m, boltelengde 3–6 m Doble buer kan erstattes med gitterbuer. - Armert sålestøp. pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden |
| G | Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse, Q < 0,01 | Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt |

Vedlegg A4: Borekjerter, BH-E Grønnstein



BH-E 291-296 m



BH-E 296 -301 m

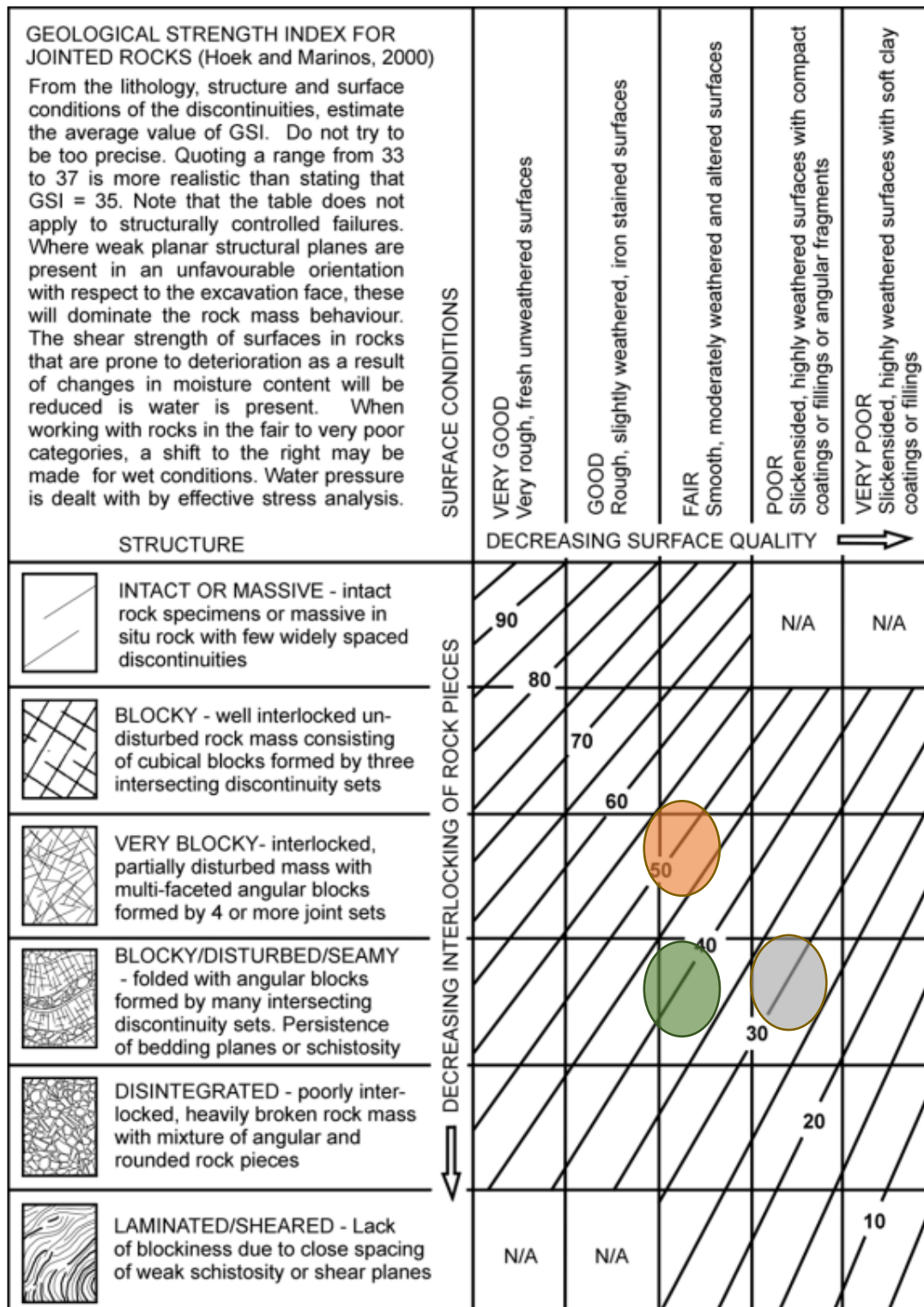


BH-E 301-306








BH-E 306-311,4 m

Vedlegg A5 - Estimering av GSI



Figur A5. Bestemmelse av GSI. Grønt området = fyllitt, oransje område = grønnstein og grått området = bergartsgrense/skyvesone. Figur modifisert etter Hoek (2006).

Vedlegg A6 - Forstyrrelsesfaktoren, D

| Appearance of rock mass | Description of rock mass | Suggested value of D |
|---|---|--|
|  | Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel. | D = 0 |
|  | Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed. | D = 0 D = 0.5 No invert |
|  | Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass. | D = 0.8 |
|  | Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance. | D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting |
|  | Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less. | D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation |

Figur A6. Retningslinjer for bestemmelse av forstyrrelsesfaktoren, D (Hoek, 2006).

