

Marianne Rian

Vurdering av stabilitetsutfordringer ved etablering av vertikal adkomstsjakt på Tøyen stasjon

Masteroppgave i Tekniske Geofag
Veileder: Krishna Kanta Panthi
Medveileder: Eivind Sømme Berget
Juni 2023

Marianne Rian

Vurdering av stabilitetsutfordringer ved etablering av vertikal adkomstsjakt på Tøyen stasjon

Masteroppgave i Tekniske Geofag
Veileder: Krishna Kanta Panthi
Medveileder: Eivind Sømme Berget
Juni 2023

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



Kunnskap for en bedre verden



Your ref.: MS/N47T70/IGP/MRKKP

Date: 16.01.2023

**TGB4945 ENGINEERING GEOLOGY - MSc thesis
for
Eng. geo. student Marianne Rian**

**Evaluation on the stability challenges with the construction of vertical
access shaft at Tøyen Station**

Background

Sweco AS is involved in the design and follow up of an alternative access to Tøyen T-bane station in Oslo. For this purpose, an approximately 20-meter-deep vertical shaft is proposed as a design solution to this alternative. The proposed vertical shaft will be constructed through the black schist which is a challenging rock regarding the long-term stability.

The candidate has carried out field visit, brought rock samples from the project, carried out laboratory testing to find out mechanical and swelling properties of the black schist and wrote project work.

MSc thesis task

With the solid base of her project work and additional information that will be achieved through laboratory testing of swelling potential for intact rock, the candidate will focus her MSc thesis with following main tasks.

- Theoretical review on importance of engineering geological and mechanical properties of the rock mass.
- Theoretical review on in-situ rock stress, stability assessment methods and design and estimation of rock support.
- Brief review of the project, engineering geological investigations carried out until now, evaluate, and discuss rock mass quality conditions at the project with emphasis on the difficult rocks.
- Carry out laboratory testing to find out swelling potential of rock powder and the intact rock in using newly built oedometers.
- Document and synthesize needed input parameters consisting of engineering geological, mechanical and swelling properties of the rock mass of the project.
- Carry out overall stability assessment of the planned vertical shaft and connection cavern using empirical and analytical approaches.

- Carry out numerical modelling to evaluate stability condition of the vertical shaft in 2D and 3D.
- Compare, discuss, and summarize the findings.

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 collected by the candidate from the project.
- The rock mechanical and swelling property data achieved through laboratory investigations.
- The information provided by the professor about rock engineering.
- Scientific papers, reports and books related to mechanical properties of rocks and rock mass.
- Literatures in rock engineering, in-situ stress, rock mass quality and rock support principles.

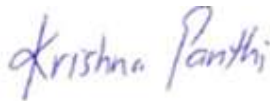
Cooperating partner

Sweco AS and Sporveien AS are the cooperating partners for this project work. Engineering geologist Mr. Eivind Sømme Berget from Sweco will be the contact person and co-supervisor.

The MSc thesis work has started on 9th January 2023 and to be completed by 11th June 2023.

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

January 16, 2023



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 dag er det kun en inngang til Tøyen T- banestasjon i Oslo som ikke tilfredsstiller krav til sikkerhet ved nødsituasjoner. Det er derfor besluttet å bygge en ny inngang som skal bestå av en vertikal sjakt med en tilkoblet kort tunnel (venterom) som skal kobles direkte til stasjonsområdet på plattform 4. Byggherre for prosjektet er Sporveien, og Sweco Norge AS er engasjert i prosjekteringen og oppfølging i byggeperioden. Inngangen vil ligge mellom to eksisterende tunneler, og området den bygges i er tettbebygget og trafikkert med kritisk infrastruktur i nærheten. Videre, består berggrunnen av svartskifre. Dette medfører en stor risiko og konsekvens, og en høy vanskelighetsgrad av prosjektet. I denne masteroppgaven skal derfor geologiske utfordringer diskuteres, det skal gjennomføres laborietester av bergartsprøvene og det skal utføres stabilitetsvurderinger.

Det ble utført laborietester på en kjerneprøve tatt fra prosjektområdet for å finne bergmekaniske, mineralogiske, syredannende og svellende egenskaper av bergmassen. Resultatene indikerte at bergarten var svak, anisotrop og syredannende, og at den mest sannsynlig var en Galgebergskifer som er en svartskifer dannet i Oslofeltets kambrosilur- lagrekke. Resultatene fra svellestene av intakt berg viste et svelletrykk på opptil 3,8 MPa, mens de i pulverform viste et svelletrykk på maksimalt 0,13 MPa. Svellestene indikerte at mineralinnholdet kan ha betydning for svelletrykket, da de svarte prøvene med høyere innhold av pyritt viste høyere svelletrykk enn de lysere prøvene. Svellestene av intakt berg viste videre at bergarten fortsatt viste et svelletrykk etter å tillate en tøyning på en prosent, som viser at bergmassen fortsatt har et svellepotensial etter deformasjon.

Analytiske og numeriske metoder ble brukt for å undersøke stabiliteten til bergrommene. Resultatene av metodene viste en maksimal deformasjon på 0,15- 6,0 cm. Modelleringen i RS2 og RS3 viste at et økende svelletrykk resulterte i økende deformasjon og bruddsone. I RS3 ble de største deformasjonene funnet på langsiden av sjakta mot tunnelene. Bruddsonen var størst i området over venterommet på kortsiden av sjakta, og mot tunnelene. Ved økende svelletrykk ble også stabiliteten til de eksisterende tunnelene påvirket.

Det ble vurdert at det bør installeres sikring umiddelbart under drivingen av sjakta og venterommet på grunn av resultatene fra stabilitetsanalysen, lav innspenning ved grunne dyp, og ugunstige sprekkesett. Foliajonsplanet har en lavere fallvinkel enn friksjonsvinkelen og er plant og glatt i naturen. I kombinasjon med steile plan som står ortogonalt på, kan det føre til kileutglidninger dersom disse opptrer i bergmassen. Foliajonsplanet er orientert omtrent parallelt med sjaktas lengste vegg, som kan føre til at utglidninger kan forekomme mot tunnelene på stasjonen. I tillegg bør de eksisterende tunnelene sikres i området der adkomsten skal etableres for å sørge for tilstrekkelig stabilitet. På grunn av bergartens syredannende og svellende potensiale ble det anbefalt korrosjonsbeskyttede bolter og sulfatresistent og vanntett betong for lengre levetid på sikringen.

Abstract

At present, there exists only one entrance to Tøyen subway station in Oslo which does not full fill safety requirements in emergency situations. Therefore, a new entrance is being planned to be built. The new entrance consists of a vertical shaft with a short connection tunnel (waiting room) that directly will link to the underground station, platform 4. The project is being implemented by Sporveien, and Sweco Norge AS is involved for detailed design and construction supervision. The entrance will be located between two existing tunnels in a densely populated area and with critical infrastructure nearby. Moreover, the bedrock consists of black shale. This poses a high level of risk and is a challenge for the implementation of this project. Therefore, this MSc thesis was aimed to discuss geological challenges, carry out laboratory testing of the rock samples and carry out stability assessment.

Laboratory tests were conducted on the core sample taken from the project area to determine the rock mechanical, mineralogical, acid-generating, and swelling properties. The results indicated that the rock formation was weak, anisotropic, and acid-generating, most likely a Galgeberg shale, which is a black shale formed in the Oslo Rift's Cambro-Silurian sequence. The swelling tests on intact rock samples showed a swelling pressure of up to 3,8 MPa, while in powdered form, it exhibited a maximum swelling pressure of 0,13 MPa. The swelling tests suggested that the mineral content may influence the swelling pressure, as the black shale samples with higher pyrite content exhibited higher swelling pressures than the lighter samples. The swelling tests on intact rock also indicated that the rock mass still exhibited swelling pressure after allowing a strain of one percentage.

Analytical and numerical methods were used to investigate the stability of the excavations. The results from these methods indicated a maximum deformation of 0,15- 6,0 cm. Modelling in RS2 and RS3 showed that increasing swelling pressure resulted in increasing deformation and yielded elements. In RS3, the greatest deformations were observed on the largest walls of the shaft towards the tunnels. The yielding zone was largest in the area above the waiting room on the short side of the shaft and towards the tunnels. Increasing swelling pressure also affected the stability of the existing tunnels.

Considering the results from the stability analysis, low confinement at shallow depths, and unfavorable fracture patterns, it was deemed necessary to install immediate support during the excavation of the shaft and waiting room. The foliation plane has a lower dip angle than the friction angle, and is planar and smooth in nature. In combination with steep planes orthogonal to the foliation, it can cause wedge failure if they appear in the rock mass. The foliation plane is approximately parallel to the longest wall of the shaft, which may lead to potential sliding towards the tunnels. Additionally, the existing tunnels in the area where the access is to be established, should be secured to ensure sufficient stability. Due to the rock's acid-generating and swelling potential, the use of corrosion-protected bolts and sulfate-resistant, waterproof concrete was recommended for long-term protection.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved institutt for geovitenskap og petroleum ved Norges teknisk- og naturvitenskapelige universitet (NTNU) våren 2023. Oppgaven er den avsluttende delen av masterstudiet Tekniske geofag, med spesialisering innenfor ingeniørgeologi og bergmekanikk. Masteroppgaven bygger på en prosjektoppgave om samme tema skrevet av undertegnede høsten 2022.

Jeg ønsker å takke min hovedveileder Krishna Kanta Panthi ved NTNU for gode råd og faglige samtaler underveis i skrivingen. Jeg vil takke min medveileder Eivind Sømme Berget ved Sweco for god hjelp underveis og tilsending av relevante rapporter, modeller og bilder fra prosjektområdet.

Takk til Gunnar Vistnes og Jon Runar Drotninghaug for god veiledning på det bergmekaniske laboratorium, for hjelp med preparering av kjerneprøver og diskusjoner rundt tolkning av resultater. Takk til Torill Sørløkk for preparering av prøvemateriale til XRD- analyse og ødometertest, og til Laurentius Tijhuis for utføring og tolkning av XRD- analyse. Jeg vil også rette en takk til Bikash Chaudhary for hjelp med numerisk modellering.

Tilslutt vil jeg takke klassen for veldig godt samhold, dere vil bli savnet!

Trondheim, juni 2023

Marianne Rian

Innhold

Sammendrag	I
Forord	III
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	2
1.3 Metode	3
1.4 Begrensninger	3
2 Ingeniørgeologiske prinsipper	4
2.1 Styrken til intakt berg	4
2.1.1 Styrkeanisotropi	6
2.1.2 Elastisitet	7
2.2 Diskontinuiteter	8
2.2.1 Sprekker	9
2.2.2 Svakhetssoner	10
2.3 Forvitring	10
2.3.1 Kjemisk forvitring av kismineraler	12
2.3.2 Bergmassens påvirkning av forvitring	13
2.4 Svelleegenskaper	14
2.4.1 Svelling av forvitret materiale	15
2.4.2 Svelling av svartskifer	16
2.5 Bergmassens styrke	18
2.5.1 Barton (2002) bergmassestyrke	18
2.5.2 Panthi (2006) bergmassestyrke	19
2.5.3 Hoek et al. (2002) bergmassestyrke	19
2.6 Bergmassens deformasjon	19
2.6.1 Barton (2002) deformasjonsmodul	19
2.6.2 Panthi (2006) deformasjonsmodul	20
2.6.3 Generalisert Hoek og Diederichs (2006) deformasjonsmodul	20
2.7 Bruddkriterier	20
2.7.1 Mohr- Coulomb bruddkriterium	20
2.7.2 Hoek- Brown bruddkriterium	22
2.7.3 Valg av bruddkriterium	23
2.8 Bergmasseklassifisering	24
2.8.1 RMR	24
2.8.2 GSI	24
2.8.3 Q- systemet	25
2.8.4 Korrelasjon mellom RMR, GSI og Q- systemet	26
3 Bergspenninger	28
3.1 In- situ bergspenninger	28
3.2 Stabilitetsutfordringer knyttet til spenningsforholdene	30
3.2.1 Skvising	30
3.2.2 Lav innspenning	31
4 Metoder for stabilitetsanalyse	32
4.1 Empiriske metoder	32
4.1.1 Q- systemet	32

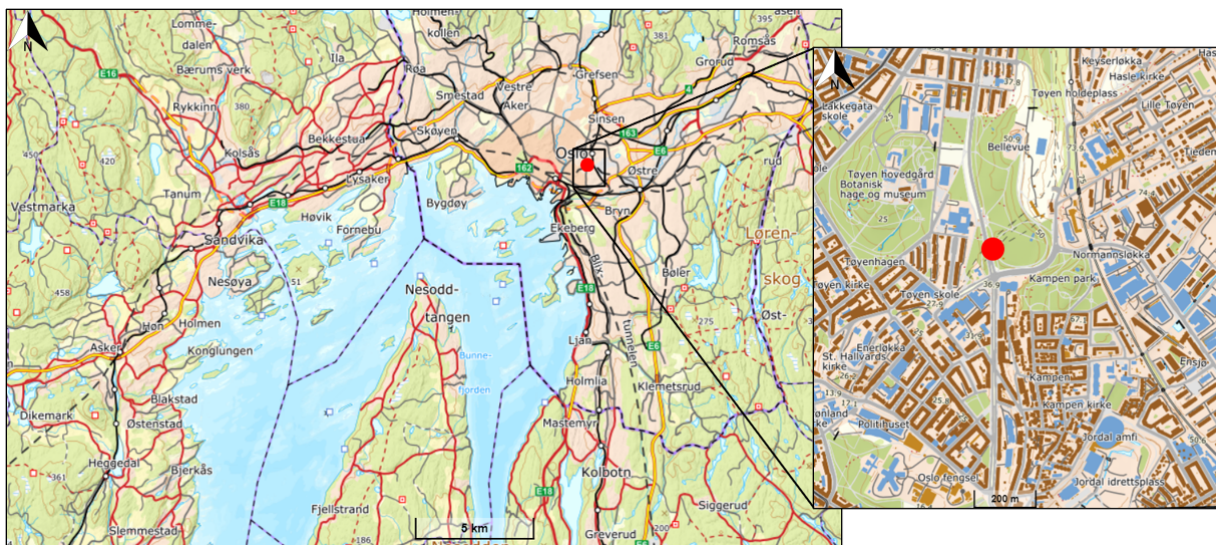
4.1.2	RMR	33
4.2	Analytiske metoder	33
4.2.1	Hoek og Marinos (2000)	34
4.2.2	Panthi og Shresta (2018)	35
4.3	Numeriske metoder	37
4.3.1	RS2 og RS3	38
5	Ny adkomst til Tøyen stasjon	39
5.1	Plassering av sjakta	39
5.2	Geoteknisk kategori	40
5.3	Anleggsgjennomføring	40
5.4	Geologi	41
5.4.1	Løsmasser	41
5.4.2	Berggrunn	42
5.4.3	Oppsprekking	44
5.5	Hydrogeologi	44
5.6	Utførte ingeniørgeologiske undersøkelser	45
5.6.1	Feltkartlegging	45
5.6.2	Kjerneboring	47
5.6.3	Q- vurdering	47
5.6.4	Kjemisk analyse	48
5.7	Utfordringer med svartskifre	49
5.7.1	Svelling av bergmassen på Tøyen	49
5.7.2	Syredannelse og korrosjon	50
5.7.3	Tungmetaller og radioaktivitet	51
5.8	Massehåndtering	51
6	Laboratorieundersøkelser	52
6.1	Tidligere laboratorieundersøkelser	52
6.1.1	XRD	52
6.1.2	Bergmekaniske tester	53
6.1.3	Svelling av pulver	54
6.2	Nye laboratorieundersøkelser	54
6.2.1	XRD	54
6.2.2	Svelling av pulver	56
6.2.3	Svelling av intakt berg	57
6.3	Diskusjon av resultater	62
7	Vurdering av inngangsparametre	63
7.1	Vurdering av GSI	63
7.2	Bergmassestykke	64
7.3	Deformasjonsmodul	65
7.4	Parametre til Mohr- Coulomb bruddkriterium	66
7.5	Sprekker	67
7.6	Spenninger	67
7.7	Svelletrykk	69
7.8	Design og valg av sikring	70
8	Stabilitetsanalyse	72
8.1	Oversikt inngangsparametre	72
8.2	Analytiske stabilitetsvurderinger	72
8.2.1	Hoek og Marinos (2000)	72

8.2.2	Panthi og Shresta (2018)	73
8.3	Analyse med RS2	74
8.3.1	Metode	74
8.3.2	Analyse og resultater elastisk modell	77
8.3.3	Analyse og resultater plastisk modell	79
8.4	Analyse med RS3	84
8.4.1	Metode	84
8.4.2	Analyse og resultater	87
9	Diskusjon	97
9.1	Inngangsparametre	97
9.2	Valg av bruddkriterium	97
9.3	Svelletrykk	98
9.4	Sammenligning av stabilitetsanalyser	101
9.5	Stabilitetsproblemer	103
9.6	Sikring	104
9.7	Deponering	105
10	Konklusjon	106
10.1	Videre arbeid	107
	Referanser	113
	Vedlegg	114
A	Vedlegg- Klassifikasjon av bergmasse	114
A.1	GSI	114
A.2	Q- systemet	115
B	Vedlegg- Prosjektbeskrivelse	116
B.1	Bilder av geometrien	116
B.2	Grunnundersøkelser	119
B.3	Bilder av stasjonsområdet	120
C	Vedlegg- Laborrietester	122
C.1	Kjernelogging	122
C.2	Kjemisk analyse	125
C.3	Tidligere laborrietester	127
C.3.1	XRD- analyse	127
C.3.2	Enaksiell trykkfasthet	131
C.3.3	Resultater braziltest	132
C.3.4	Resultater punktlasttest	132
C.3.5	Svelling av pulver	134
C.4	Nye laborrietester	136
C.4.1	Preparering til XRD og svelling av pulver	136
C.4.2	XRD	137
C.4.3	Svelling av pulver	139
C.4.4	Svelling av intakt berg	140
D	Vedlegg- Numerisk analyse	141
D.1	Deformasjon	141
D.2	Bruddannelse	144

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

På Tøyen T- banestasjon er det på bakgrunn av at det i dag kun er én inngang til stasjonen besluttet å bygge en ny adkomst for å tilfredstille krav til sikkerhet ved nødsituasjoner. Adkomsten skal bygges som en sjakt som skal drives fra dagen. Sjakta har en høyde på omtrent 15 m og et tverrsnitt på 70 m². Tilknyttet sjakta skal det etableres et venterom og et brannsluserom som skal koble sjakta sammen med plattform 4. I dagen vil sjakta ligge langs Finnmarksgata (Ring 2) og nede på T-banestasjonen vil sjakta ligge mellom to eksisterende T-banetunneler. Tøyen har en sentral beliggenhet med en avstand på kun et par km nordøst for Oslo S, og ligger i et urbant strøk med mye bebyggelse og kritisk infrastruktur, se figur 1.1. I tillegg er det et svært trafikkert reiseknutepunkt med rundt 30 000 på- og avstigninger daglig (Myhre, 2023). Byggherre for prosjektet er Sporveien AS, og Sweco Norge AS er engasjert i forprosjektfasen, detaljeringsfasen og i byggeperioden. Prosjektet har planlagt oppstart våren 2024 (Sweco, 2022).



Figur 1.1: Plassering av Tøyen T- banestasjon vist som rødt markeringspunkt (kartutsnitt fra Høydedata).

T- banestasjonen ligger i Oslofeltets sedimentære bergarter bestående av leirskifre, kalksteiner og knollekalker. Bergartene i området tilhører de nederste etasjene i Oslofeltets kambrosilurlagrekke som blant annet inneholder alunskiferen (NGU, 2017). Leirskifrene i disse lagrekkene er potensielt syredannende som gjør at massene må deponeres ved godkjente mottak (NGI, 2021). I tillegg er de potensielt svellende som fører til at ekstra hensyn må tas i sikringsarbeidet av sjakta og venterommet. Faktumet at sjakta skal bygges på grunne dyp, i tillegg til at bergmassen potensielt er svak og svellende, fører til at stabilitetsutfordringer kan oppstå.

1.2 Formål

Hovedformålet med oppgaven er å avdekke mulige stabilitetsutfordringer ved bygging av sjakta og venterommet på Tøyen T- banestasjon og analysere påvirkningen på eksisterende tunneler. Det er ønskelig å finne ut av bergmassens bergmekaniske, mineralogiske og svellende egenskaper, med fokus på de svellende egenskapene.

Følgende oppgaver er fokusert på i masteroppgaven:

- Teoretisk gjennomgang av ingeniørgeologiske og mekaniske egenskaper til bergmassen.
- Teoretisk gjennomgang av kjemisk forvitring av bergmasse med fokus på syredannelse og svellende egenskaper i svartskifre.
- Teoretisk gjennomgang av bergspenninger, stabilitetsutfordringer tilknyttet spenningsforholdene, metoder for stabilitetsanalyser og design og estimering av bergsikring.
- Kort gjennomgang av prosjektet, utførte ingeniørgeologiske undersøkelser og en diskusjon av bergmassekvaliteten ved prosjektet og utfordringer med svartskifre.
- Gjennomføre laboratorietester for å finne svellepotensialet til den intakte bergarten i sykluser ved bruk av nye ødometre, samt sammenligne med svelletester av samme bergart i pulverform.
- Dokumentere nødvendige inngangsparametre bestående av ingeniørgeologiske egenskaper, svelleevner og in- situ spenninger til bergmassen i prosjektet.
- Utføre overordnet stabilitetsvurdering av den planlagte sjakta og det tilkoblede venterommet ved hjelp av empiriske og analytiske tilnærminger.
- Utføre numerisk modellering for å evaluere stabiliteten til den vertikale sjakta i 2D og 3D.
- Sammenligne, diskutere og oppsummere funnene.

1.3 Metode

Metoder og framgangsmåter for å sikre oppgavens formål er utført på følgende måter:

1. **Litteraturstudier.** Gjennomgang av relevant litteratur om ingeniørgeologiske prinsipper, kjemisk forvitring og syredannende egenskaper.
2. **Gjennomgang av rapporter fra prosjektområdet.** Sweco har utarbeidet en rapport fra forstadiet av prosjektet. I rapporten er prosjektet, utførte feltundersøkelser og anleggs-gjennomføringen beskrevet.
3. **Befaring av området.** Det er gjennomført en befaring av området høsten 2022. I tillegg er noen av vurderingene basert på tidligere befaringer av området.
4. **Laborrietester.** Det er utført mineralogiske, bergmekaniske og svellende tester for å få kunnskap om bergmassens egenskaper som er brukt i stabilitetsvurderingen. Sweco har utført en kjemisk analyse for å få kunnskap om bergartens syredannende potensial og krav til massehåndtering.
5. **Stabilitetsvurderinger.**
 - Empiriske metoder: Sikringsestimering ved Q- systemet og RMR.
 - Analytiske metoder: Deformasjonestimering ved Hoek og Marinos (2000) og Panthi og Shresta (2018) .
 - Numeriske metoder: Modellering i RS2 og RS3 med elastiske og plastiske materialeegenskaper og ulike svelletrykkscenarier, for å analysere deformasjon, bruddannelse og spenninger.

1.4 Begrensninger

Siden byggingen av sjakta ikke er startet opp er det ikke mulig å undersøke bergmassen annet enn fra dagen. På stasjonen er det heller ikke mulig å gjøre gode observasjoner på bergmassen, da den stort sett er dekket av betongutstøping og sprøytebetong som medfører få Q- verdier i oppgaven. Q- verdiene i oppgaven er hovedsaklig basert på en kjerneboring. Spenningsmålinger er ikke utført i oppgaven som gjør at spenningene i modelleringen er basert på litteratur og rapporter fra området i nærheten av Tøyen T- banestasjon. Siden spenninger kan variere svært mye lokalt er dette en betydelig feilkilde. Inngangsparametrene er hovedsaklig basert på laborrietester. Mange av testene gikk til ikke godkjente brudd som medfører at noen av inngangsparametrene er basert på svært få tester. Modelleringen av sjakta i RS3 er noe forenklet på grunn av en utfordrende geometri som skapte problemer under modelleringen.

2 Ingeniørgeologiske prinsipper

Bergmassens egenskaper bestemmes av egenskapene til intakt berg og diskontinuitetene som deler den opp. Ved å studere egenskapene til intakt berg kan for eksempel styrken til intakt berg, mineralinnhold og om bergarten har svellende egenskaper bestemmes. Prøvestykker av intakt berg er gjerne mer homogene og massive enn bergmassen, som fører til at diskontinuiteter ikke kommer til syne her. Diskontinuiteter har stor påvirkning på bergmassen, og vil kunne overskygge egenskapene til intakt berg i mange tilfeller. Likevel er det viktig å analysere begge for å få den totale forståelsen av bergmassens egenskaper. I dette kapitlet skal ingeniørgeologiske prinsipper av intakt berg og av bergmassen beskrives, samt forvittringsprosesser med blant annet svellende egenskaper av bergmasse. Deler av kapitlet bygger på prosjektoppgaven skrevet i forbindelse med emnet TGB4570 Ingeniørgeologi, fordypningsprosjekt høsten 2022 av samme forfatter (Rian, 2022).

2.1 Styrken til intakt berg

Styrken til intakt berg kan beregnes ved ulike metoder. To metoder som er allment brukt er enaksiell trykkfasthet og punktlasttesten. Enaksiell trykkfasthet måler styrken til et prøvestykke direkte ved å belaste prøvestykket i begge endeflater til et brudd initieres (ISRM, 1985b). Punktlasttesten måler styrken til bergarter indirekte ved at det initieres et strekkbrudd, og kan brukes som et alternativ til test av enaksiell trykkfasthet dersom det er lite prøvemateriale (ISRM, 1985a). Korrelasjonen mellom disse testene er gitt av ligning 2.1 der UCS er enaksiell trykkfasthet, k_{50} er en faktor som varierer med styrken til bergarten og $I_{s(50)}$ er korrigert punktlastindeks (Nilsen & Palmström, 2000).

$$UCS = k_{50} \cdot I_{s(50)} \quad (2.1)$$

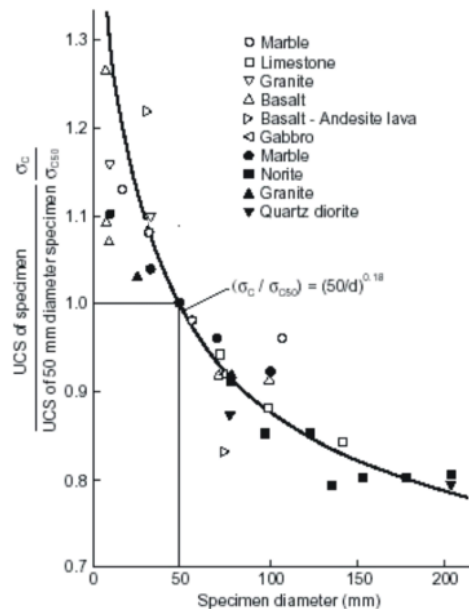
Tabell 2.1 viser korrelasjonen mellom punktlasttesten og enaksiell trykkfasthet med tilhørende k_{50} -verdier. Det må understrekes at denne sammenhengen kan være unøyaktig og må brukes med varsomhet.

Tabell 2.1: Korrelasjon mellom enaksiell trykkfasthet og punktlastindeksen (Nilsen og Palmström, 2000)

Enaksiell trykkfasthet σ_c [MPa]	Punktlastindeks I_{s50} [MPa]	Foerslått verdi av k_{50}
25-50	1,8- 3,5	14
50-100	3,5- 6	16
100-200	6- 10	20
>200	>10	25

Styrken til en bergart øker med minkende diameter på prøvestykket. På grunnlag av dette er standarddiameteren fra ISRM satt til 50 mm for et mest mulig representativt resultat (ISRM, 1985b). For å korrigere for prøvestykker som ikke er 50 mm er det utarbeidet en korreksjonsformel av Hoek og Brown gitt ved ligning 2.2 (Hoek & Brown, 1980). Her er σ_{cd} den enaksiale trykkfastheten som ble målt, d er diameteren på prøvestykket og σ_c er den korrigerte enaksiale trykkfastheten. Det varierer hvor mye ulike bergarter påvirkes av størrelsesforholdet. Finkornede og isotrope bergarter påvirkes i mindre grad enn anisotrope grovkornede bergarter. Figur 2.1 viser hvordan styrken til bergarten øker med minkende diameter for utvalgte bergarter.

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{cd}}{(50/d)^{0.18}} \quad (2.2)$$

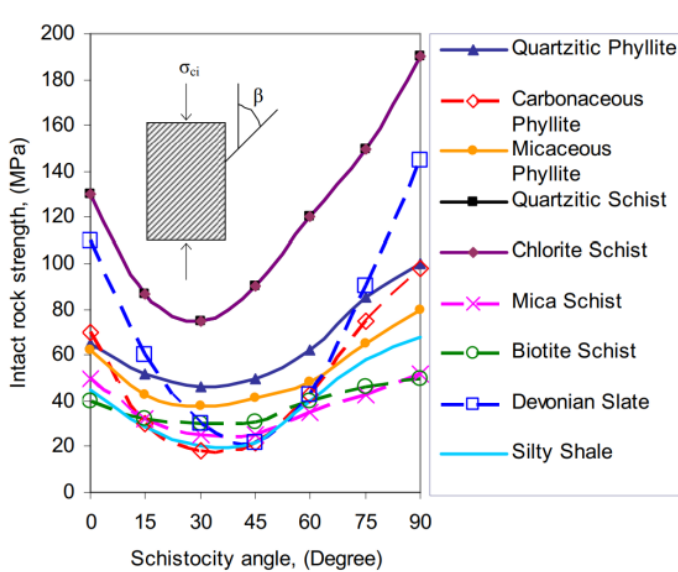
**Figur 2.1:** Illustrasjon av hvordan størrelsen på prøvestykkene påvirker styrken til intakt berg (Hoek og Brown, 1980)

2.1.1 Styrkeanisotropi

Anisotropigraden til en bergart beskriver hvordan egenskapene til bergarten varierer i ulike retninger og skyldes hovedsaklig foliasjon, lagdeling, skifrihet og type mineraler (Nilsen & Palmström, 2000). Sedimentære og metamorfe bergarter har som regel en større anisotropigrad enn magmatiske. Kornene i sedimentære bergarter blir ofte orientert med lengste akse parallelt med bunnen, mens kornene i metamorfe bergarter vokser i plan som orienteres vinkelrett største hovedspenning. Begge prosessene bidrar til en parallellorientering av kornene. Anisotropigraden blir forsterket dersom bergartene består av stenglige eller prismatiske mineraler som sjiktmineraler, amfiboler og noen pyroksener. Disse kan danne svakhetsplan i bergarten dersom de er orientert likt. Magmatiske bergarter er gjerne mer isotrope ettersom mineralkornene ofte har en tilfeldig orientering (Nilsen, 2016).

Sjiktmineraler som glimmer, talk, kloritt og serpentin er bygd opp av sjikt som kan spaltes i tynnere flak og danne kløvflater (Raade & Selbekk, 2020). Langs disse kløvflatene er friksjonen redusert som gjør at det lettere kan initieres brudd som kan gi store stabilitetsproblem ved tunneldriving (Panthi, 2006).

Anisotropigraden påvirker styrken til en bergart. Figur 2.2 er basert på en studie der forskjellige bergarter fra Himalaya og resten av verden er testet. Figuren viser hvordan den enaksiale trykkstyrken påvirkes av lastretningen, og det vises at styrken er størst når lastretningen står vinkelrett på foliasjonen og minst når lastretningen står 30 grader på foliasjonen (Panthi, 2006). Resultatene viser videre at bergartene som består av sjiktmineraler påvirkes mest av lastretningen.



Figur 2.2: Forholdet mellom enaksial trykkfasthet og vinkel mellom lastretning og foliasjonen til bergarten (Panthi, 2006).

Tsidzi utførte en studie på 18 bergarter i 1987 for å finne sammenhengen mellom foliasjonsindeksen og punktlastindeksen (I_a - indeksen). I_a - indeksen blir beregnet fra punktlasttesten og foliasjonsindeksen blir vurdert ved en XRD- analyse eller en optisk mikroskopisk undersøkelse. Fra studiet ble det funnet en lineær sammenheng mellom parametrene. Basert på Tsidzi sin foliasjonsindeks og I_a - indeksen er anisotropigraden til bergarter klassifisert i fem kategorier med beskrivelse av anisotropigrad, foliasjonsgrad og verdi av I_a - indeks, se tabell 2.2 (Tsidzi, 1990).

Tabell 2.2: Klassifikasjon av sammenhengen mellom anisotropigrad, foliasjonen og punktlastindeksen til bergarter (Modifisert etter Tsidzi, 1990).

Beskrivelse av bergart	Anisotropigrad I_a - indeksen	Beskrivelse av anisotropigrad
Veldig sterkt foliert	>3,5	Veldig høy anisotropigrad
Sterkt foliert	3,5- 2,5	Høy anisotropigrad
Moderat foliert	2,5- 1,5	Moderat anisotropigrad
Svakt foliert	1,5- 1,1	Liten anisotropigrad
Veldig svakt foliert eller ikke foliert	<1,1	Tilnærmet isotropisk

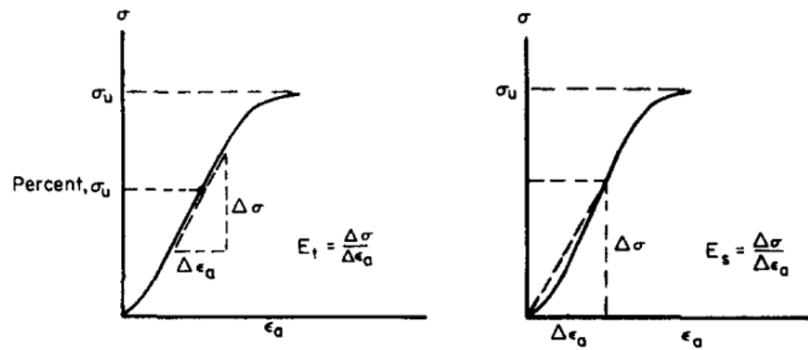
2.1.2 Elastisitet

En bergart er sjeldent perfekt elastisk, men elesto- plastisk. En måte å beregne elastitetsegenskapene til en bergartsprøve på, er ved enaksiell trykkforsøk. Under forsøket blir spenningen målt ved å påføre last på et sylindrisk prøvestykke og aksiell og radiell tøyning blir målt ved påmonterte tøyningsslapper på cylinderen (ISRM, 1985b). Det oppnås en spennings- tøyningsskurve fra forsøket der de elastiske egenskapene til bergarten kan vurderes. Et perfekt elastisk materiale vil følge den samme rette kurven ved på- og avlasting, og vil ikke få noen varig deformasjon. Et plastisk materiale vil ikke følge samme kurve for avlasting som for pålasting og utsettes for varig deformasjon. Selv om bergmassen sjeldent er perfekt elastisk, kan E- modul og poissons forholdstall beregnes fra et elastisk område av grafen (Lie, 2021).

Deformasjonen til en bergart kan beskrives av to moduler; deformasjonsmodulen (sekantmodulen) og elastisitetsmodulen (tangentmodulen). Sekantmodulen regnes ut ved maksimal aksiell spenning (ved UCS) delt på tilsvarende aksiell tøyning, gitt av ligning 2.3 og tar med både plastisk og elastisk tøyning. Elastisitetsmodulen regnes ut ved endring i aksiell spenning delt på endring i aksiell tøyning på det lineære, elastiske området av grafen, se ligning 2.4. Ved 50% av UCS er grafen som oftest lineær, og elastisitetsmodulen (E- modulen) og det elastiske poissons forholdstall kan derfor beregnes her (Lie, 2021). Figur 2.3 viser en illustrasjon av kurven til en bergartsprøve og forklaring på hvordan sekantmodulen og E- modulen beregnes.

$$E_{sek} = \frac{\sigma_a}{\epsilon_a} \quad (2.3)$$

$$E = \frac{\Delta\sigma_a}{\Delta\epsilon_a} \quad (2.4)$$



Figur 2.3: Til venstre E- modulen beregnet ved tangentmetoden og til høyre sekantmodulen beregnet ved en gitt prosent av maksimum styrke (ISRM, 1985b).

Poissons forholdstall ν er dimensjonsløs og er definert som forholdet mellom radiell tøyning og aksial tøyning gitt av ligning 2.5 for sekant poissons forholdstall og ligning 2.6 for elastisk poissons forholdstall .

$$\nu_{sek} = -\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a} \quad (2.5)$$

$$\nu = -\frac{\Delta\epsilon_r}{\Delta\epsilon_a} \quad (2.6)$$

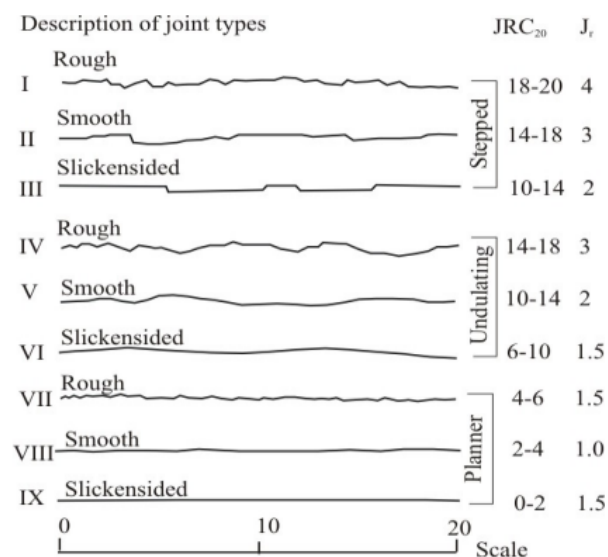
2.2 Diskontinuiteter

Diskontinuiteter er en fellesbetegnelse på sprekker, foliasjonsplan, lagdeling, svakhetssoner og forkastningssoner med lav til null strekkstyrke (Nilsen & Palmström, 2000). De fleste diskontinuiteter er et resultat av tektonisk bevegelse i grunnen (Panthi, 2006). Sprekker og svakhetssoner er de to hovedgruppene diskontinuiteter.

2.2.1 Sprekker

Siden sprekker ofte har svært lav strekkstyrke og skjærstyrke vil omfanget av sprekker på en bergoverflate ha stor betydning for bergmassens mekaniske egenskaper. Sprekkeegenskapene styres av sprekkenes ruhet, mineralfylling, forvitningsgrad, sprekkeveggenes styrke, sprekkeavstand og blokkstørrelse (Nilsen & Palmström, 2000).

Sprekkenes ruhet er definert av grad av ujevnheter eller bølgethet. For å karakterisere ruheten til sprekken er det utarbeidet en empirisk indeks kalt joint roughness coefficient (JRC) (Bandis mfl., 1981). Ruhetsprofilen vist i figur 2.4 er basert på denne indeksen og er delt inn i 10 klasser med tilhørende JRC- verdier og J_r - verdier. JRC har verdier fra 0 til 20, som beskriver ulike ruhetsprofil, der 0 er helt glatt og 20 er det høyeste ruhetstallet (Barton & Choubey, 1977). J_r beskriver sprekkeruhetstall som er en parameter i Q- systemet og beskriver om sprekkeflaten er glatt, plan, bølget eller ru, og gis en verdi fra 0,5 til 4 (på figuren 1 til 4).



Figur 2.4: Grad av ruhet beskrevet med JRC med typiske ruhetsprofiler (Barton og Bandis, 1990)

Sprekkeprofilen er laget hovedsaklig for sprekker uten sleppemineraler. Dersom sprekken har mineralfylling er det de fysiske og mineralogiske egenskapene til sprekkefyllingen som har størst betydning for bergmassens egenskaper (Barton & Choubey, 1977). Mineralfylling i sprekken kan både øke og minke skjærstyrken til sprekken. Mineralfyllingen kan bestå av glatte mineraler, som for eksempel leire, som minker friksjonen, eller den kan bestå av hydrotermal kvarts som kan kitte sprekken sammen og øke friksjonen. Dersom sleppeminerale inneholder svellemineraler kan dette skape et svelletrykk som har en negativ påvirkning på stabiliteten til bergmassen.

Antall sprekkesett og avstanden mellom sprekke definerer blokkstørrelsen til bergmassen. Ett sprekkesett utgjør et sett av sprekker med omtrent samme strøk og fall. Dersom det er flere sprekkesett kan dette utløse blokkutfall. Oppsprekking påvirker de bergmekaniske egenskapene. En oppsprukket masse vil for eksempel ha en redusert styrke, og en økende permeabilitet.

Dersom tiltforsøk ikke kan gjennomføres kan friksjonsvinkelen antas ved litteratursøk for å finne typiske verdier. En studie av Barton og Choubey viste at de fleste uforvitrede og tørre bergarter har en friksjonsvinkel på 25- 30 grader og at dette også gjelder for en tørr skifer (Barton & Choubey, 1977).

2.2.2 Svakhetssoner

Svakhetssoner er en storskala diskontinuitet og er definert som en del av bergmassen der de mekaniske egenskapene er lavere enn de omkringliggende massene. Svakhetssoner er hovedsakelig dannet på to måter; ved tektonisk aktivitet eller ved omdanning av bergmassen (Nilsen & Palmström, 2000). Svakhetssoner dannet ved tektonisk aktivitet er et resultat av forkastninger. Bergmassen er gjerne oppsprukket og har et varierende innhold av leirmineraler avhengig av bergartene i forkastningsområdet og om sonen er forvitret i ettertid. I kjernen av forkastningen er oppsprekkingen veldig stor, mens i ytterkantene er oppsprekkingen mindre og permeabiliteten større (Gudmundsson mfl., 2002). Den andre typen svakhetszone er svakt materiale i omgivende sterkere bergmasse. Sonene kan være dannet av forvitring, hydrotermal aktivitet eller desintegrasjon. Det kan også være soner med svakere berg som består av skifrige og mykere bergarter. Disse sonene er gjerne mer duktile og lettere å deformere enn omgivende bergmasse.

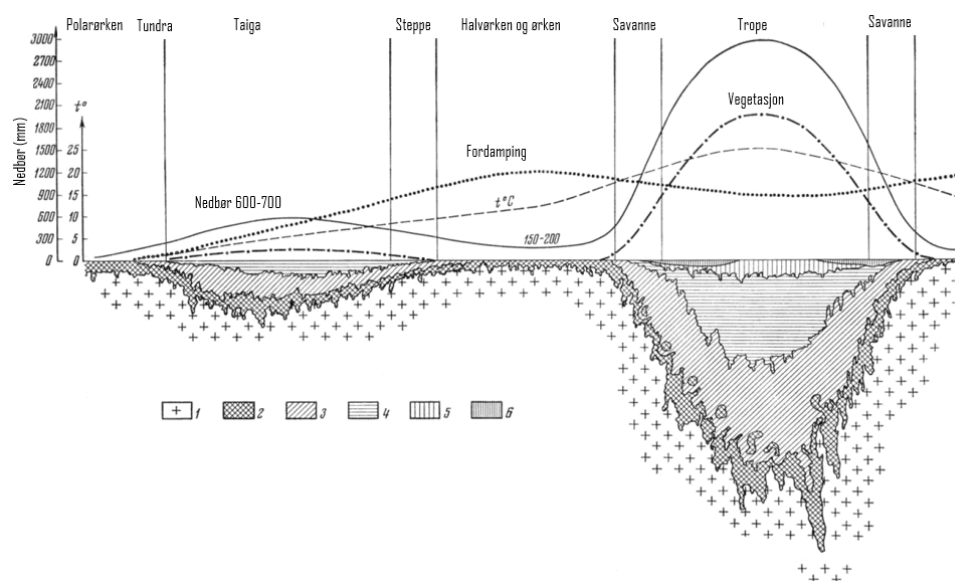
De største farene med tanke på tunnelstabilitet er i sammenheng med svakhetssoner med svelleleirer, og de mest utfordrende situasjonene oppstår dersom det er en kombinasjonen av svakt materiale og høyt vanntrykk i forkastningssoner (Nilsen, 2011). Svakhetssoner kan føre til blant annet blokkutfall eller skvising i tunneler og det er derfor viktig med grunnundersøkelser for å avdekke disse før drivingen av tunnelen startes opp.

2.3 Forvitring

Forvitring er en prosess der bergmassen brytes ned in- situ med lite eller ingen bevegelse av massene, til forskjell fra erosjon som er en nedbrytningsprosess som innebærer flytting av masser (Spjeldnæs, 2022). Det er to hovedtyper forvitring: mekanisk og kjemisk. Kjemisk forvitring er oppløsning og nedbryting av mineraler som forårsakes av en kjemisk reaksjon med vann, mens mekanisk forvitring er nedbryting av bergmassen ved mekaniske prosesser som avhenger av dis-

kontinuiteter og mineralkløv (Panthi, 2006). Felles for forvitringstypene er at vann ofte spiller en viktig rolle for forvittringshastigheten. Eksempler på mekanisk forvitring er fryse- og tineprosesser, rotsprenging, saltsprenging, avlasting, eller oppvarming og avkjøling. De viktigste mekanismene for kjemisk forvitring er oppløsning, hydrolyse og oksidasjon (Nilsen, 2016).

Forhold som påvirker forvittringshastigheten deles inn i ytre og indre betingelser. De ytre forholdene omhandler klima, vegetasjon, sigevannets kjemiske sammensetning og topografi. Indre betingelser styres av mineralets stabilitet og bergartens tekstur og struktur (Brattli, 2015). Mekanisk og kjemisk forvitring virker ofte sammen, men hvilken av dem som er mest dominerende avhenger av de ytre betingelsene. Vann er ofte den begrensende faktoren for at en kjemisk reaksjon skal oppstå, og det er vist ved “van Hoffs regel” at reaksjoner går raskere ved økende temperaturer. Kjemisk forvitring dominerer derfor i varme og fuktige områder. Mekanisk forvitring er nedbryting av bergoverflaten uten kjemiske reaksjoner tilstede, og dominerer i tørre og kalde områder (Strakhov, 1967). Figur 2.5 viser hvilke mineraler som dominerer ved forskjellige klima og miljø, og illustrerer forskjell i forvittringsdybden. Av figuren kommer det fram at forvitringen er størst i tropene og minst ved polarørkenen.



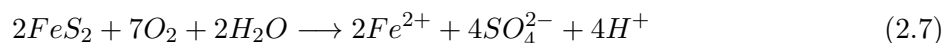
Figur 2.5: Forvittringsprofil som illustrer sammenheng mellom vegetasjon/ klima og forvittringsprodukt.
1: frisk bergart, 2: forgrusing og begynnende omvandling, 3: kloritt, 4: smektitt, 5: kaolinit, 6: lateritt (modifisert etter Strakhov, 1967).

De indre betingelsene styrer hvordan den kjemiske forvitringen utvikler seg. Mineraler er dannet ved forskjellig trykk og temperatur som påvirker hvordan stabiliteten er ved overflaten. Bowens reaksjonsserie illustrerer dannelses temperaturen og -trykket til forskjellige mineraler. Goldich (1938) fant ut at forvittringshastigheten hovedsaklig fulgte Bowens reaksjonsserie, der minereralene blir

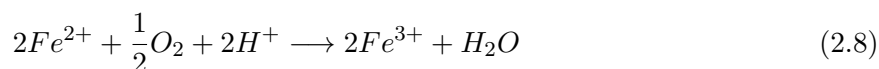
mer ustabile for høyere dannelsesstemperaturer (Brattli, 2015). Nedbrytingen er størst ved overflaten og reduseres gradvis i dypet. Dersom det er mye oppsprekking i berget kan derimot forvitringen gå langt, og danne en såkalt forvitningsrot (Nilsen, 2016).

2.3.1 Kjemisk forvitring av kismineraler

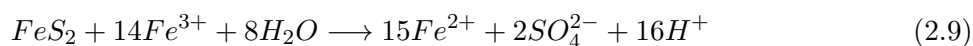
Kjemisk forvitring av kismineraler foregår ved reaksjon med oksygen og vann over flere trinn og kan danne sur avrenning (Brattli, 2015). Enkelte steder på Østlandet for eksempel, kan sur avrenning være et problem grunnet forekomsten av svartskifre som er potensielt syredannende. I svartskifre er det hovedsaklig kismineralene pyritt (FeS_2) og pyrrhotitt ($\text{Fe}_{(1-x)}\text{S}$, hvor $x=0,0,17$) også kalt henholdsvis svovelkis og magnetkis, som bidrar til syredannelse. Svartskifrene er dannet under reduserende forhold og er ustabile ved oksiderende forhold og vil forvitte. Forvitringen av pyritt foregår over to trinn. Det første trinnet er direkte oksidasjon av pyritt i reaksjon med vann der det blir dannet toverdige jern, sulfat og H^+ - ioner, se ligning 2.7.



Det toverdige jernet fra denne reaksjonen kan oksidere videre og danne treverdige jern beskrevet av ligning 2.8.



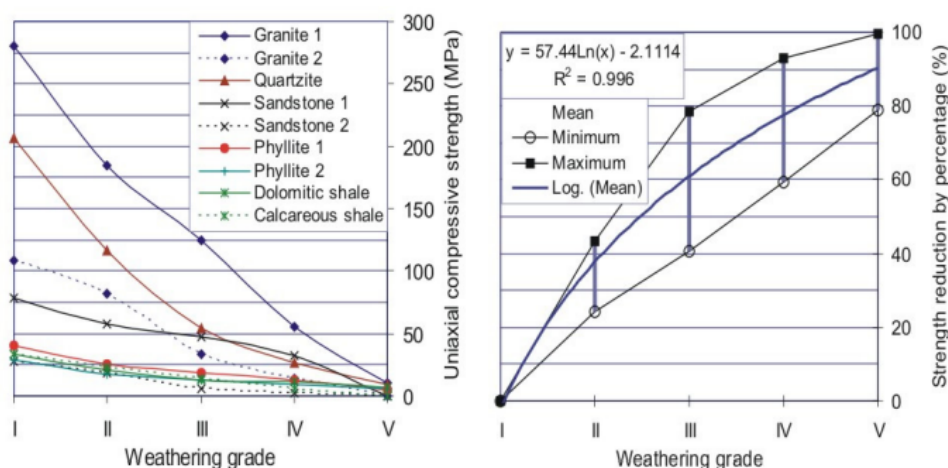
Det andre trinnet er en indirekte oksidasjon der treverdige jern reagerer med pyritt og vann og danner toverdige jern, sulfat og H^+ - ioner, se ligning 2.9.



Dersom pH-en er lavere enn 3,5 vil treverdige jern fungere som den viktigste elektronakseptoren og den direkte oksidasjonen beskrevet ved det første trinnet stopper delvis opp. Når det andre steget er initiert vil det etter reaksjonen dannes en mye større andel H^+ - ioner enn ved direkte oksidasjon, som øker forvitringshastigheten og syredannelsen betraktelig (NGI, 2015b).

2.3.2 Bergmassens påvirkning av forvitring

Når en bergmasse utsettes for forvitring forandres egenskapene til bergmassen. En studie utført av Gupta og Seshagiri Rao på tre ulike bergarter; granitt, basalt og kvartsitt, viser at bergmassens styrke reduseres ved økt forvitringsgrad av bergoverflaten (Gupta & Seshagiri Rao, 2000). Figur 2.6 til venstre viser hvordan enaksiell trykkstyrke minker med forvitringsgraden, og til høyre hvor mange prosent styrken reduseres med for et spekter av bergarter (hentet fra Panthi, 2006, basert på Beavis mfl., 1982, Beavis, 1985 og Gupta og Seshagiri Rao, 2000). Figuren indikerer at sterke bergarter vil kunne oppnå en større reduksjon i styrke fra utgangspunktet enn svake bergarter ved økt forvitring. Dette er tydelig ved å sammenligne kurven til granitt 1 mot kurven til fyllitt 1 i figur 2.6 diagram til venstre. Kurven til fyllitt 1 har en mye slakere kurve og mindre reduksjon i UCS ved økende forvitringsgrad enn granitt 1 som har en mye brattere kurve. En annen studie utført av Dearman mfl. har vist at en typisk granitt vil kunne oppnå en reduksjon på opptil 80% fra ingen forvitring til moderat forvitring (Dearman mfl., 1978).



Figur 2.6: Sammenheng mellom forvitringsgrad og reduksjon av styrke (hentet fra Panthi, 2006, basert på Beavis mfl., 1982, Beavis, 1985 og Gupta og Seshagiri Rao, 2000)

Reduksjonen i styrken til bergmassen er fra studier vist å skyldes omdanning til leirmineraler, små brudd i bergmassen og at bindingene til kornene brytes (Beavis mfl., 1982; Beavis, 1985). Når bergmassen sprekker opp vil overflatearealet til bergmassen økes, som bidrar til en økende forvitringsgrad. Diskontinuiteter vil derfor være spesielt utsatt for videre forvitring. Svakhetssoner, som er en storskala diskontinuitet, vil ofte være vannledende og her kan det oppstå intens forvitring (Panthi, 2006). En bergmasse som er forvitret vil bli mer porøs og få høyere permeabilitet på grunn av sprekkedannelse eller at tidligere intakt berg har blitt omvandlet til leirmineraler som har en mer porøs struktur. Resultater fra studier viser også at bergmassen får en minkende E-modul ved økt forvitring (Beavis mfl., 1982).

2.4 Svulleegenskaper

Svelling er definert av ISRM (1983) som en tidsavhengig volumøkning som omfatter fysiske eller kjemiske reaksjoner med vann og spenningsavlastning. Den fysiske- kjemiske reaksjonen med vann er vanligvis hovedbidraget, men kan bare skje samtidig med eller etterfulgt av en spenningsavlastning. Vanligvis opptrer svelling i sletter og sprekker der det er leirmineraler, men enkelte bergarter kan også være svellende. I bergmasse kan svelling oppstå på grunn av innhold av leirmineraler, anhydritter eller sulfider (Selmer & Palmström, 1989). Svelling kan føre til skred og problematikk for tunneldriving og det er derfor viktig å kunne lokalisere svellende soner og kunne predikere svelletrykket som kan oppstå. For å gjøre dette må grunnleggende svulleegenskaper være kjent. Ofte forårsakes svelling av en reaksjon med vann, og det er derfor viktig å ha kjennskap til grunnvannsnivået og eventuelt grunnvannstrømningen på stedet (Butscher mfl., 2011).

Svelling foregår hovedsaklig ved to stadier;

- hydratisering og
- osmotisk svelling,

men kan også skyldes;

- dannelse av gips i anhydritter og
- forvitring av kismineraler.

Hydratisering kan oppstå i leirer, anhydritter og kismineraler. I leirer som for eksempel smektitter (svelleleirer) foregår det ved at vannmolekyler absorberes til leirpartikkeloverflaten på grunn av dipolmomentet til vannmolekylene. Det kan dannes en til fire lag av vannmolekyler mellom ryggradslagene avhengig av type leire (Einstein, 1996).

Osmotisk svelling skjer i leirer eller leirbergarter. Svellingen kommer av at konsentrasjonen av ioner i vannet mellom ryggradslagene i leirpartiklene ofte er høyere enn i porevannet utenfor. For å oppnå likevekt vil vannløsningen prøve å utjevne forskjellene ved at vann fra porene strømmer inn mellom ryggradslagene og gjør at leirmineralene sveller ytterligere. Desto større konsentrasjonsforskjellene av ioner mellom porevannet og vannet mellom ryggradslagene er, desto mer vann vil strømme mellom lagene og svellingen øker (Nilsen, 2016).

I anhydritter (CaSO_4) foregår svellingen ved en reaksjon med vann der det dannes gips. Gips har et større volum enn anhydritter og reaksjonen kan føre til en volumøkning på opptil 60 % (Nilsen og Palmström, 2000).

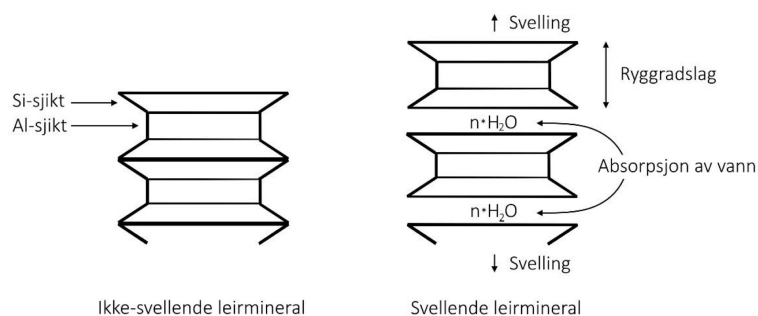
For kismineraler forårsakes svellingen ved at sulfidene reagerer med oksygen og vann og danner sulfater som har et større volum. Sulfatene kan senere reagere med gips og føre til sekundær svelling (Einstein, 1996).

2.4.1 Svelling av forvitret materiale

Svellende mineraler er et resultat av omdanning fra nedknust materiale eller hydrotermal tilførsel og avsetning. De er ofte å finne i slepper og sprekker der de er beskyttet mot erosjon og bevart til i dag. Materialer i slepper og svakhetssoner blir som en fellesbetegnelse kalt sleppematerialer og under betegnelsen inngår; inaktive mineraler (kaolinit, illitt), mineraler som har lav friksjon (kloritt, talk), mineraler som kan løses opp i vann (karbonater) og svellende mineraler (smektitter) (Nilsen, 2016). Montmorillonitt- gruppen er de smektittene som har størst svellepotensiale og disse kan absorbere inntil 50 ganger egenvekt av vann. De andre leirmineralene kaolinit og illit er også noe svellende, der illittene kan absorbere inntil 10 ganger egenvekt mens kaolinit kan absorbere inntil 5 ganger egenvekt (Hem mfl., 2003).

Oppbygging av leirmineraler

Mineralene har ulik sammensetning av lag som gjør at egenskapene varierer kraftig. Leirmineraler er bygget opp av tetraederlag som består av silisium eller aluminium omgitt av fire oksygenatomer, og oktaederlag som består av magnesium eller aluminium omgitt av seks oksygen- eller hydroksid-ioner. Sjiktsilikatene deles inn i to- lags eller tre- lags strukturer avhengig av hvordan tetraeder- og oktaederlagene er arrangert i forhold til hverandre. Lagene utgjør tilsammen et ryggradslag (Brattli, 2015). Leirmineralene er bygget opp av mange ryggradslag lagt oppå hverandre. Mellom lagene kan det tas opp varierende mengde av vann. Figur 2.7 viser en illustrasjon av gitterstrukturen til et ikke- svellende og et svellende leirmineral.



Figur 2.7: Gitterstrukturen til ikke- svellende (venstre) og svellende (høyre) leirmineraler oppbygd av oktaederlag (Al-sjikt) og tetraederlag (Si-sjikt) (fra Skøyen, 2018, modifisert etter Selmer og Palmstrøm, 1989).

Faktorer som påvirker hvor mye leiren sveller

Hvor mye vann som kan absorberes til leirmineralene er komplisert og avhenger av mange faktorer. Hovedsaklig avhenger svelleegenskapene av type leirmineral som bestemmes av sammensetning av ryggradslag. Ulike variasjoner i ryggradslagene kan gi ulik styrke av leirmineralet. Bindingene mellom ryggradslagene er generelt svake, og jo svakere bindingene er desto mer vann kan gå mellom ryggradslagene, og desto større er svellepotensialet til leirmineralet.

Andre faktorer som påvirker svellepotensialet til leirmineraler er blant annet permeabiliteten og porøsiteten til leiren, overflatearealet, vanninnholdet i jordarten, ionekonsentrasjonen i porevannet (forklares ved osmotisk svelling) og type utbyttbare ioner. En- verdige ioner kan binde flere vannmolekyler enn fler- verdige ioner på grunn av at det skal flere en- verdige ioner til for å nøytralisere en viss negativ ladning enn fler- verdige (Brattli, 2015).

2.4.2 Svelling av svartskifer

Svelling i svartskifre skyldes hovedsaklig oksidasjon av sulfider til sulfater som krever større volum enn opprinnelig forbindelse, men kan også skyldes at svartskiferen inneholder svellende leirmineraler som forklart over. Det er hovedsaklig jernsulfidene pyritt og pyrrhotitt som forårsaker svellingen. Når jernsulfidene reagerer med vann og luft kan det dannes sulfater (SO_4^{2-}) som svovelsyre (H_2SO_4) eller jernhydroksider ($\text{Fe}(\text{OH})_3$) som forklart under kapittel 2.3.1. Innholdet av jernsulfider og pH- verdien i løsningen bestemmer hvilken reaksjon som skjer. Er pH- en lavere enn 3,5 vil det dannes sulfater og genereringen av sur avrenning går raskt, og er pH-en høyere enn 3,5 vil det dannes jernhydroksider. Som forklart i kapittel 2.3.1 vil en $\text{pH} < 3,5$ føre til at treverdige jern fungerer som den viktigste elektronakseptoren og det vil bli dannet en betydelig høyere grad av H^+ - ioner som fører til en økt forvitring og syredannelse. Økt forvittringshastighet vil også medføre økt svelling. Det er viktig å bemerke seg at denne grensen ikke er absolutt og det kan for eksempel forekomme reaksjoner der sulfater blir dannet på en pH over 3,5 (NGI, 2021).

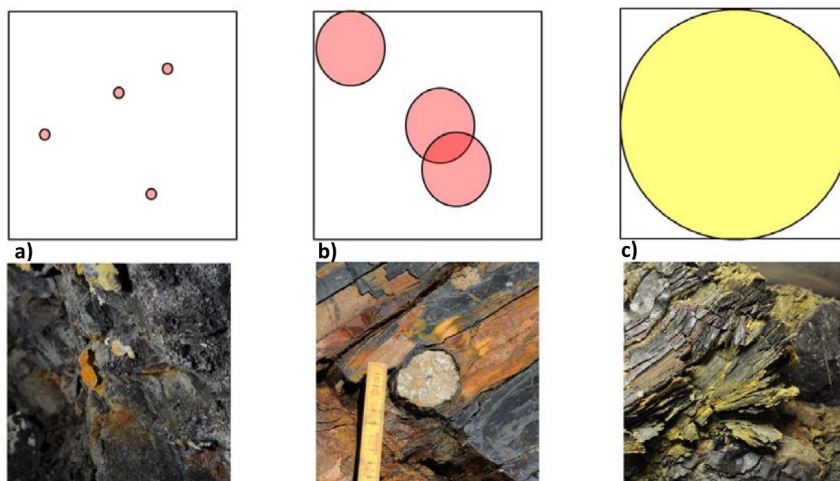
Dersom bergarten inneholder kalsiumkarbonat (CaCO_3), som ofte forekommer i form av kalsitt i svartskifre, kan det oppstå en reaksjon mellom kalsitt, vann og svovelsyre og dannes gips som fører til en sekundær svelling (Einstein, 1996). Kalkmineraler vil på den andre siden føre til en tregere reaksjon da løsningen blir mer basisk som motvirker vannets aggressivitet og syredannelse.

Faktorer som påvirker svellepotensialet til en svartskifer er:

- Sprekkesett i bergarten
- Innhold og fordeling av sulfider
- Spaltbarhet og tetthet på spalteplan
- Vannmetning

Sprekkesett kan skape transportårer for vann og oksygen i skiferen. Dette kan føre til en økt forvitring av skiferen. Et høyere innhold av sulfider øker svellepotensialet, og dersom de er jevnt fordelt i hele bergarten vil dette føre til en akselerasjon i forvitringen. Dersom sulfidene er mer spredt vil det føre til en langsommere forvitring. En høy spaltbarhet og liten avstand mellom spalteplanene bidrar til en økt forvittringshastighet og et høyere svellepotensiale. Svartskiferen vil svelle med en fuktighet på 20-70%. Siden sulfater er vannløselige vil ikke bergarten svelle dersom den er vannmettet (NGI, 2015b).

Figur 2.8 illustrerer hvordan sulfider typisk er fordelt i ulike formasjoner i leirskiferlagrekken fra Oslofeltet, og hvordan dette har sammenheng med fargen på utfellingen. I Elnesformasjonen er sulfidinnholdet lite og spredt og utfellingen er rødlig. Dette indikerer en $\text{pH} > 5$ som medfører utfelling av jernhydroksid. I Galgeberg i Tøyenformasjonen er sulfidinnholdet større, men fortsatt ganske spredt og utfellingen er rødoransje. Bildet av Alunskiferformasjonen viser gul utfelling, som illustrerer et stort sulfidinnhold og en stor spredning av sulfider i bergarten. En gul farge på utfellingen indikerer en $\text{pH} < 4$ (NGI, 2021).



Figur 2.8: Fordeling av sulfider i bergarten styrer omfang av sulfidoksidasjon og syredannelse. a) Elnesformasjonen, b) Galgebergledet i Tøyenformasjonen, c) Alunskiferformasjonen. Rød farge på utfelling indikerer $\text{pH} > 5$, gul farge indikerer $\text{pH} < 4$ (NGI, 2021).

Bergmassens svellende egenskaper kan finnes ved fri svelling, svelletest av intakt berg, svelling av nedknust bulk prøvemateriale og ved en XRD- analyse for å indikere svellende mineraler. Tabell 2.3 gir en oversikt over klassifisering av svelletrykk for svelletest av bergart i pulverform i henhold til NBG (1985).

Tabell 2.3: Klassifisering av svelletrykk for bergart i pulverform i henhold til NBG (1985)

Klassifisering	Svelletrykk [MPa]
Meget høy	>0,75
Høy	0,30-0,75
Middels	0,10-0,30
Lav	< 0,10

2.5 Bergmassens styrke

Bergmassens styrke er definert som evnen til å motstå spenning og deformasjon, og påvirkes av styrken til intakt berg og diskontinuiteter i bergmassen. Styrken til intakt berg representeres av bergarten på stedet, mens diskontinuitetene representeres av blokkstørrelsen, formen på blokkene og styrken til sprekkene. Dersom bergmassen er preget av diskontinuiteter eller forvitring, fører det til en lavere styrke enn for intakt berg (Panthi, 2006). Det ble vist i kapittel 2.1 at styrken til intakt berg øker med minkende størrelse på prøvestykket.

Det kan være utfordrende å finne bergmassestyrken in- situ. For å kunne gi et estimat på styrken er det vanlig å bruke empiriske metoder, som ofte er basert på styrken til den intakte bergartsprøven. Tre av disse metodene er presentert ved Barton (2002), Panthi (2006) og Heok et al. (2002) som beregner bergmassestyrken ved å ta inn ulike inngangsparametere.

2.5.1 Barton (2002) bergmassestyrke

Ligning 2.10 beskriver bergmassestyrken slik den er foreslått av Barton. Her er σ_{cm} bergmassestyrken, γ tettheten til bergarten i tonn/m³, Q_c en normalisert Q- verdi ($Q \cdot \sigma_c/100$) og σ_{ci} styrken til intakt berg (Barton, 2002). I beregningen av Q- verdien er RQD byttet ut med RQD₀ som gir RQD- verdien i samme retning som tunnelretningen.

$$\sigma_{cm} = 5\gamma Q_c^{1/3} = 5\gamma \left(Q \cdot \frac{\sigma_{ci}}{100} \right)^{1/3} \quad (2.10)$$

2.5.2 Panthi (2006) bergmassestyrke

Panthi (2006) foreslår ligning 2.11 for beregning av bergmassestyrken, som baserer seg på korrelasjonen mellom styrken til intakt berg σ_{ci} og bergmassestyrken (Panthi, 2006). Ligningen er anbefalt å bli brukt på foliert, lagdelt, flaket, metamorf eller sedimentær bergart med lav enaksial trykkfasthet og baserer seg på Barton (2002), Heok et al. (2002) og Bieniawski (1993) sine ligninger for å beregne bergmassestyrken.

$$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1.50}}{60} \quad (2.11)$$

2.5.3 Heok et al. (2002) bergmassestyrke

Heok et al. (2002) foreslår beregning av bergmassestyrken ved ligning 2.12 (Hoek mfl., 2002). Ligningen er definert av en rekke parametre som blir introdusert i kapittel 2.7.2. m_b kan finnes fra en tabell med liste over bergartsgrupper med tilhørende m_i - verdier (Marinos & Hoek, 2000). D (forstyrrelsesfaktoren) avgjøres av hvor forstyrret bergmassen er av sprengning, mens s og a er materialkonstanter.

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.12)$$

2.6 Bergmassens deformasjon

Siden bergmassen kan ha svært varierende egenskaper innenfor samme volum, vil deformasjonsmodulen til bergmassen også kunne variere mye. Det er utfordrende å bestemme en deformasjonsmodul som vil representere hele bergmassen. De fleste metodene som brukes allment i dag bruker E- modulen til intakt berg som inngangsparameter. Metodene presentert av Barton (2002), Panthi (2006) og generalisert Hoek og Diederichs (2006) skal presenteres i denne oppgaven.

2.6.1 Barton (2002) deformasjonsmodul

Barton sin metode for å beregne deformasjonsmodul er basert på Q- systemet og intakt bergmassestyrke, se ligning 2.13 (Barton, 2002). Metoden skiller seg fra Panthi (2006) og generalisert Hoek og Diederichs (2006) ved at den ikke tar inn E- modul for intakt berg som inngangsparameter.

$$E_{rm} = 10 \cdot \left(\frac{Q \cdot \sigma_{ci}}{100} \right)^{1/3} \quad (2.13)$$

2.6.2 Panthi (2006) deformasjonsmodul

Deformasjonsmodulen slik den er foreslått av Panthi (2006) er gitt i ligning 2.14 og baserer seg på E- modul for intakt berg og UCS. Ved å erstatte σ_{cm} med forholdet gitt i ligning 2.11 oppnås ligning 2.15. Metoden er som for beregning av bergmassestyrke anbefalt å bli brukt på foliert, lagdelt, flaket, metamorf eller sedimentær bergart med lav enaksiell trykkfasthet (Panthi, 2006).

$$E_{rm} = E_i \cdot \left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} \right) \quad (2.14)$$

$$E_{rm} = \frac{1}{60} \cdot E_{ci} \cdot \sigma_{ci}^{0.5} \quad (2.15)$$

2.6.3 Generalisert Hoek og Diederichs (2006) deformasjonsmodul

Den generaliserte Hoek og Diederichs (2006) er basert på et stort antall in- situ målinger fra Kina og Taiwan. Metoden baserer seg på egenskapene til intakt berg, GSI og effekten av sprengning på bergmassen uttrykt ved D, se ligning 2.16. GSI forklares under kapittel 2.8.2.

$$E_{rm} = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (2.16)$$

2.7 Bruddkriterier

Bruddkriterier beskriver spenningsforholdene der den maksimale styrken til materialet nås. Gjennom tidene er det foreslått en rekke bruddkriterier, men det er Mohr- Coulomb og Hoek- Brown bruddkriterium som er ansett som de mest brukte i dag (Haimson & Bobet, 2014).

2.7.1 Mohr- Coulomb bruddkriterium

Mohr- Coulomb bruddkriterium er ansett som det eldste og mest anerkjente bruddkriteriet i bergmekanikk. Kriteriet antar at brudd inntreffer når skjærspenningen på et plan overgår skjærstyrken til materialet (Mehranpour & Kulatilake, 2016). Skjærstyrken til en bergartsprøve kan beskrives ved ligning 2.17 (Coulomb, 1773):

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan(\phi) \quad (2.17)$$

Her beskriver τ skjærspenningen og σ_n normalspenningen på bruddplanet, c kohesjonen og ϕ friksjonsvinkelen.

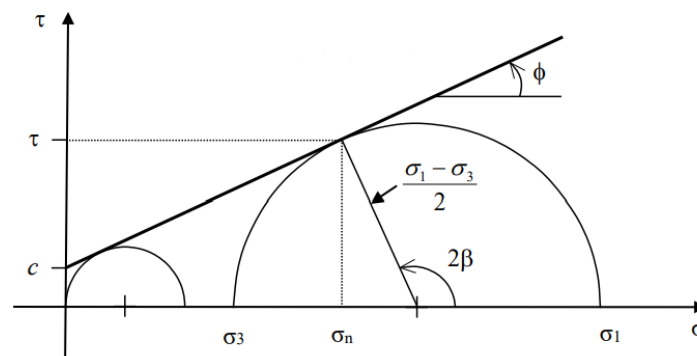
Mohr- Coulomb kriterium kan også beskrives uttrykt av hovedspenningene σ_1 og σ_3 gitt i ligning 2.18, der k er uttrykt av ligning 2.19.

$$\sigma_1 = k\sigma_3 + 2c\sqrt{k} \quad (2.18)$$

$$k = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.19)$$

For test av enaksial trykkfasthet er omslutningstrykket null. σ_3 kan derfor settes til null og sammenhengen gitt i ligning 2.20 oppnås. Figur 2.9 illustrerer Mohr- Coulomb bruddkriterium og hvordan sammenhengene gitt av ligningene presentert over vises grafisk.

$$\sigma_c = 2c\sqrt{k} \quad (2.20)$$



Figur 2.9: Mohr- Coulomb bruddkriterium beskrevet grafisk. Her er σ_n normalspenningen, τ skjærspenningen, c kohesjonen, ϕ friksjonsvinkelen, β bruddvinkelen og σ_1 og σ_3 hovedspenningene (Lie, 2021).

2.7.2 Hoek- Brown bruddkriterium

Hoek- Brown bruddkriterium ble introdusert i 1980 og er modifisert flere ganger. Bruddkriteriet skiller seg fra Mohr- Coulomb med en bruddkurve som er ikke- lineær og at det er basert på empiriske data (Mehranpour & Kulatilake, 2016). Det originale bruddkriteriet er gitt i ligning 2.21 og er basert på Griffith bruddkriterium og triaksialtester på intakte bergartsprøver (Hoek & Brown, 1980).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (2.21)$$

Her er m_i en materialkonstant for intakt berg. En begrensning med kriteriet er at det baserer seg på antagelsen om at bergmassen ikke har sprekker annet enn små riss som ikke påvirker bergmassestyrken. På bakgrunn av dette ble det laget et generalisert kriterie der GSI ble introdusert som tar høyde for at bruddprosessen kan være påvirket av oppsprekking av bergmassen, se ligning 2.22. På denne måten kan kriteriet også brukes på svært oppknust masse. Bergmasseklassifisering ved GSI er beskrevet i kapittel 2.8.2.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.22)$$

Her er m_b en redusert verdi av materialkonstanten m_i (se ligning 2.23), s er en materialkonstant som er avhengige av GSI og D (se ligning 2.24) og a er en materialkonstant som er avhengig av GSI (se ligning 2.25). $s=1$ for intakt berg og går fra 0-1.

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2.23)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.24)$$

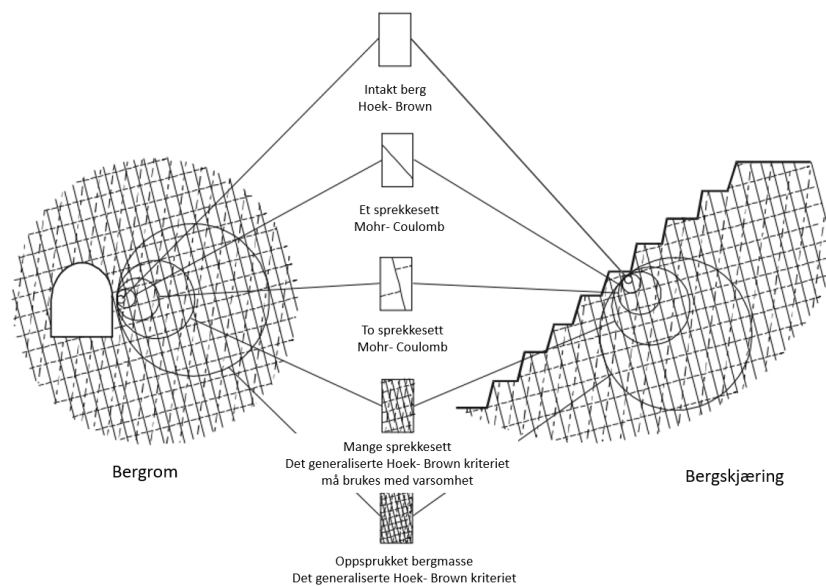
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (2.25)$$

D er en parameter som ble introdusert i den siste store revisjonen av Hoek- Brown kriteriet i 2002. D - parameteren (forstyrrelsesfaktoren) beskriver hvor mye bergmassen er påvirket av spreng-

ning, der 1 er veldig forstyrret bergmasse og 0 er uforstyrret in- situ bergmasse. Påvirkningen av bergmassen skyldes oppsprekking av sprengning, spenningsavløsning eller spenningsindusert oppsprekking (Hoek mfl., 2002). En vanlig feil er å gi hele bergmassen den samme forstyrrelsesfaktoren som kan føre til en for konservativ beregning (Hoek & Brown, 2018). Bergmassen som ligger nærmest sprengningsområdet er vanligvis mest påvirket og bør gis en høyere forstyrrelsesfaktor enn områder lengre unna.

2.7.3 Valg av bruddkriterium

Hoek- Brown bruddkriterium er anbefalt for bergmasse med isotrope egenskaper. Det originale kriteriet egner seg best for å beskrive bruddegenskapene i intakt berg med få sprekker, mens det generaliserte kriteriet tar høyde for oppsprekking ved GSI og er anbefalt for mange sprekkesett eller veldig oppsprukket masse, se figur 2.10. Mohr- Coulomb- kriteriet er anbefalt dersom det er ett til to sprekkesett. I denne oppgaven er det valgt å gå videre med Mohr- Coulomb- kriteriet. Begrunnelsen for valget blir diskutert i kapittel 9.2.



Figur 2.10: Anbefalt bruddkriterie etter oppsprekkingsgrad fra helt oppsprukket masse til intakt berg (Modifisert etter Hoek, 2006)

2.8 Bergmasseklassifisering

For å beskrive bergmassen er det laget flere klassifikasjonssystem som ved å vurdere bergmassens egenskaper plasserer bergmassen i en klasse. RMR, GSI og Q- systemet er tre måter å klassifisere bergmassen på, og skal presenteres her. Deretter skal det gjennomgås hvordan disse kan korreleres.

2.8.1 RMR

Rock Mass Rating (RMR) systemet ble utviklet av Bieniawski mellom 1972- 1973 (Bieniawski, 1973). Systemet består av seks parametre som vurderes for å klassifisere bergmassen:

1. Styrken til intakt berg
2. RQD- indeksen
3. Sprekkeavstand
4. Sprekkekarakter
5. Grunnvannsforhold
6. Sprekkeorientering

Bergmassen gis en tallverdi ut ifra bergmassens karakteristikk basert på feltobservasjoner og laboratorietester. Tallverdiene for alle seks parametrene summeres og en RMR- verdi bestemmes. RMR- verdien plasserer bergmassen i en bergmasseklasse med tilhørende sikringsanbefalinger, samt gir et estimat på tiden tunnelen/ bergrommet kan stå usikret før sikring må installeres for å unngå kollaps. En RMR- verdi på 81-100 beskriver en veldig god bergmassekvalitet, mens en verdi på under 20 beskriver en veldig dårlig bergmassekvalitet (Bieniawski, 1989).

2.8.2 GSI

GSI ble introdusert av Hoek som en erstatning av RMR i 1994 (Hoek & Brown, 2018). Det er gjort flere revisjoner av systemet, der den siste store endringen ble gjort i 2002 (Hoek mfl., 2002). En svakhet med RMR- systemet er at det ikke fungerer like godt på bergmasse av dårlig kvalitet, og GSI ble derfor introdusert for å ta hensyn til dette og for å få informasjon fra felt inn i ligningene for estimering av bergmassestyrke og deformasjonsmodul (Hoek & Brown, 2018). Det er hovedsaklig to faktorer systemet er basert på; blokkstørrelse og tilstanden til sprekkeoverflaten.

Etter hvor oppsprukket bergmassen er og hvor omdannet sprekkeflaten er, kan det leses av en GSI- verdi fra 0-100, der 0 er veldig oppsprukket og 100 er intakt og massivt berg. GSI- diagrammet er presentert i vedlegg A figur A.1.

Stabilitetsvurdering med en plastisk bergmasse krever en residual GSI. For et raskt estimat kan ligning 2.26 brukes. En begrensning med formelen er at den kan underestimere GSI for dårlig bergmassekvalitet og overestimere GSI for god bergmassekvalitet (Cai mfl., 2007).

$$GSI_r = GSI e^{-0.0134GSI} \quad (2.26)$$

2.8.3 Q- systemet

Q- systemet er et klassifikasjonssystem utviklet av Barton et al. (1974) med anbefalt sikring for bergrom og tunneler. Etter systemet ble introdusert i 1974 har det gjennomgått flere revisjoner. Det baserer seg på erfaringer fra over 2000 tunneler og bergrom og kan brukes både for kartlegging i dagen så vel som for bergmassen for tunneler og bergrom. Bergmassen gis en Q- verdi som er basert på 6 parametre og tilsammen gir et uttrykk for bergmassens kvalitet, se ligning 2.27.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (2.27)$$

Her er:

1. RQD, oppsprekkingsfaktor
2. J_n , tall for sprekkesett
3. J_r , sprekkeruhetstall
4. J_a , tall for sprekkefylling
5. J_w , sprekkevannstall
6. SRF, spenningsfaktor

Retningslinjer for å velge verdi av de ulike parametrene er funnet i håndboka til NGI "Bruk av Q- systemet" (NGI, 2015a). Q- verdien er et tall mellom 0,001 (veldig dårlig bergmassekvalitet) og 1000 (veldig god bergmassekvalitet).

2.8.4 Korrelasjon mellom RMR, GSI og Q- systemet

For å bruke Hoek- Brown bruddkriterium må det innhentes informasjon om parameteren GSI. Norsk kartlegging baserer seg ofte på Q- systemet og det er ikke alltid en GSI- verdi blir kartlagt. Dette fører til at GSI noen ganger må estimeres indirekte. Det er laget flere korrelasjonsformler mellom Q- systemet, RMR og GSI. RMR er ikke anbefalt å brukes på dårlig bergmassekvalitet, og korrelasjonen mellom RMR og andre parametre bør brukes med varsomhet dersom bergmassekvaliteten er dårlig.

I 1989 ble ligning 2.28 introdusert av Bieniawski som er basert på 111 case studier (Bieniawski, 1989). Noen år senere, i 1995, ble korrelasjonen i ligning 2.29 foreslått av Barton som bygget videre på korrelasjonen fra Bieniawski (Barton, 1995). For å kunne estimere GSI fra empiriske verdier ble det i 1997 foreslått en korrelasjon av Hoek og Brown mellom GSI og RMR gitt av ligning 2.30 (Hoek & Brown, 1997). Ved å bruke en av de første korrelasjonsformlene, for så å bruke ligning 2.30 gjør det mulig å estimere GSI dersom kun Q- verdien er kjent. I 2013 presenterte Hoek et al. en direkte korrelasjon mellom Q- systemet og GSI gitt av ligning 2.31 (Hoek mfl., 2013).

$$RMR = 9\ln Q + 44 \quad (2.28)$$

$$RMR = 15\log Q + 50 \quad (2.29)$$

$$GSI = RMR - 5 \quad (2.30)$$

$$GSI = \frac{52J_r/J_a}{(1 + J_r/J_a)} + \frac{RQD}{2} \quad (2.31)$$

I tabell 2.4 er en bergmasseklassifisering med tilhørende Q- og RMR- verdier gitt, i tillegg til en beskrivelse av korrelasjonsligningene mellom RMR og Q. Ligning 2.29 er anbefalt for bergmasseklasse 4 til 7, som beskriver dårlig til eksepsjonelt dårlig bergmassekvalitet, mens ligning 2.28 er anbefalt for klasse 1 til 3 (Panthi, 2006).

Tabell 2.4: Bergmasseklassifisering med tilhørende Q- og RMR- verdier (Panthi, 2006).

		$RMR \approx 9 \times \ln Q + 44$ (Bieniawski, 1989)		$RMR = 15 \times \log Q + 50$ (Barton, 1995)	
Descriptions		Range of Q-values		Range of RMR-values	
Rock Class	Quality descriptions	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum
Class 1	Very good to excellent	100	1000	85	100
Class 2	Good	10	100	65	85
Class 3	Fair to good	4	10	56	65
Class 4	Poor	1	4	44	56
Class 5	Very poor	0.1	1	35	44
Class 6	Extremely poor	0.01	0.1	20	35
Class 7	Exceptionally poor	0.001	0.01	5	20

3 Bergspenninger

Spenninger i bergmassen kan deles inn i in- situ bergspenninger og induuerte bergspenninger. In- situ spenninger er spenningsforholdene slik de er på stedet uten påvirkning av menneskelig aktivitet og induuerte spenninger er spenninger som indueres av menneskelig aktivitet som ved tunneldriving eller gruvedrift (Nilsen & Palmström, 2000). Det kan forekomme en rekke stabilitetsutfordringer knyttet til spenningsforholdene. Her skal det fokuseres på spenningsutfordringer ved lav innspenning og bygging i en svak og plastisk bergmasse.

3.1 In- situ bergspenninger

In- situ bergspenninger deles inn i gravitasjonsspenninger, tektoniske spenninger, residualspenninger og topografiske spenninger (Lie, 2021). Gravitasjonsspenninger skyldes vekten av overliggende masser og er gitt av ligning 3.1.

$$\sigma_v = \gamma h \quad (3.1)$$

Terzaghi og Richart foreslo i 1952 ligning 3.2, som beskriver en horisontalspenning som er avhengig av poissons forholdstall, ν . Dersom poissons forholdstall settes til 0,25 blir horisontalspenningen en tredjedel av vertikalspenningen. Denne sammenhengen ble allment brukt i flere tiår. I senere tid er det derimot gjort mange målinger av horisontalspenninger som viser betydelige avvik fra formelen, som førte til at et ledd σ_t ble lagt til for å beskrive bidraget fra tektoniske spenninger, se ligning 3.3.

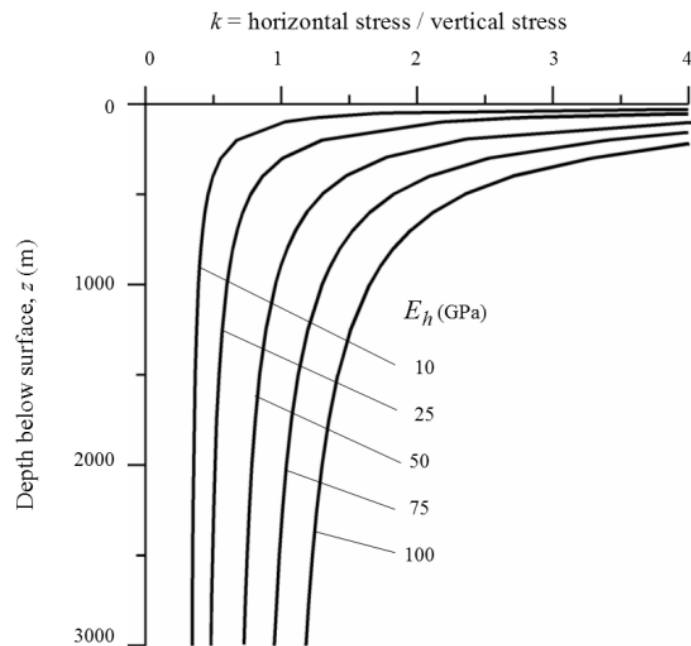
$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \gamma h \quad (3.2)$$

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \gamma h + \sigma_t \quad (3.3)$$

En annen måte å beskrive de høye horisontalspenningene er ved ligning 3.4. Her er horisontalspenningen avhengig av en konstant k ganget med vertikalspenningen (Hoek & Brown, 1980).

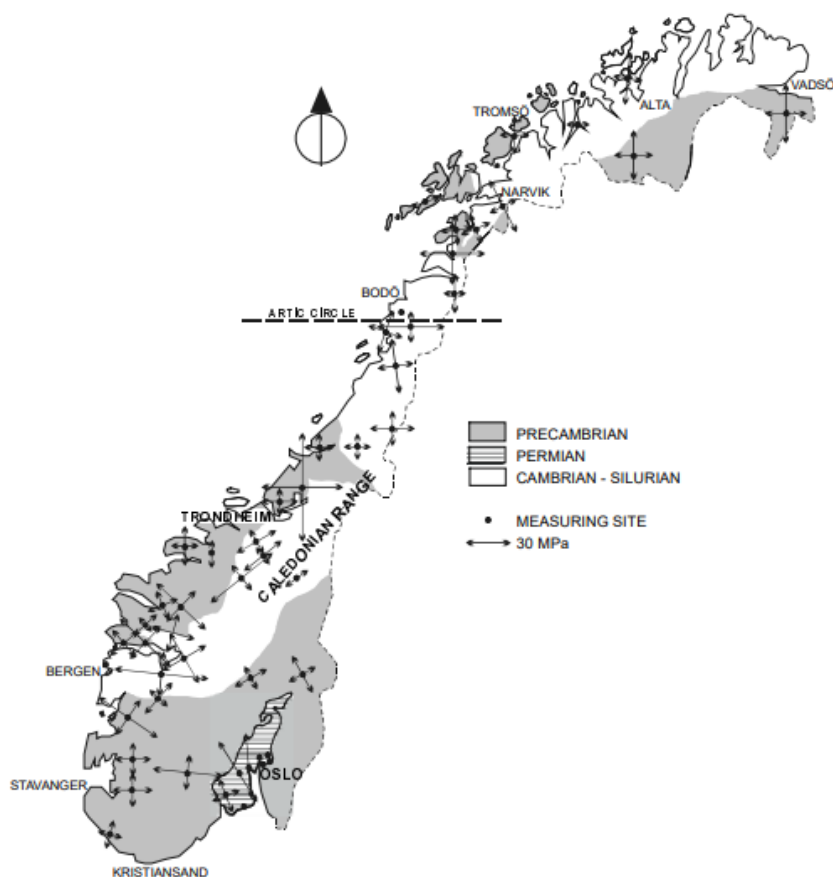
$$\sigma_h = k \sigma_v \quad (3.4)$$

Studier har vist at k - verdien minker med økende dybde og at den på grunne dyp kan være svært høy, se figur 3.1. Figuren viser videre at kurven for k - verdi mot dybde avhenger av E - modulen, der en høy E - modul vil ha en slakere krumning enn en lav E - modul. En stivere bergart vil kunne opprettholde de høye horisontalspenningene lengre enn en mykere bergart som vil deformere seg raskere slik at spenningene avlastes. Målingene er basert på spenningstilfeller som hovedsaklig kun er påvirket av gravitasjonsspenninger (Brown & Hoek, 1978).



Figur 3.1: Spenning plottet mot dybden (Sheorey, 1994)

Største hovedspenning er ofte tilnærmet horisontal i store deler av Norge, og de målte horisontalspenningene fraviker nesten alltid fra den teoretiske gravitative horisontalspenningen presentert i ligning 3.2. Myrvang forklarer at dette er på grunn av foldning av bergmassen, erosjon av overliggende bergmasse og platetektonikk (Høien & Nilsen, 2019). De høye horisontalspenningene finnes særlig i prekambriske grunnfjellsbergarter og i permiske intrusiver i Oslofeltet, men også i yngre bergarter. k - verdien er derfor ofte større enn 1 i Norge. Figur 3.2 beskriver retning og størrelse til horisontalspenningene i Norge basert på over 30 år med innsamling av spenningsmålinger (Myrvang, 2002).



Figur 3.2: Retninger og størrelsen til horisontalspenningene i Norge (Myrvang, 2002).

3.2 Stabilitetsutfordringer knyttet til spenningsforholdene

Det er i hovedsak to former for ustabilitet som er induert av spenninger; bergslag/ sprak og skvising eller deformasjon (Panthi, 2006). Stabilitetsproblemene forårsakes av at de induerte spenningene overgår bergmassestykken. Bergslag og sprak forekommer som oftest i hard og sprø bergmasse, mens skvising ofte forekommer i myk og svak bergmasse (Nilsen & Palmström, 2000). Bergmassen på prosjektområdet på Tøyen T- banestasjon er generelt svak, og det skal derfor fokuseres på skvising her.

3.2.1 Skvising

Skvising er et fenomen som oppstår i svake og myke bergarter som fyllitt eller skifer med plastiske egenskaper. Grunnen til at skvising oppstår er fordi bergmassen ikke klarer å oppnå høye tangentialspenninger. Når styrken til bergmassen er lavere enn tangentialspenningen, vil det oppstå små sprekker langs foliasjonen i bergarten. Dette fører til en tidsavhengig, krypende deformasjon rundt tunnelkonturen, der bergmassen blir presset sammen og deformert for å frigjøre spenningene den

blir utsatt for (Panthi, 2006). Skvising kan skje ved relativt grunne dyp dersom bergmassestyrken er svært lav.

Sammen med skvising foregår ofte svelling. I svake og myke bergarter finnes det ofte leirmineraler som kan være svellende. Svelling er omtalt i kapittel 2.4.

3.2.2 Lav innspenning

Bergrom som bygges på grunne dyp kan få stabilitetsproblemer grunnet lav innspenning. Lave spenninger vil kunne redusere stabiliteten i oppsprukket bergmasse på grunn av lav normalspenning på sprekker (Nilsen & Palmström, 2000). Dette forsterkes dersom bergrommet bygges nærme allerede etablerte bergrom eller dersom bergmassen er svært oppsprukket. Gravitasjonskrefter vil være drivende krefter som kan føre til at blokker raser ut dersom de blir avløst av sprekker (Curran mfl., 2004).

Sprekkeplanenes fall og fallretning vil kunne påvirke om blokker blir avløst eller ikke. Dersom fallet til et sprekesett er høyere enn friksjonsvinkelen og det i tillegg er et sprekesett med steile sprekker, vil disse kunne avløse blokker som vil kunne gli ut på det første sprekeplanet. En tunnel som drives vil kunne medføre at ustabile blokker raser ut.

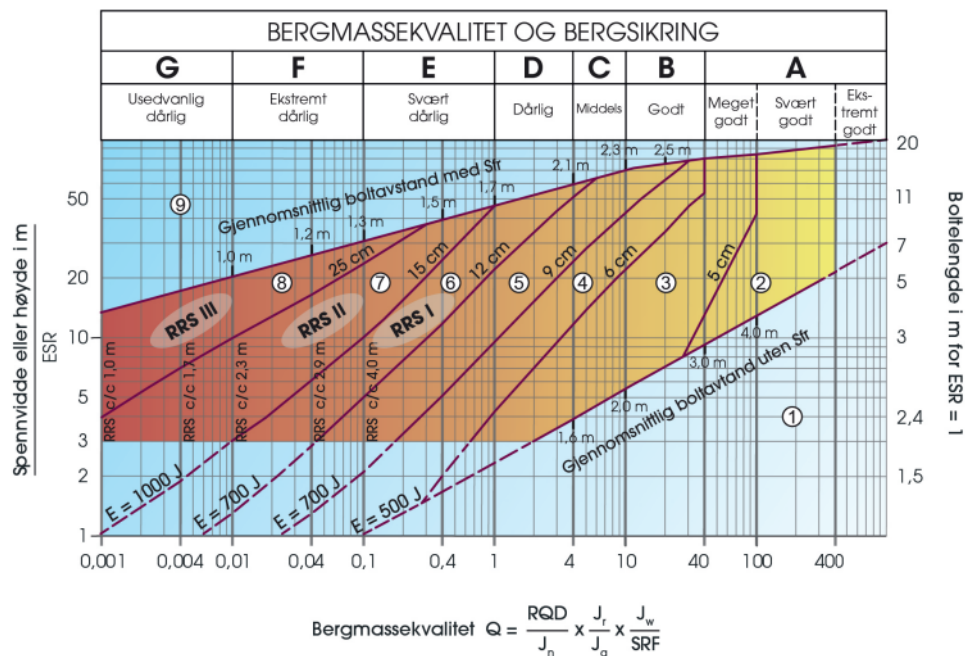
4 Metoder for stabilitetsanalyse

Stabiliteten til tunneler og bergrom kan vurderes ved ulike metoder. Ofte er det nyttig å bruke en metode for et raskt estimat i startfasen og deretter bruke en mer nøyaktig metode. Empiriske metoder baserer seg på erfaring og involverer for eksempel metoder for sikringsestimering, mens analytiske metoder baserer seg på matematiske ligninger, og inkluderer blant annet numerisk modellering.

4.1 Empiriske metoder

4.1.1 Q- systemet

For å vurdere sikring fra Q- systemet benyttes et skjematisk sikringsdiagram vist i figur 4.1. Den vurderte Q- verdien plasserer bergmassen i en bergmasseklasse fra A- G. For å bestemme sikringsklasse må også bergrommets dimensjon og ESR bestemmes. ESR står for Excavation Support Ratio og uttrykker sikkerhetskravet gitt av type underjordsanlegg, se vedlegg A tabell A.1. Sikringsdiagrammet gir anbefalt sikring for tunnelen/ bergrommet i form av bolteavstand, boltelengder og tykkelse på sprøytebetong, se vedlegg A figur A.2 for bestemmelse av sikring basert på sikringsdiagrammet (NGI, 2015a).



Tabell 4.1: Bergsikringsdiagram basert på Q- systemet

4.1.2 RMR

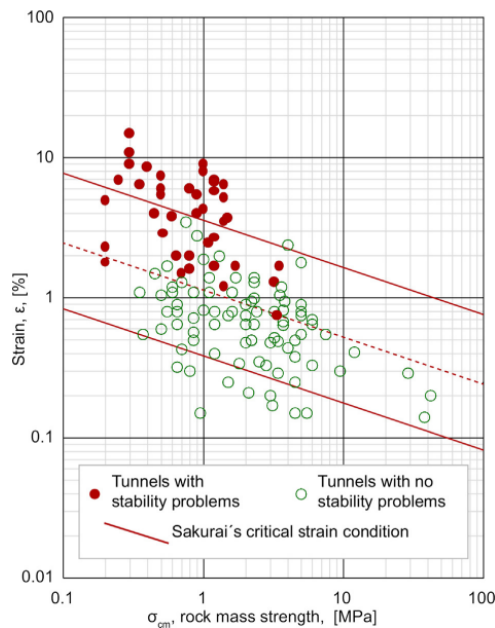
RMR- systemet kan brukes for å gi et estimat av nødvendig sikring, samt anslå tunnelens eller bergrommets “stand- up time”. Stand- up time beskriver hvor lenge tunnelen kan stå oppreist uten at sikring må installeres. Tabell 4.2 viser anbefalt sikring for tunneler med 10 m spenn og hvor vertikalspenningen er mindre enn 25 MPa basert på RMR- verdier. Ved å vurdere en RMR- verdi gis bergmassen en klasse med en beskrivelse av bergmassekvaliteten.

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I - Very good rock RMR: 81-100	Full face, 3 m advance.	Generally no support required except spot bolting.		
II - Good rock RMR: 61-80	Full face, 1-1.5 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.
III - Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete 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.
IV - 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 to medium ribs spaced 1.5 m where required.
V - Very poor rock RMR: < 20	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.

Tabell 4.2: Veiledende bergsikring for tunneler med 10 m spenn og hvor vertikalspenningen er mindre enn 25 MPa basert på RMR (Bieniawski, 1989)

4.2 Analytiske metoder

Når en tunnel drives vil bergmassen deformeres på grunn av spenningsendringene som oppstår. Hvor store deformasjonene blir, avhenger av bergmasseegenskapene og spenningene i berget. Sakurai (1983) foreslo basert på en rekke målinger at en tøyning på over 1 % i en tunnel er kritisk for tunnelstabiliteten. Målingene til Sakurai legger grunnlaget for en kritisk tøyningssone vist med røde linjer på figur 4.1. Figuren er hentet fra Hoek (2001) der punktene er feltobservasjoner basert på tunneler i Taiwan hvor styrken til intakt berg er plottet mot tunneltøyningen. De røde punktene beskriver tunneler med stabilitetsproblemer og de grønne punktene beskriver tunneler uten stabilitetsproblemer. Studien støtter Sakurai sin teori om at tøyning over 1 % gir kritisk deformasjon, da kun et av de røde punktene ligger under grensen på 1 %. Fra figuren kan det også antydes at jo høyere bergmassestyrken er, desto mindre tøyning skal til før det blir stabilitetsproblemer.



Figur 4.1: Feltobservasjoner av tøyning mot bergmassestyrke fra tunnelene Second Freeway, Pinglin og New Tienlud Headrace i Taiwan. Basert på Hoek (2001), Hoek (1999 og Sakurai (1983), hentet fra (Høyen mfl., 2019)

For en rask vurdering av stabilitetsutfordringer i en tunnel kan en analytisk vurdering utføres. Her skal Hoek og Marinos (2000) og Panthi og Shresta (2018) presenteres siden disse fokuserer på plastisk deformasjon i svak og myk bergmasse. Deretter utføres ofte numerisk modellering for å oppnå et bilde på hvor det er mest sannsynlig at stabilitetsutfordringene forekommer.

4.2.1 Hoek og Marinos (2000)

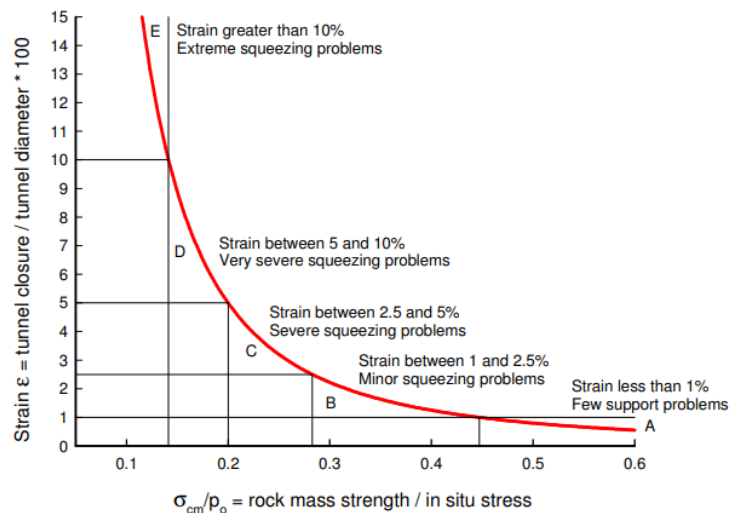
Hoek og Marinos presenterte i 2000 en semi- analytisk metode for å predikere deformasjon i sirkulære tunneler med isotrope spenningsforhold. Metoden bygger på Sakurai (1983) sin studie og er laget for å bestemme sammenhengen mellom bergmassestyrken, σ_{cm} over in- situ spenning, p_o og deformasjonen i tunneler. Studien er basert på en rekke Monte Carlo simuleringer med varierende bergmasseegenskaper og spennings situasjoner. Fra simuleringene ble det funnet ut at resultatene hovedsaklig fulgte samme kurve for tunneldeformasjon, bergmassestyrke og in- situ spenning. Kurven som ble tilpasset simuleringene, ga opphav til sammenhengene gitt av ligning 4.1 og 4.2, der ligning 4.1 beskriver størrelsen til den plastiske sonen og ligning 4.2 beskriver deformasjonen til tunnelen. Ligning 4.3 beskriver tøyningen dersom trykket fra sikringen er null.

$$\frac{d_p}{d_o} = \left(1.25 - 0.625 \frac{p_i}{p_o} \right) \frac{\sigma_{cm} \left(\frac{p_i}{p_o} - 0.57 \right)}{p_o} \quad (4.1)$$

$$\frac{\delta_i}{d_o} = \left(0.002 - 0.0025 \frac{p_i}{p_o} \right) \frac{\sigma_{cm}}{p_o} \left(2.4 \frac{p_i}{p_o} - 2 \right) \quad (4.2)$$

$$\epsilon_t = \frac{\delta_i}{2r} 100 = 0.2 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_v} \right)^{-2} \quad (4.3)$$

Her beskriver d_p diameteren til den plastiske sonen rundt tunnelen, d_o den originale tunneldiameteren i meter, δ_i deformasjonen til sideveggene i tunnelen og p_i støttetrykket fra sikringen. Etter hvor mye deformasjon som blir estimert, kan tunnelen klassifiseres etter grad av skviseproblematikk i forhold til tunneldiameter og spenningssituasjon, se figur 4.2. Tunnelen plasseres i en klasse som gir en beskrivelse av problematikk som kan oppstå og gir en estimering av nødvendig sikring av tunnelen (Hoek & Marinos, 2000).



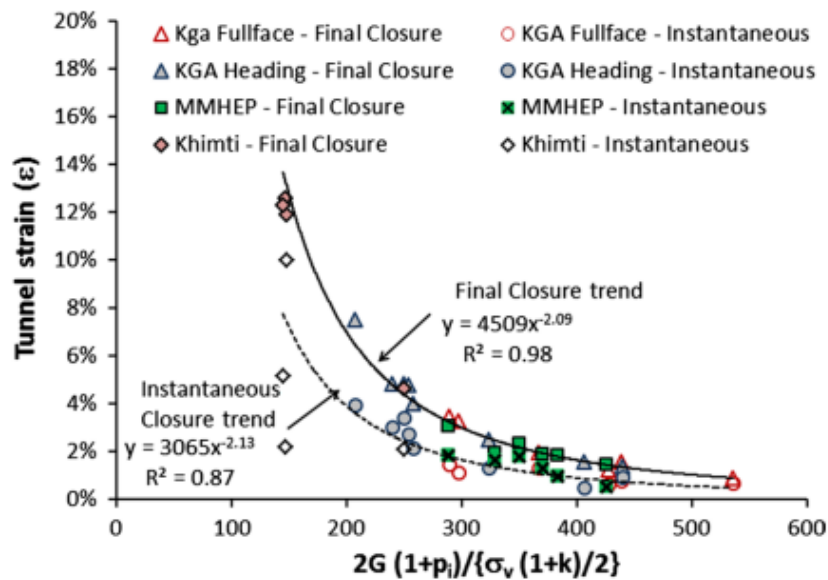
Figur 4.2: Klassifikasjon av skvising i tunneler basert på forholdet mellom tøyning og bergmassestyrke/ in- situ spenning, etter Hoek og Marinos (2000).

4.2.2 Panthi og Shrestha (2018)

Panthi og Shrestha utførte i 2018 en studie for å estimere deformasjon i svak og skifrig bergmasse som tar hensyn til spenningsanisotropi. Studien ble utført på 24 tunneltverrsnitt i 3 tunneler i Nepal, Himalaya. I analysen er skjærmodulen, G brukt i stedet for deformasjonsmodulen. Sammenhengen mellom deformasjonsmodulen og skjærmodulen er presentert i ligning 4.4 slik den er foreslått av Carranza-Torres og Fairhurst (2000). Skjærmodulen brukes for å bedre beskrive oppførselen i elasto- plastiske analyser (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000).

$$G = \frac{E_{rm}}{2(1 + \nu)} \quad (4.4)$$

Figur 4.3 presenterer resultatene fra analysen og viser at det er en klar sammenheng mellom tunneltøyning ϵ , vertikalspenning σ_v , k- verdien, skjærmodulen G og trykket fra sikringen p_i (Shresta, 2014). Fra trendlinjen fra figur 4.3, er ligning 4.5 og 4.6 utarbeidet for å kunne beregne henholdsvis den øyeblikkelige og den endelige tøyningen til tunnelen. ϵ_{IC} beskriver den øyeblikkelige, tidsuavhengige deformasjonen mens ϵ_{FC} beskriver den tidsavhengige endelige deformasjonen. Forfatterne understreker at styrken til ligningene er at de også tar hensyn til spenningsanisotropien som er tilstede i de aller fleste tunneler (Panthi & Shresta, 2018).



Figur 4.3: Sammenheng mellom øyeblikkelig og endelig tøyning og skjærmodul, trykk fra sikring, vertikalspenning, k- verdi og in- situ spenning (Shresta, 2014).

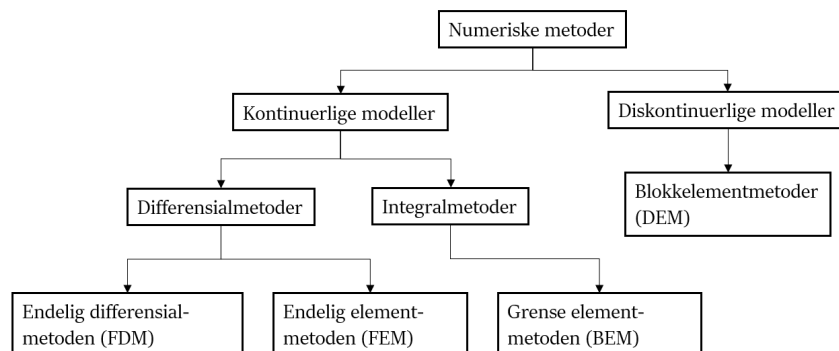
$$\epsilon_{IC} = 3065 \left(\frac{\sigma_v(1+k)/2}{2G(1+p_i)} \right)^{2.13} \quad (4.5)$$

$$\epsilon_{FC} = 4509 \left(\frac{\sigma_v(1+k)/2}{2G(1+p_i)} \right)^{2.09} \quad (4.6)$$

4.3 Numeriske metoder

Numerisk modellering i bergmekanikk er et nyttig hjelpemiddel for å analysere bergspenninger og deformasjoner. Det er en analytisk metode som baserer seg på kalkulasjoner eller modellering. Det er to type modeller; kontinuerlige og diskontinuerlige modeller. Kontinuerlige modeller modellerer bergmassen som en kontinuerlig masse. Metoden fungerer dersom bergmassen er homogen og massiv med veldig få sprekker, eller dersom den er helt oppsprukket. Diskontinuerlige modeller deler bergmassen opp i blokker og fungerer dersom det er en eller flere diskontinuiteter som hovedsaklig kontrollerer stabiliteten til bergmassen. Siden bergmassen sjeldent er isotrop og homogen, er det ofte mer korrekt å bruke en diskontinuerlig modell. Program som modellerer diskontinuerlige modeller er for eksempel UDEC eller 3DEC (Nilsen & Palmström, 2000).

De kontinuerlige modellene er delt opp i differensielle modeller med endelig elementmetoden (Finite Element Analysis, FEM) og endelig differentialmetoden (Finite Difference Method, FDM), og integralmodeller med grense elementmetoden (Boundary Element Method, BEM). Figur 4.4 viser en oversikt over de numeriske metodene.



Figur 4.4: Oversikt over numeriske metoder for modellering av bergmasse. Modifisert etter (Nilsen og Palmström, 2000)

4.3.1 RS2 og RS3

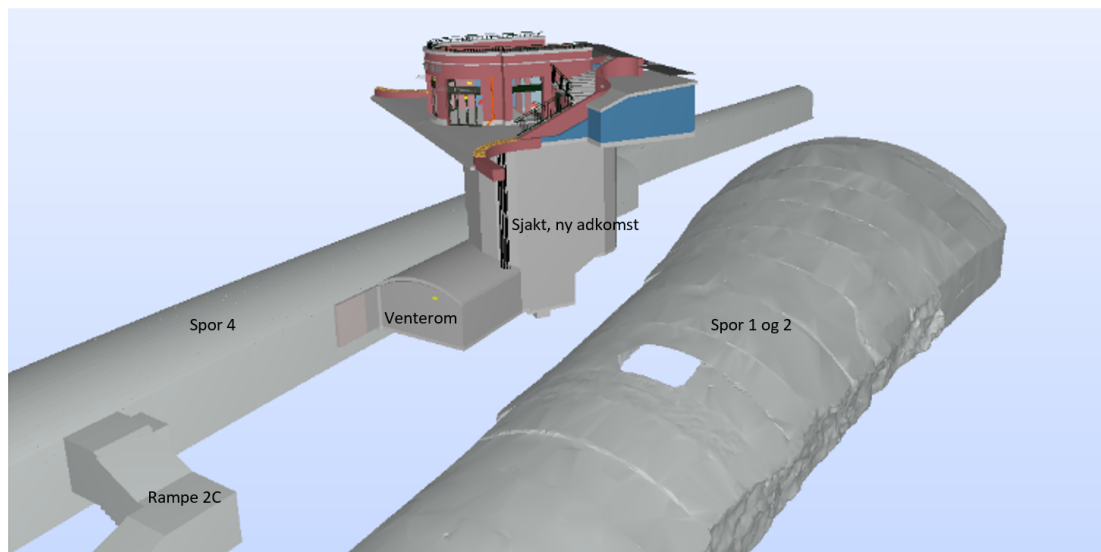
RS2 og RS3 er program utviklet av Rocscience og som bruker endelig elementmetoden for å modellere berg og løsmasser, der RS2 modellerer i 2D og RS3 modellerer i 3D. Bergmassen kan modelleres som plastisk eller elastisk. En elastisk analyse kan brukes for å gjøre spenningsanalyser. Siden bergmassen er valgt til å ha elastiske egenskaper, vil ikke bergmassen få varig deformasjon. Det kan likevel undersøkes om stabiliteten er kritisk for bergrommet ved å analysere “styrkefaktoren” for modellen. Dersom verdien er under 1 betyr det at bergmassen har gått i brudd. For en plastisk analyse kan deformasjon og bruddsonen undersøkes. Her kan det undersøkes hvor stor deformasjonen blir, og om den blir kritisk for stabiliteten. Videre kan størrelsen til bruddsonen undersøkes og omfanget av skjær- og trykkbrudd.

I programmene velges inngangsparametre, bruddkriterie og metode for å regne ut deformasjonsmodul. Bruddkriteriene som kan velges er blant annet det generaliserte Hoek- Brown kriteriet og Mohr- Coulomb kriteriet. For å regne ut deformasjonsmodulen er generalisert Hoek og Diedricks, Simplified Hoek og Diedricks, og Hoek, Carranza- Torres, Corkum alternative valg (Rocscience, u.å.). Programmene er svært sensitive til parametrene som legges inn. Det er ønskelig at det er brukt tid på å finne inngangsparametre som er så representative som mulig for bergmassen på stedet, og aller helst bør parametrene være hentet fra laboratorieresultater.

5 Ny adkomst til Tøyen stasjon

På Tøyen T- banestasjon er det besluttet å bygges en ny inngang til stasjonen. Dette er på bakgrunn av at det i dag kun er en inngang til stasjonen som er vurdert som sårbart i nødsituasjoner med tanke på evakuering og redning. I tillegg er den besluttet å bygges for å tilfredstille krav til brannsikkerhet. Inngangen som skal bygges er en ca. 15 m lang sjakt som skal kobles direkte på plattform 4 via et venterom. Sjakta er planlagt å inneholde en trapp og en heis, og vil ha et tverrsnitt på omtrent 70 m². Figur B.1 i vedlegg B viser siste design av sjakta sett fra Finnmarksgata (mai 2023), og figur B.2 i vedlegg B viser en illustrasjon av et vertikalsnitt av sjakta laget i BIM. Venterommet skal inneholde en brannsluse og ha et gulvareal på omtrent 60 m². Figur 5.1 viser en illustrasjon laget i BIM av hvordan geometrien til sjakta og venterommet er tenkt.

Sporveien er byggherre i prosjektet og Sweco Norge AS er engasjert til å følge opp i forprosjektering, detaljprosjektering og oppfølging i byggeperioden (Sweco, 2022). Oppstart av byggingen er planlagt våren 2024, og målet er at inngangen skal være ferdig og klar til bruk i løpet av 2025. Kapitlet bygger på prosjektoppgaven av samme forfatter (Rian, 2022).



Figur 5.1: Bearbeidet fra utklipp av BIM- modell. Modellen viser sjakta med venterom plassert mellom eksisterende tunneler (Modifisert etter Sweco, 2022).

5.1 Plassering av sjakta

Den nye adkomsten og sjakta vil ligge langs Finnmarksgata i dagen og mellom de to eksisterende tunnelene med spor 4 og spor 1 og 2 i dypet. I området der sjakta skal plasseres har tunnelen for spor 1 og 2 en bredde på omtrent 15,3 m og tunnelen for spor 4 en bredde på 8,5 m. Bredden til tunnelen for spor 1 og 2 øker til omtrent 24 m der tunnelen deler seg til tre tunneler. Sjakta

tas ikke ut i fullt tverrsnitt helt ned, slik at berguttaket begrenses så mye som mulig. I tillegg er plasseringen til sjakta tilpasset slik at det blir størst mulig avstand til eksisterende tunneler. Sjakta vil kobles sammen med et venterom som vil ligge helt inntil spor 4 på tunnelnivå. Til spor 1 og 2 vil sjakta ha en avstand på ca. 4,1 m. Figur B.3 og B.4 i vedlegg B viser henholdsvis plantegning og oversiktstegning av sjaktas og venterommets plassering i forhold til eksisterende tunneler på tunnelnivå.

Området sjakta skal bygges i er tettbebygd og trafikkert med kritisk infrastruktur i nærheten. Figur B.5 i vedlegg B viser området der sjakta skal bygges i skravert rødt og avstand til de nærmeste byggene i området.

5.2 Geoteknisk kategori

Vanskelighetsgraden til prosjektet er vurdert til høy på grunn av utfordrende geologi, samt kort avstand fra den planlagte sjakta til de to eksisterende tunnelene. Pålitelighetsgraden er vurdert til CC/RC 3 på grunnlag av at prosjektområdet er et svært trafikkert reiseknutepunkt. Dette øker konsekvensen for personskader og økonomiske konsekvenser som bidrar til en høyere pålitelighetsklasse.

En høy vanskelighetsgrad og en pålitelighetsklasse på CC/RC 3 plasserer prosjektet i geoteknisk kategori 3, vist i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Geoteknisk kategori. Prosjektet er vurdert i kategori 3 (Modifisert etter NBG, 2011).

Pålitelighetsgrad	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4*	*	*	*

5.3 Anleggsgjennomføring

Grunnet oppgavens omfang er det ikke gått i detalj på anleggsgjennomføringen, men det skal forklares overordnet. Sjakta er planlagt å drives på synk fra topp. De første 6- 7 metrene vil tas ut med gravemaskin som en byggegrop, før det går over til en traverskran for å få ut bergmassene. Sjakta er plassert inn mot bergblotninger i dagen som har fossilførende lag. Siden disse blotningene brukes til blant annet geologiske ekskursjoner er det ønskelig å bevare disse så mye som mulig. I tillegg skal det være normal drift av T- banen gjennom anleggsperioden, som medfører at

berguttaket må skje på en skånsom måte.

Sjakta vil tas ut i fullt tverrsnitt med seksjonsvis berguttak og sikring ned til sålenivå i teknisk rom. Fra teknisk rom til oppholdsrom mellom plattform 4 og sjakt vil tverrsnittet variere. Det er viktig at berget tas ut på en skånsom måte, på grunn av sjaktas beliggenhet i nærhet til kritisk infrastruktur og eksisterende tunneler. Det kan benyttes mekanisk bryting, pigging, bergsaging og ikke detonerende sprengstoff istedet for konvensjonell boring og sprengning. Dersom berget er svært oppsprukket og forvitret, kan det brytes med graving og pigging (Sweco, 2022).

5.4 Geologi

5.4.1 Løsmasser

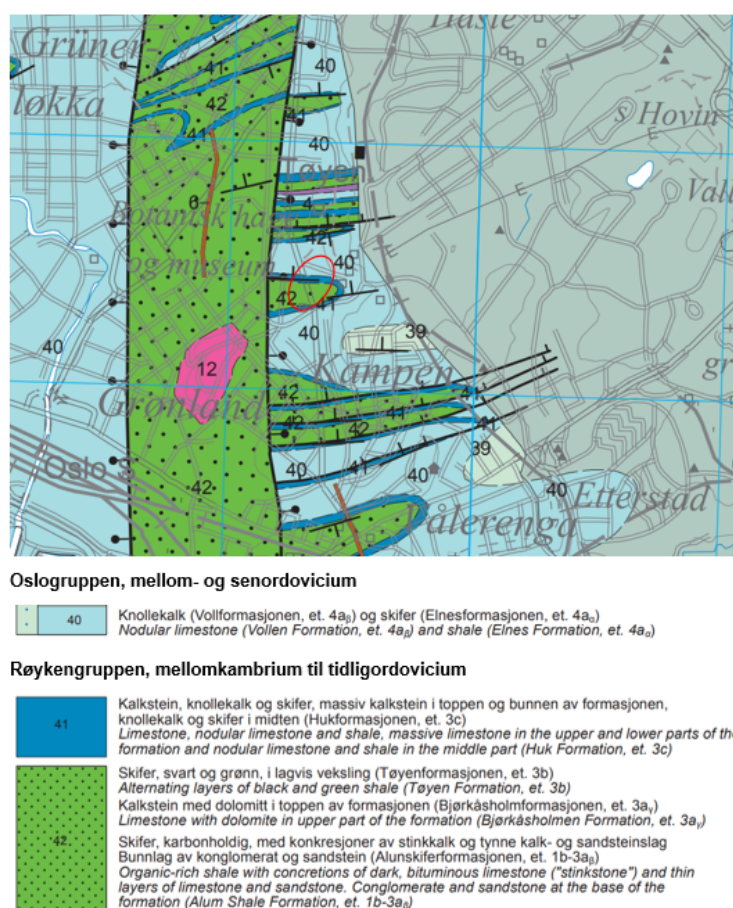
NGUs løsmassekart og tidligere grunnundersøkelser er brukt for å vurdere løsmassedekket i prosjektområdet. Løsmassekartet fra NGU viser prosjektområdet med rød sirkel, og dette ligger hovedsaklig innenfor elve- og bekkeavsetninger vist med gul farge på figur 5.2. Lilla farge beskriver “forvittringsmateriale, ikke inndelt etter mektighet” som dominerer i området øst og sørøst for prosjektområdet. Vest for prosjektområdet består dekket av “fyllmasser, løsmasser tilført eller sterkt påvirket av menneskers aktivitet” som beskrives av grå farge. I 2014 ble det utført 25 sonderboringer i området som viste at dybden til fast berg generelt var liten i området. Den største løsmassedybden som ble funnet var 3,45 m, mens de seks nærmeste totalsonderingene viste at dybden varierte fra 0,62 til 1,3 m, se figur B.7 vedlegg B. Fra boringene ble det tolket at løsmassedekket besto av fyllmasser (Sweco, 2022). Fra befaring gjennomført av undertegnede ble det observert bergblotninger i området der sjakta skal etableres, og det antas dermed at løsmassemektigheten er liten.



Figur 5.2: Løsmassekart fra NGU i egnet målestokk 1:50 000 over Tøyen. Prosjektområdet ligger innenfor rød sirkel. Gul farge beskriver elve- og bekkeavsetning, grå farge beskriver fyllmasser og lilla farge beskriver forvittringsmateriale (NGU, 2015a).

5.4.2 Berggrunn

Berggrunnen i området er vurdert fra kartstudier og tidligere befaringsrapporter. Figur 5.3 viser berggrunnskart over Oslofeltet (1:50 000) med prosjektområdet markert med rød sirkel. Bergartsbeskrivelsen viser at området består av skifre, kalkstein og knollekalk fra sen kambrium til mellom ordovicium fra etasje 1b- 4a. Videre indikerer berggrunnskartet at stasjonen hovedsaklig ligger i skifre og kalkstein fra etasje 1b-3, og at det nord for stasjonen er knollekalk og skifre fra etasje 4a. De ulike etasjene beskriver alderen til bergartene i Oslofeltet fra kambrosilur og er presentert i tabell 5.2 med rødt omriss rundt de tolkede lagrekkene i prosjektområdet. Etasjene har stor variasjon i egenskaper ettersom hvordan forholdene var da de ble dannet. Mørk grå farge beskriver svartskifre, lys grå farge beskriver mulige svartskifre og hvit farge beskriver kalksteiner (NGI, 2015b).



Figur 5.3: Berggrunnskart fra NGU i målestokk 1:50 000 over Oslo fokusert inn på området rundt prosjektet. Prosjektområdet ligger innenfor rød sirkel. Bergartsbeskrivelse av bergartene som ligger innenfor prosjektområdet er beskrevet under kartet (NGU, 2017).

Tabell 5.2: Lagrekken av leirskifre fra kambrosilur over Oslofeltet. De eldste bergartene er markert med 1 og de yngste med 4. Bergarter i prosjektområdet er markert i rødt (NGI, 2015b).

Etasje	Oslo-Asker Formasjon	Oslo-Asker Ledd	Hadeland Formasjon	Hamar Formasjon	NGU inndeling på kart	Mektighet (m)	Alder	
4d					Oslo		Sen Ordovicisk	471-443 mill. år
4cα	Venstøp		Lunner*		Oslo	Oslo 7-10m Lunner fm <185m		
4bδ	Solvang				Oslo	12-20		
4by	Nakkholmen				Oslo	13-20		
4bβ	Frognerkilen				Oslo	10-20		
4bα	Arnestad		Arnestad/Furuberget	Arnestad/Furuberget	Oslo	22-40		
4aβ	Vollen			Vollen/Hovinsholm	Oslo	> 45		
4aα	Elnes	Håkavik Engervik Sjøstrand Helskjer	Elnes	Elnes/Bjørge	Oslo	60-80		
3cγ	Huk	Svartodden	Huk3	Svartodden Herran/Stein	Røyken	2-5 m		
3cβ		Lysaker	Huk2		Røyken	2-5 m		
3cα		Hukodden	Huk1		Røyken	2-5 m		
3bβ	Tøyen	Galgeberg	Galgeberg	Galgeberg	Røyken	5-10 m		
3bα		Hagaberg	Hagaberg	Hagaberg	Røyken	3-8 m		
3aγ	Bjørkåsholmen		Bjørkåsholmen	Bjørkåsholmen	Røyken	1-2 m		
3aα, 3aβ	Alunskifer-3		Alunskifer-3	Alunskifer-3	Røyken	~80 m men stor variasjon		
2a- 2e	Alunskifer-2		Alunskifer-2	Alunskifer-2	Røyken		Sen kambrium	501-488
1	Alunskifer-1		Alunskifer-1	Alunskifer-1	Røyken		Midt kambrium	513-501
	-		-	Biri Brøttum	Biri Brøttum	1500 m	Eo-kambrium	<542

Skifrene i lagrekken fra kambrosilur har ulikt skadepotensiale. Tabell 5.3 presenterer noen av leirskifrene som kan påtreffes i Oslofeltet og hvilket potensielt skadeomfang disse har. Prosjektområdet ligger innenfor flere av disse bergartene, og det er derfor viktig å vurdere hvilken av dem som kan påtreffes ved driving av sjakta. Alunskifer ligger i lagrekke 1-3 og er den det er forbundet mest fare med. Se figur 5.4 for bilde av bergmassen ved Heibergløkka tverrslag på Tøyen T- banestasjon. Den gule fargen viser forvitring av mineralene jarositt og koptatitt som er forvittringsproduktene av pyritt og pyrrotitt og tyder på en pH<4 som beskrevet i kapittel 2.4.2 som er typisk for en alunskifer (NGI, 2021).

Tabell 5.3: Leirskifre som kan påtreffes i Oslofeltet med beskrivelse av egenskaper og potensielt skadeomfang. Flere stjerner (*) indikerer høyere skadeomfang (NGI, 2015b).

Leirskifer	Lav pH	Svelleskade	Radon	Uran	Styrke
Alunskifer	****	****	****	***(*)	*
Galgeberg, Oslo	*(*)	*(*)	***	**	**
Galgeberg, Gran	*	(*)	***	**	*(*)
Elnes, Oslo	*	*(*)	*(*)	*	**
Elnes, Hamar	*	*(*)	*(*)	*	*
Brøttum/ Biri	*(*)	*(*)	*(*)	*	*



Figur 5.4: Gul utfelling på bergmassen ved Tøyen T- banestasjon i nærheten av plattform 2. (Foto: Eivind Sømme Berget).

5.4.3 Oppsprekking

Bergmassen i prosjektområdet er preget av folder og forkastninger med to til tre sprekkesett, der foliasjonen er det mest dominerende sprekkesettet. Foliasjonen er orientert ØNØ-VSV med et fall på 35-45 grader mot NNV-N ved Finnmarksgata der sjakta skal plasseres. Det er observert et steilere fall 60-70 grader mot SSØ-S ved Heibergløkka tverrslag og i tunnelveggen nord for plattform 2. I 2020 ble det i sammenheng med kartlegging av området gjennomført av Sporveien observert ett sprekkesett med retning NV-SØ med fall 80 grader mot SV og ett sprekkesett Ø-V med fall 55 grader mot S. Sprekkeplanene langs foliasjonen er observert som gjennomsettende med noe sprekketrylling.

Det er ikke observert svakhetssoner der sjakta skal etableres, men det må forventes å treffe på oppsprekkede soner spesielt i laggrensen mellom svartskifer og kalkstein (Sweco, 2022).

5.5 Hydrogeologi

For at forvittringsreaksjonen av svartskifer skal gå, må det være vann og luft tilstede. Det er derfor viktig å ha kunnskap om hvor grunnvannsnivået i berggrunnen er. Ved Tøyen er ikke dette kjent, men det er antatt å ligge ved sålenivået til tunnelene basert på at det ikke ble utført injeksjon i bergmassen under bygging på slutten av 60- tallet, og at de to tunnelene drenerer området lokalt. I perioder når snøsmeltingen og nedbørmengden har vært stor er det blitt observert innlekkasje i stasjonsanlegget, som underbygger antagelsen om at grunnvannsnivået ikke er høyt.

Mellom spor 1 og 2 er det en pumpestasjon der vann som renner inn i stasjonsområdet blir ført, for deretter å bli pumpet ut (Sweco, 2022). Det er ikke antatt at innlekkasje av vann vil være et stort problem i den nye sjakta.

5.6 Utførte ingeniørgeologiske undersøkelser

5.6.1 Feltkartlegging

Det er gjennomført feltkartlegging av Eivind Sømme Berget (Sweco) i samarbeid med Sporveien. I tillegg har undertegnede sammen med veiledere vært på en befaringsrunde for å få oversikt over området. På befaringen ble stasjonsområdet som er åpent for alle og området der sjakta skal etableres undersøkt. Det ble observert oppsprekking i gulv og vegger, og korrosjonsskader på stål som skal forklares nærmere under kapittel 5.7.

Det er gjort en mer detaljert befaring av området Heibergløkka tverrslag og av T- banetunnelene av Eivind Sømme Berget og Sporveien. Heibergløkka tverrslag ligger mellom plattform 2 og 4, se figur B.6 vedlegg B for plassering (Heibergløkka tverrslag er markert med stiplet, rød linje). Tverrslaget er fra anleggstiden på 60- tallet og er usikret (Sweco, 2022). Fra befaringen ble det funnet oppsprukket og svært forvitret svartskifer med gule utfellingene flere steder. Basert på bilder og rapport som er utarbeidet fra befaringen er det vurdert at bergmassen er en alunskifer. Figur B.8 i vedlegg B viser adkomst til Heibergløkka tverrslag under plattform 2. Figur 5.5, og figur B.9 og B.10 i vedlegg B viser eksempler på steder med gult forvittringsbelegg i Heibergløkka tverrslag. På bakken er det flere blokker og oppknust materiale som tyder på en blokker har glidd ut og at bergmassen er svært ustabil og svak.



Figur 5.5: Bergmasse med gult forvittringsbelegg og nedfall av avløst materiale på bakken (Foto: Eivind Sømme Berget).

Bergsikring i prosjektområdet

Det er generelt lite sikring i stasjonsområdet. Sikringen i de eksisterende tunnelene består av betongstøp eller tynn sprøytebetong med enkelte områder med eksponert berg og svært få synlige bolter. Sprøytebetongen har antatt tykkelse 4 cm og er trolig uarmert da den er fra byggeåret (1960- tallet). Betongstøpet har varierende tykkelse fra 15 cm til 30 cm. Det er observert mindre avskallinger, sprekker og riss med vanninnlekkasje i betongstøp og sprøytebetong, se figur 5.7. Totalstabiliteten er vurdert som tilfredsstillende basert på rapporter med tidligere observasjoner fra befaringer.



Figur 5.6: Korrosjon av stål ved plattform 1 og 2.
(Foto: Geir Dehli (Sporveien)).



Figur 5.7: Oppsprukket betong på stasjonsområdet.
(Foto: Geir Dehli (Sporveien)).

På Heibergløkka tverrslag er det observert noen bolter, men disse er sterkt korrodert, se figur 5.6. Heibergløkka er usikret bortsett fra en betongbue i overgangen til plattform 2. Tverrslaget vil mest sannsynlig ikke bli påvirket av byggingen av den nye adkomsten. Likevel, siden det er så dårlig bergmasse her, bør bergrommet sikres for å sørge for tilstrekkelig stabilitet.

I 2007 ble det registrert nedfall og ustabilitet i hengen rett før tunnelen for spor 1 og 2 ut fra T-banestasjonen deler seg i tre tunneler. Dette området ble sikret med fiberarmert sprøytebetong og systematisk bolting, se figur B.11 i vedlegg B for markert område.

5.6.2 Kjerneboring

Det er utført boring av en 20 m lang kjerneprøve der den nye adkomsten på Tøyen T- banestasjon skal etableres. Kjerneboring kan gi informasjon om bergartsfordeling, oppsprekingsgrad, svakhetssoner og grunnvannsforhold (StatensVegvesen, 2016). Kjerneprøven fra Tøyen ble logget på Sweco av Eivind Sømme Berget. Bilde av kjerneprøve fra 4,8- 9,85 m er vist i figur 5.8. Alle kjerneprøvene som er logget er vist i vedlegg C figur C.1, C.2, C.3 og C.4. Kassene er merket med sted (Tøyen), borehull (KBH1), kassenummer (Box x) og meter i borehullet. Kjerneloggingen modifisert av undertegnede er lagt ved i figur C.5 vedlegg C. Enkelte av kjernebitene ble valgt ut til bergmekaniske tester og svelletester, og ble fraktet til Trondheim. Disse testene kan gi bedre grunnlag for å bestemme inngangsparametre til numerisk modellering.



Figur 5.8: Kjernekasse fra Tøyen, borehull 1, kasse 2, 4,80- 9,85 m.
(Foto: Eivind Sømme Berget).

5.6.3 Q- vurdering

Det ble regnet ut Q_{basic} - verdier for kjernedybdene som det ble hentet prøver fra i prosjektoppgaven (Rian, 2022). Q_{basic} er en forenkling av Q- systemet der det siste leddet er tatt vekk, siden det ikke kan estimeres spenningsfaktor og sprekkevannstall på kjerneprøver. Verdiene som ble regnet ut er presentert i vedlegg C tabell C.1. Q- verdier som er tatt på kjerneprøver blir ofte litt for optimistiske som også er tilfelle her. Observasjonene ble hovedsaklig utført på bilder av kjerneprøvene, og ruhetstall og sprekkefylling ble derfor basert på tolkningene utført av Sweco.

I tabell 5.4 er inngangsparametrene til Q- systemet gitt med en minimumsverdi og en middelvei basert på Sweco sine målinger og egen tolkning av hele den loggede kjerneprøven. Det er ikke tatt med en maksimumverdi siden det ikke vil være den som er mest kritisk for stabiliteten av bergrommet.

Ved å vurdere bergmassen fra befaring av området og ved å studere bilder ble det antatt at bergmassen på prosjektområdet ville ha en lavere Q- verdi enn det som ble funnet fra kjerneprøven. Det er observert vanddrypp på stasjonen som gjør at J_w ble satt til 0,66. I tillegg ble det antatt

at noe av leirmineralene i sprekkefyllinger kan ha blitt vasket bort under boringen som gjør at J_a verdien her blir litt for optimistisk. I samtale med veileder Eivind Sømme Berget (08.03.2023) på Sweco og basert på tidligere rapporter, er Q- verdien som skal brukes videre til stabilitetsvurderinger valgt til en verdi på 1-5. En verdi fra 1 til 4 er karakterisert som dårlig etter tabell 2.4 i kapittel 2.8.4, som omfatter det meste av det estimerte spennet på Q- verdiene.

Tabell 5.4: Vurdering av Q- parametre fra den loggede kjerneprøven som er tatt fra der sjakta skal etableres.

Parameter	Minimumsverdi	Middelvei
RQD	10	55
J _n	4	3
J _r	1,5	1,6
J _a	4	1,3
J _w	0,66	1
SRF	1	1
Q- verdi	0,62	23

5.6.4 Kjemisk analyse

Det ble utført en kjemisk analyse fra kjernedybde 5 m og 18,5 m. Prøvene ble analysert på ALS laboratorier høsten 2022, og sendt inn av Sweco. Ved å studere flere trekantdiagram laget fra analysen ble det funnet ut at analyseprøvene mest sannsynlig lå innenfor lagrekke 3b Tøyenformasjonen, se vedlegg C figur C.7 og C.8 for eksempel av to av trekantdiagrammene som ble studert. Videre, ved å vurdere NP/AP- forholdet (nøytraliserende-/ syredannende- potensial), FE:S- forholdet (jern/ svovel) og etasje ble massene vurdert som syredannende og havnet i kategorien deponi for ordinært avfall med tillatelse fra DSA (Direktoratet for strålevern og atomsikkerhet) etter flytdiagrammet i vedlegg C figur C.6. Resultatene som ble funnet i prosjektoppgaven er vist i tabell 5.5. For bedre beskrivelse av faktorene som ble vurdert og hvordan trekantdiagrammene ble brukt, se prosjektoppgaven av samme forfatter (Rian, 2022).

Tabell 5.5: Analyseprøve a og b med tilhørende verdier for å vurdere syredannende potensial og aktsomhet for uran.

Analyseprøve	a	b
NP	10,33	11,92
AP	27,0	88,75
NP:AP	0,38	0,13
Fe:S	2,39	1,27
Uran [mg/kg]	12,5	15,3
Aktsomhet uran	Lav	Lav
Vurdering av syredannende	Syredannende	Syredannende

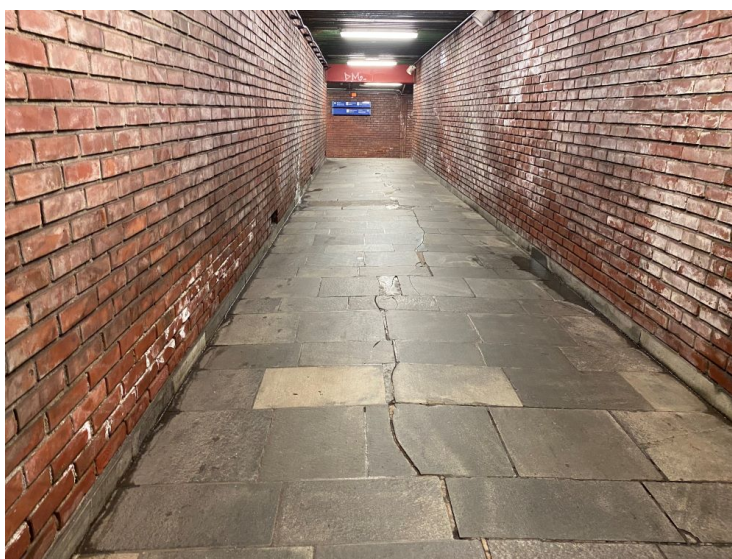
5.7 Utfordringer med svartskifre

Svartskifre gjør sjeldent skade dersom de ligger urørt, men dersom de utsettes for luft og vann vil de begynne å forvitte som kan skape store byggetekniske problemer. På Tøyen er det observert flere tilfeller av svelleskader og korrosjon av stål og betong. Forvitringen starter gjerne med at det tas ut masser eller at grunnvannsnivået senkes. I dette kapitlet skal utfordringer med svartskifre beskrives og kobles til observasjoner og hva som kan forventes på Tøyen T- banestasjon.

5.7.1 Svelling av bergmassen på Tøyen

Hvor mye en bergart sveller avhenger av hvilke mineraler bergmassen består av. Svelling av svartskifre er beskrevet under kapittel 2.4.2 og skyldes hovedsaklig sulfidinnholdet i bergarten, men kan også skyldes svellende leirmineraler. For å finne svellepotensialet der sjakta skal etableres er det utført tester for svelling av intakt berg og svelling av pulver, samt en XRD- analyse for å avdekke mulige svellende mineraler. Tidligere er det utført en kjemisk analyse for å plassere bergmassen i en etasje som kan indikere det syredannende potensialet.

På Tøyen er betongen og bergmassen oppsprukket flere steder som kan indikere svelling. Figur 5.9 viser bilde av gangveien mellom plattform 2 og 4 der gulvet buler oppover som trolig kommer av svelling av alunskifer. Det er antatt at bergmassen der den nye adkomsten skal etableres ikke består av den reaktive alunskiferen, men av en litt mindre reaktiv svartskifer. Når sjakta etableres, vil områder som tidligere har vært skjermet for luft og vann eksponeres, og bergmassen vil begynne å forvitte og vil i større eller mindre grad svelle. Forvitringen går vanligvis ikke dypere enn 0,2-1 m ned i berggrunnen (NGI, 2021).



Figur 5.9: Svelling av gulvet mellom plattform 2 og 4 på Tøyen T- banestasjon, (Foto: Geir Dehli (Sporveien))

5.7.2 Syredannelse og korrosjon

Metall som er i kontakt med vann kan korrodere. Korrosjon er en reaksjon mellom metall og omgivelsene der metalloverflaten oppløses, og korrosjonshastigheten øker med minkende pH (Knudsen, 2015). Hvilken reaksjon som skjer på metalloverflaten avhenger av vannets pH. Dersom pH-en er lav vil produktet av reaksjonen domineres av løselig jernhydroksid ($\text{Fe}(\text{OH})_3$), men dersom pH-en er høy vil det i hovedsak dannes fast jernoksid (Fe_2O_3) (Haarberg, 2022). Fast jernoksid kan danne en hinne på metalloverflaten som kan gi videre beskyttelse mot korrosjon. Sur avrenning fra svartskifre kan derfor øke aggressiviteten til vannet og føre til at mer metall blir oppløst. Tiltak som kan gjøres for å forsinke reaksjonen er å bruke en korrosjonsbeskyttelse på metall i den nye adkomsten. En annen løsning er å legge et lag med sprøytebetong over boltene som kan beskytte mot korrosjon grunnet betongens naturlige høye pH.

Sur avrenning kan gjøre skade på betong ved et syre- og/ eller sulfatangrep. Portlandsement, som er den vanligste betongen som brukes i dag, er naturlig korrosjonsbeskyttet med en pH over 12,5. Den høye pH-en gjør at de fleste betongtyper kan stå imot et syreangrep. Det har derimot vist seg at en pH på under 4,5 normalt vil være nok til å bryte ned betong (Norcem, U.å.), som kan forekomme i syredannende svartskifre. Nedbryting av betong foregår ved at syren reagerer med bindestoffer i betong og danner reststoffer som vaskes ut med vann og oppløses dersom produktene er vannløselige. Den andre måten betongen kan brytes ned på er dersom det er sulfater i avrenningen. Sulfater kan reagere med aluminater i sementen og danne produkter som kan ta til seg vann og svulle. Dersom produktene fyller alle porerommene i betongen og reaksjonen fortsetter å gå, vil det kunne føre til at det dannes høyt trykk i betongen og betongen sprekker opp (Norcem, U.å.). Dette kan igjen øke hastigheten på syreangrepet som vil få en større overflate å reagere på. For å motvirke dette kan det benyttes sulfatresistent og vanntett betong som har lengre varighet enn vanlig betong (StatensVegvesen, 2000).

På Tøyen er det observert korrosjonsskader på bolter ved plattform 1 og 2 (figur 5.6) og oppsprekking av betong (figur 5.7) som kan skyldes sulfatangrep eller syreangrep fra vannløsning som har vært i kontakt med svartskifre.

5.7.3 Tungmetaller og radioaktivitet

Tungmetaller som uran er nesten uløselige ved reduserende forhold, mens de under oksiderende forhold løses i vann. Når en svartskifer eksponeres for luft og vann vil tungmetallene som tidligere var bundet til sulfider i svartskiferen løses ut i vann som kan føre til forhøyede konsentrasjoner av tungmetaller og forurensende avrenning. Uran kan brytes ned til den radioaktive og kreftfremkallende gassen radon. Dersom radonnivået overskrider 100 Bq/m^2 bør det gjøres tiltak for å redusere nivået (DSA, 2020). Radioaktiviteten til svartskiferen hentet fra sjaktområdet ble testet til å være under grenseverdien på 200 Bq/m^2 .

5.8 Massehåndtering

Bergmassene som tas ut under drivingen av sjakta må deponeres på godkjent måte. I kapittel 5.6.4 ble det vurdert at massene var syredannende og havnet i kategorien deponi for ordinært avfall med tillatelse fra DSA. Syredannende masser må transporteres til et spesialmottak, eller forsegles og deponeres på forsvarlig måte (Sweco, 2022). Sikker deponering betyr at massene må legges i tette celler med tildekking som reduserer inntrengning av luft og vann i den grad at forvittringsreaksjonene ikke kommer i gang. Det er viktig å skille masser som er syredannende fra andre masser, slik at ikke alt må deponeres på spesialmottak. I prosjektområdet er noen av lagrekkene mer kalkrike, mens andre er rene svartskifre. Ofte kan det være vanskelig å skille massene fra hverandre, og det totale potensialet for syredannelse kan da være en mulighet å vurdere.

Når massene skal deponeres er den mest kritiske fasen driftsfasen med blant annet mellomlagring. I denne fasen får massene ofte tilgang til luft og vann som gjør at forvittringsreaksjonene kan starte. NGI mener at det ikke skal ta mer enn 6 måneder fra ferske og uforvitrede svartskifre blir gravd ut til de er endelig deponert. Dette er fordi det tar en viss stund før forvittringsreaksjonene kommer i gang, men når de først kommer i gang er det vanskelig å stoppe reaksjonene. Forvitret og syredannende svartskifer bør ikke mellomlagres, men fraktes direkte til deponi. Tiltak som kan gjøres for å redusere syredannelsen i denne fasen er å tilsette pH-regulerende midler som kalk eller alkaliske avfallsmaterialer og å tildekke eller komprimere massene (NGI, 2021).

6 Laboratorieundersøkelser

I undersøkelsesfasen bør det gjøres laboratorietester for å få mer kunnskap om bergmasseegenskapene. I forbindelse med denne oppgaven og prosjektoppgaven skrevet høst 2022 av samme forfatter er det utført mineralogiske tester, bergmekaniske tester og svelletester av pulver. Først er laboratorietestene utført i prosjektoppgaven beskrevet, før videre svelleegenskaper er vurdert i laboratorietester utført i denne oppgaven. Tilslutt er testene oppsummert, sammenlignet og diskutert i kapittel 6.3.

Prøvematerialet som er testet er hentet fra en kjerneprøve fra området der sjakta på Tøyen skal etableres som forklart i kapittel 5.6.2.

Testene er gjennomført i henhold til standardene fra ISRM og er utført på NTNU sine bergmekaniske- og ingeniørgeologiske laboratorium.

6.1 Tidligere laboratorieundersøkelser

I prosjektoppgaven ble det utført test for enaksiell trykkfasthet, braziltest, punktlasttest, XRD-analyse og svelletrykkmålinger for å finne bergmassens mekaniske- og svellende egenskaper. Mer detaljert metode og preparering av prøvemateriale av tidligere tester er presentert i prosjektoppgaven av samme forfatter (Rian, 2022).

6.1.1 XRD

I prosjektoppgaven ble det utført XRD-analyser på 4 bulkprøver og 4 finstoffprøver på materialet som ble brukt til enaksiell trykkfasthet. Tabell 6.1 viser prosentvis mineralinnhold i de ulike kjernedybdene. Kjerneprøvene som er testet her er de samme som ble brukt til enaksiell trykkfasthet. Diffraktogram er gitt i vedlegg C der bulkprøvene er presentert i figur C.9, C.10, C.11 og C.12, og finstoffprøvene er vist i figur C.13, C.14, C.15 og C.16. Finstoffprøvene ble testet med og uten glykolbehandling for å avdekke svellende egenskaper. Diffraktogrammene for finstoffprøvene fra samme prøve med og uten glykolbehandling ble lagt sammen, der den røde linja viser prøven med glykolbehandling og den svarte linja viser prøven uten glykolbehandling. Siden linjene sammenfaller for alle prøvene indikerer det at prøvene ikke er svellende.

Tabell 6.1: Mineralinnhold i % for bulkprøvene fra XRD (Rian, 2022).

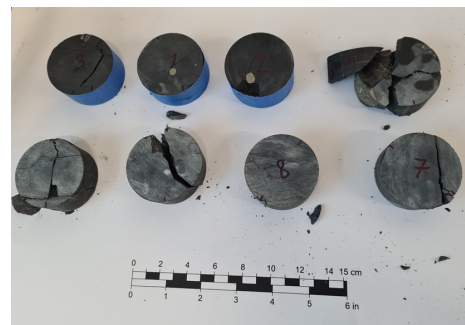
Kjernedybde	Kvarts	Glimmer	Pyritt	Feltspat	Dolomitt	Kloritt	Jarosit
11,5 m	24	46	6	13	3	5	3
12,5 m	25	49	3	14	1	7	2
16 m	28	47	1	14	4	5	1
18 m	28	48	1	15	2	5	1

6.1.2 Bergmekaniske tester

Det ble utført enaksiell trykkfasthet, braziltest og punktlasttest i prosjektoppgaven. Resultatene fra testene er vist i tabell 6.2. Bergarten som ble testet hadde en lav styrke, stor anisotropi og viste plastiske egenskaper. På figur 6.1 og 6.2 er prøvestykkene etter henholdsvis utført test for enaksiell trykkfasthet og braziltest vist. I vedlegg C tabell C.3 og figur C.17 er resultatene fra enaksiell trykkfasthet presentert, tabell C.4 beskriver resultater fra braziltester og tabell C.5 og C.6 viser resultatene fra punktlasttesten diametralt og aksielt.

Tabell 6.2: Oversikt over resultat fra bergmekaniske tester fra prosjektoppgaven (Rian, 2022)

Test/ parameter	Verdi	Merknad
UCS	32 MPa	Gjennomsnitt av 4 prøver
E- modul	30 GPa	Gjennomsnitt av 4 prøver
Poissons forholdstall	0,23	Gjennomsnitt av 4 prøver
Braziltest	10,6 MPa	Kun 1 godkjent
Punktlasttest, I_{a50}	6,1	Gjennomsnitt av 6 godkjente

**Figur 6.1:** Prøvestykker etter test for enaksiell trykkfasthet. Kjernerprøve 1 til 4 fra venstre til høyre.**Figur 6.2:** Prøvestykker etter utført braziltest. Kun prøvestykke nederst til venstre ble godkjent.

6.1.3 Svelling av pulver

I prosjektoppgaven ble det utført 4 tester av svelling av pulver av samme prøver som ble tester for enaksiell trykkfasthet. Disse ble testet på de gamle ødometrene på NTNU. Resultatene er vist i figur C.18, C.19, C.20 og C.21 i vedlegg C. Prøvene viste et svelletrykk på rundt 0,1 MPa, der prøve 2 var den som viste det høyeste svelletrykket på 0,13 MPa.

6.2 Nye laboratorieundersøkelser

For å teste videre svelleegenskaper for intakt berg og bergart i pulverform ble det i denne oppgaven utført XRD- analyse, svelling av pulver og svelling av intakt berg. Testene er utført på to prøvestykker fra 11 m og 18,5 m, se figur 6.3. Prøven fra 11 m er mørk i fargen mens den fra 18,5 m er lysere i fargen. Preparering, metode og resultat er presentert i etterfølgende kapitler.



Figur 6.3: Prøvemateriale til svelletester før de ble preparert. Kjernebit fra dybde 11 m øverst, og kjernebit fra dybde 18,5 m nederst.

6.2.1 XRD

Det ble utført to XRD- analyser for å undersøke mineralinnholdet i de to prøvestykkene fra 11 m og 18,5 m, for å undersøke om det var svellende mineraler tilstede i prøvestykkene og om dette hadde sammenheng med om prøvene viste svelling under svellestene.

Preparering av prøvemateriale til XRD og svelling av pulver

Siden prepareringen av prøvematerialet til XRD og svelling av pulver har samme fremgangsmåte for de første stegene er alt av preparering til disse prøvene beskrevet her. Endestykkene fra 11 m og 18,5 m ble preparert separat og ble knust ned i “Fly Press Rock Crusher” til kornene var <5 mm. For å få en representativ prøve, ble materialet fordelt i en “Splitter” til massen veide 30-40 g. Dette materialet ble malt videre til et fint pulver i apparaturen “Skivesvingmølle” i 50 sekunder. Pulveret var nå klart til test av svelling av pulver. Apparaturene “Fly Press Rock

Crusher”, “Splitter” og “Skivesvingmølle” som ble brukt er vist i figur 6.4. Vedlegg C figur C.22 og C.23 viser materialet etter at det er knust ned i “Fly Press Rock Crusher” og malt ned i “Skivesvingmølle”.



Figur 6.4: Fra venstre Fly Press Rock Crusher, Splitter og Skivesvingemølle som ble brukt for å knuse ned materialet og fordele det til et representativt utvalg.

For å preparere til XRD- analyse måtte pulveret gjennom et til steg for å runde kornene tilstrekkelig. 1 toppa teskje av materialet sammen med 10 ml sprit ble kjørt i apparaturen “McCrone Micronising Mill” i 2 minutter. Blandingen ble deretter helt over i en glassbeholder og tørket på 40 grader til det var helt tørt. For å ikke ødelegge de myke leirmineralene er det brukt en mer skånsom preparering av materialet etter metodikk fra masteroppgaven til Lisa Henrika Henriksen (Henriksen, 2022). Dette innebærer å tørke materialet på 40 grader i stedet for 60 grader og knuse ned materialet mer skånsomt.

Metode XRD- analyse

Røntgendiffraksjon (XRD) er en kvantitativ metode for å identifisere mineraler i bergarter i pulverform. Analysen er utført for å vurdere om det er svellende mineraler i bergarten. Mineralene blir identifisert ved at en monokromatisk røntgenstråle sendes inn mot mineralet og reflekteres på krystalloverflaten. Hvilket utslag bølgene får avhenger av mineralets gitterstruktur og hvert mineral gir opphav til et spesielt mønster. Grafen med utslaget til de forskjellige mineralene kan sammenlignes med standardkurver for å gi en kvalitativ bestemmelse av mineralene (NGU, 2015b).

Figur 6.5 viser bilde av pulveret ferdig tørket sammen med prøvebeholder. Apparaturen til XRD er av typen “Bruker D8 Advance” og det var Laurentius Tjihuis som utførte testene og tolket resultatene.



Figur 6.5: Prøve fra 11 m til venstre og 18,5 m til høyre tørket i en glassbeholder. Glassplate for å blande og jevne ut prøvematerialet og skje for å fordele prøvemateriale over i prøvebeholder som vises til venstre for skje.

Resultater av XRD- analyse

Resultatene fra XRD- analysen er gitt i tabell 6.3 og diffraktogram fra analysen er gitt i vedlegg C figur C.24 og C.25. Det ble funnet høyest konsentrasjon av glimmer av typen muskovitt i begge prøvene og også betydelig mengder kvarts. Pyrittinnholdet var høyest i prøven fra 11 m, men også å finne i prøven fra 18,5 m. Jarositt som er forvittringsproduktet av sulfider ga utslag på under 0,5 % og vises derfor ikke i tabell 6.3.

Tabell 6.3: Mineralinnhold i % for bulkprøvene fra XRD

Kjernedybde	Kvarts	Glimmer	Pyritt	Feltspat	Dolomitt	Kloritt
11 m	26	55	4	9	1	5
18,5 m	34	43	2	12	3	6

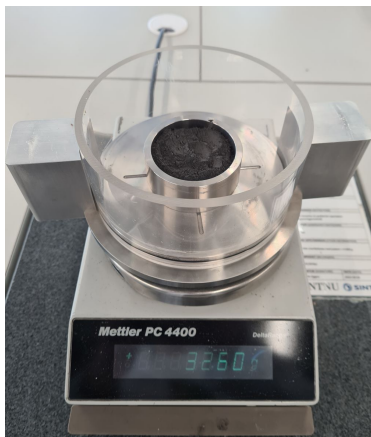
6.2.2 Svelling av pulver

Det ble utført svelletest av prøvene i pulverform og av intakte bergartsprøver på de nye ødometrene til NTNU vist i figur 6.7. Ødometeret er koblet sammen med en datamaskin som registrerer hvordan prøven kompakteres, avlastes og sveller ved å måle blant annet posisjon, tilført kraft og motorposisjon. De nye ødometrene er mer nøyaktige og har mye flere målepunkter enn de gamle. For å kunne gjøre en god sammenligning av svelling av pulver og intakt berg, er testene utført på de samme ødometrene.

Metode svelling av pulver

Prepareringen av prøvematerialet er som beskrevet i kapittel 6.2.1. 32,6 g av prøvematerialet ble kompaktert ved hjelp av en plexiglas piston i en stålsylinder med diameter 60 mm. Materialet ble jevnet ut med et utjevningsverktøy til flaten var jevn og kompakt. Det ble lagt et filter over

og under prøvematerialet. Se figur 6.6 for bilde av beholderen med prøven fra 11 m i pulverform som blir veid opp.



Figur 6.6: Testbeholder med oppveid pulver av prøve 11 m til test av svellestest.



Figur 6.7: Apparaturl til test av svelling av pulver og intakt berg.

Prøven ble kompaktert i 24 timer, deretter avlastet i 2 timer for tilslutt å bli tilsatt vann rundt prøvebeholderen og et mulig svelletrykk ble registrert i 24 timer.

Resultater av svelling av pulver

Resultatene fra svelling av pulver er vist i figur C.26 og C.27 i vedlegg C. Prøven fra 18,5 m viste et maksimalt svelletrykk på 0,039 MPa, mens prøven fra 11 m viste et svelletrykk på 0,052 MPa. Dette er karakterisert som et lavt svelletrykk etter klassifiseringen i tabell 2.3 kapittel 2.4.2.

6.2.3 Svelling av intakt berg

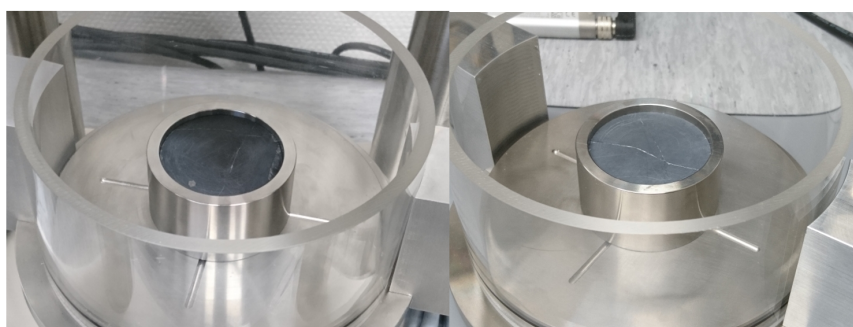
Preparering og metode svelling av intakt berg

Prøvene av intakt berg ble preparert til å passe i stålsylindre med en indre diameter på 49 mm. Det ble kuttet av 60 mm lange prøver med sag av kjerneprøve 11 m og 18,5 m. Prøvestykkene ble deretter dreid ned fra opprinnelig diameter på 50,5 mm til 49 mm i en dreiebank der de ble dreid 90 grader på lengdeaksen. Prøven fra 11 m knakk opp flere ganger under dreingen, som medførte at den måtte limes sammen med Loctite 460 (superlim). Etter prøvene var dreid til riktig diameter ble de kappet med sag til en lengde på 22 mm. Siden som ble dreid ned ble polert på diamantskiver og satt i en planslipemaskin til endene var helt plan-parallele. Det var viktig at prepareringen ble gjort nøyaktig, da det var ønskelig at det ikke skulle være noe tomrom i prøvesylindrene. Figur 6.8 viser bilde av prøvestykkene ferdig preparert til svellestest for intakt berg.



Figur 6.8: Prøvestykke fra 11 m til venstre og fra 18,5 m til høyre preparert til svelletest for intakt berg.

Da prøvestykkene var ferdig preparert, ble stålsylindrene varmet opp for å få plassert prøvestykkene i dem. Stålbeholderne med prøvene ble plassert i de nye ødometrene til NTNU, se figur 6.9. På ødometrene ble nøyaktig høyde og diameter på prøvestykkene registrert.



Figur 6.9: Prøvestykke fra 11 m til venstre og 18,5 m til høyre plassert i stålsylinder og i apparatur til test av svelling av intakt berg.

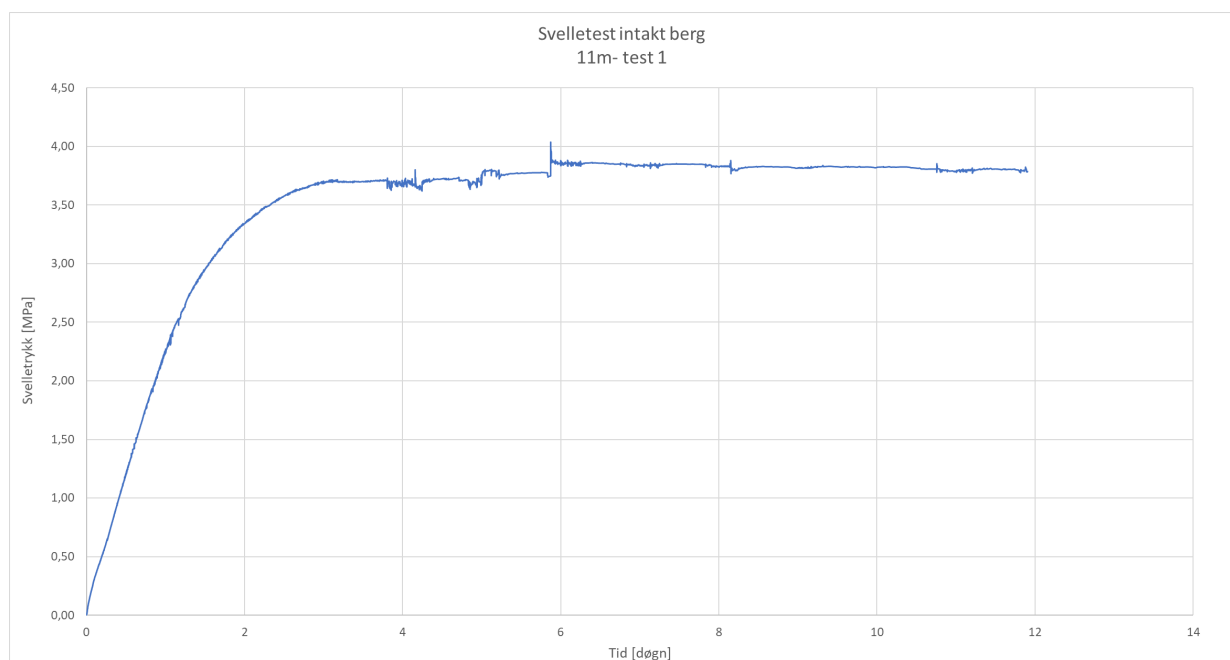
Svelletesten for intakt berg ble kjørt over lengre tid og med flere steg der prøven avlastes til den når en viss tøyning og ved å la prøven stabilisere seg mellom hvert avlastningsteg. Testen ble startet ved at stempelet ble plassert slik at det var helt i kontakt med prøvestykket. Dette ble satt som nullpunkt for posisjonen. Deretter ble testen startet og det ble helt vann rundt prøvebeholderen slik at hele prøven var dekket med vann. Det var viktig å helle vann godt over prøvebeholderen slik at vann kunne trenge inn både under og over prøvestykket.

Med et konstant volum ble trykket prøvebeholderen ble utsatt for mot tid, posisjon, hastighet, deformasjon og tøyning registrert. Da grafen som ble plottet for svelletrykk mot tid hadde flatet ut ble testen kjørt videre til neste steg som var avlastning. Ved å avlaste prøven hadde prøven mulighet til å deformere seg og trykket avtok. Prøven ble avlastet til en tøyning på 0,5 % ble nådd. Deretter ble prøven kjørt videre til steg 3 som var å la prøven stå i ro slik at et mulig trykk kunne bygge seg opp igjen. Her ble den stående til den igjen hadde stabilisert seg. Steg 4 ble kjørt, som var avlastning til en tøyning på 1,0 %. Det siste trinnet var å la prøvene bli stående under konstant volum til den igjen hadde et stabilt svelletrykk.

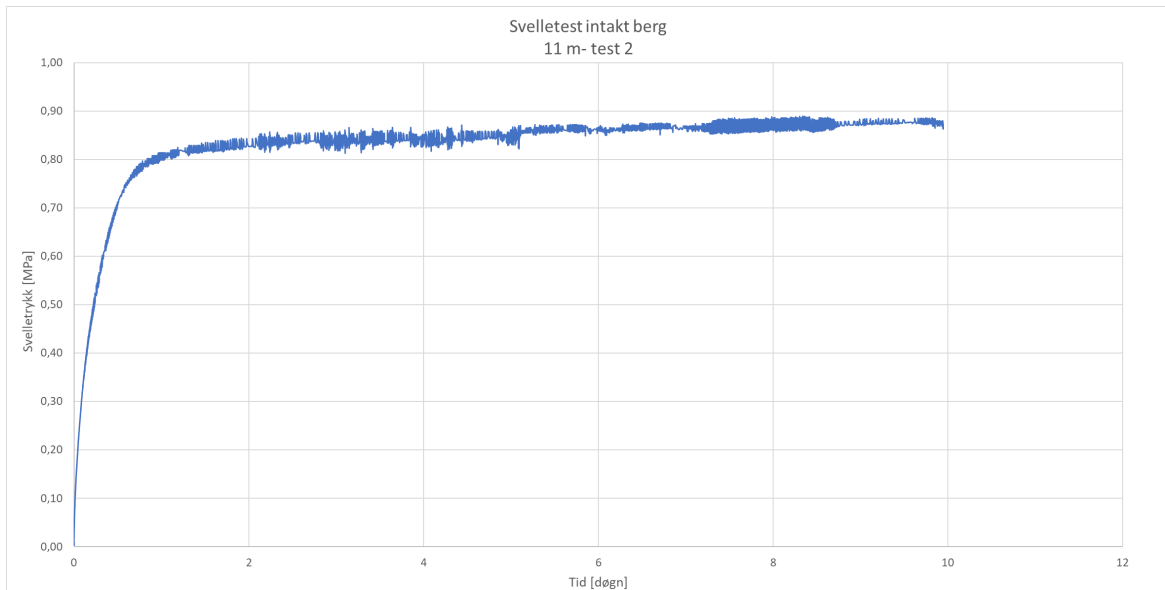
Resultater av svelling av intakt berg

Prøven fra 11 m ble testet to ganger på grunn av en feil i testinnstillingene som medførte at avlastningsstegene ikke ble registrert korrekt. Derfor er kun det første steget for denne testen vist.

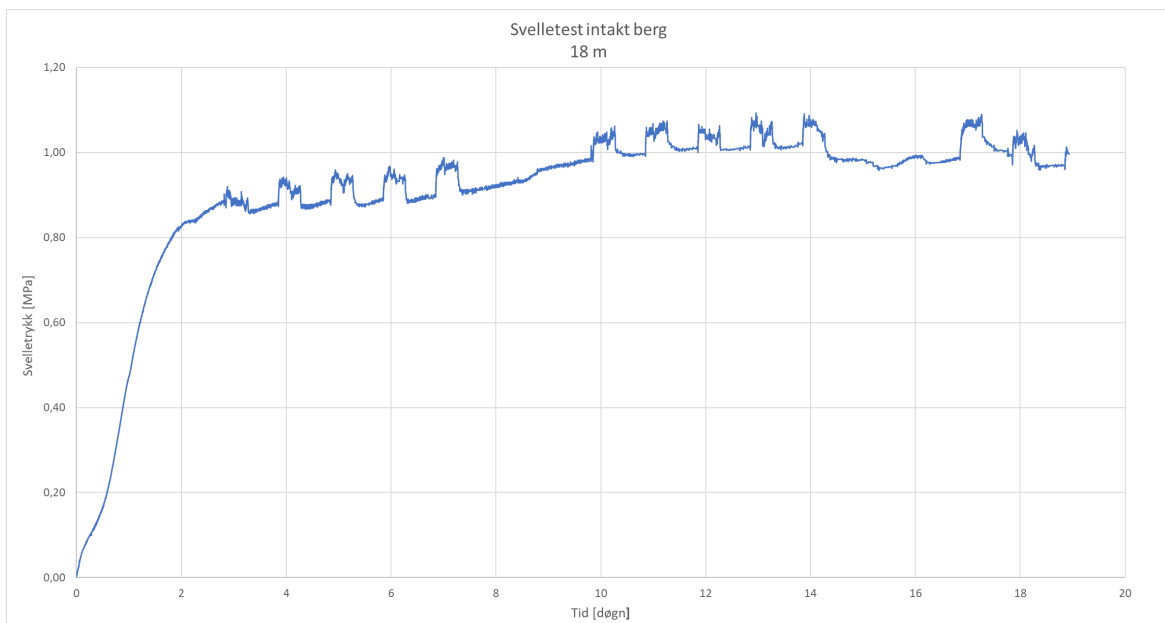
I figur 6.10, 6.11 og 6.12 er svellingen ved 0 % tøyning for henholdsvis prøve 11 m første og andre gang, og prøve 18,5 m presentert. Disse kurvene viser prøvenes maksimale svelletrykk. Alle prøvene hadde et raskt stigende svelletrykk. Prøven fra 11 m første gang og prøven fra 18,5 m brukte omtrent 2 døgn før de flatet ut, mens prøven fra 11 m andre gang hadde et raskt stigende svelletrykk og flatet ut etter omtrent et døgn. Deretter hadde prøvene en slak stigning før de oppnådde en stabil kurve etter omtrent 10- 12 døgn. Prøven fra 18,5 m brukte lengre tid på å stabilisere seg enn prøven fra 11 m, og ble satt videre til neste steg først etter 19 dager. Denne er også mye mer påvirket av temperatur som forårsaker den hakkede grafen. Det høyeste stabile svelletrykket som ble målt for prøven fra 11 m var 3,8 MPa første gang og 0,88 MPa andre gang. For prøve 18,5 m var det høyeste stabile svelletrykket på omtrent 1,0 MPa.



Figur 6.10: Første steg for svelletest intakt berg for prøve 11 m første gang.



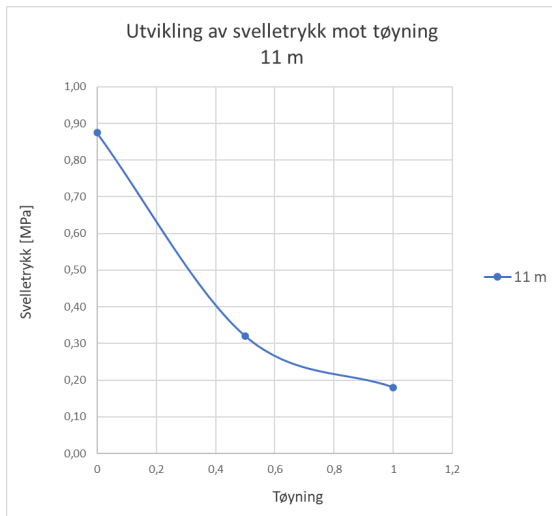
Figur 6.11: Første steg for svelletest intakt berg for prøve 11 m andre gang.



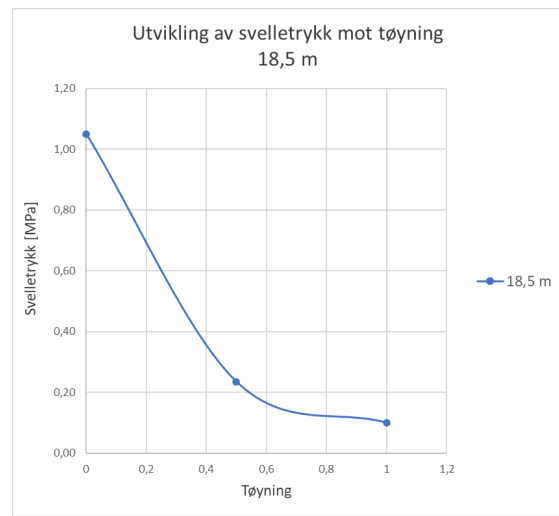
Figur 6.12: Første steg for svelletest intakt berg for prøve 18,5 m.

Figur C.28 og C.29 i vedlegg C viser alle stegene for testene for prøve fra 11 m andre gang og prøve fra 18,5 m. Her er tid plottet mot svelletrykk og tøyning. De maksimale stabile svelletrykkene for hvert tøyningsteg er plottet mot tøyning i figur 6.13 og 6.14 for å se hvordan trykket avhenger av tøyningen. Når tøyningen øker, minker trykket som blir bygd opp ved at deformasjon tillates. Her er dette gjort under kontrollerte forhold, med tøyningstrinn på 0,5 % tøyning. Selv om trykket minker for økende tøyning er det tydelig at det bygges opp et trykk for hvert trinn som betyr at svelling fortsatt kan forekomme etter en stund, og etter at bergmassen har deformert seg.

Trykket minker mer for hvert tøyningstrinn for prøve 18,5 m enn for prøve 11 m. Etter 1 % tøyning er trykket for prøve 11 m på rett under 0,2 MPa mens for prøve 18,5 m er det på omtrent halvparten, 0,1 MPa.



Figur 6.13: Utvikling av svelletrykk mot tøyning for prøve fra 11 m.



Figur 6.14: Utvikling av svelletrykk mot tøyning for prøve fra 18,5 m.

6.3 Diskusjon av resultater

XRD- analysen fra prosjektoppgaven og masteroppgaven viste generelt høye glimmer- og kvartsinnhold. Glimmer er et svakt og plastisk mineral som kan forklare den lave styrken til bergmassen. Kvarts på den andre siden er et sterkt og motstandsdyktig mineral. Prøvene har varierende innhold av pyritt som har sammenheng med svellepotensialet i svartskifre. De svarteste prøvene viste høyest innhold av pyritt. I tillegg har pyritt en svært glatt overflate som kan skape en glideflate for bruddannelse.

De bergmekaniske testene i prosjektoppgaven viste en svak bergart med plastiske egenskaper. Av tabell 2.2 presentert i kapittel 2.1.1 vises det at bergarten ligger i kategorien veldig sterkt foliert og veldig høy anisotropigrad. Mange av prøvene gikk til ikke godkjente brudd, mye påvirket av foliasjonsplanet som danner en vinkel på 55 grader fra lengdeaksen og er glatt og plant. For braziltesten for eksempel, var det kun en test som ble godkjent, men denne må betraktes som et avvik siden den er mye høyere enn de ikke godkjente.

Prøvene i pulverform viste lite svelling, kun opptil omtrent 0,1 MPa. Prøvene fra prosjektoppgaven viste et litt høyere svelletrykk i pulverform enn prøvene testet i denne oppgaven. Grunnen til dette kan være fordi det ble brukt forskjellig apparatur, i prosjektoppgaven ble de gamle ødometrene til NTNU brukt, mens i denne oppgaven ble de nye tatt i bruk. De nye ødometrene er mye mer sensitive til endringer og har flere målepunkter enn de gamle.

Prøvene for svelling av intakt berg viste mye høyere resultater enn prøvene i pulverform. For eksempel viste prøven testet fra 11 m et svelletrykk på 0,052 MPa i pulverform, og et svelletrykk på 3,8 MPa for intakt berg. Prøven fra 11 m første gang viste et over 4 ganger så høyt svelletrykk som den samme prøven viste andre gang. En grunn til dette kan være at prøven ikke ble slipt plan- parallelt ned igjen etter den første testen. Prøven ble presset litt sammen på midten under testen som kan ha ført til at den ved en ny test hadde plass til å deformere seg før et trykk ble bygd opp.

Selv om prøven fra 11 m andre gang viste lavere svelletrykk ved 0 % tøyning enn prøven fra 18,5 m viser prøven høyere svelletrykk for 0,5 % og 1,0 % tøyning som indikerer at prøven fra 11 m har en høyere svelletrykkskapasitet etter tøyning enn prøven fra 18 m. Førstegangsprøven for prøve 11 m viste også et mye høyere svelletrykk ved 0 % tøyning enn prøve 18 m som viser at den har høyere svelleevner. Prøven fra 11 m hadde også et høyere pyrittinnhold og var mørkere i fargen enn prøven fra 18,5 m som har sammenheng med svelleevnene.

7 Vurdering av inngangsparametre

I dette kapitlet skal inngangsparametrene til stabilitetsanalysen vurderes. Kapitlet er delt opp i følgende deler:

- GSI
- Bergmassestyrke og deformasjonsmodul
- Inngangsparametre til Mohr- Coulomb kriteriet
- Sprekker
- Spenninger
- Svelletrykk
- Sikringsestimering

7.1 Vurdering av GSI

GSI må vurderes for å kunne brukes som inngangsparameter til stabilitetsvurderingen og til beregning av bergmassestyrken og deformasjonsmodulen til bergmassen. I kapittel 2.8.4 ble en rekke korrelasjonsformler for å regne ut GSI presentert, gitt at en Q- eller RMR- verdi var kjent. I tabell 7.1 er GSI regnet ut med de ulike metodene med en Q- verdi på 1 og 5.

Tabell 7.1: Vurdering av GSI med RMR og Q som inngangsparametre.

Metode	Ligning	Minimumverdi	Maksimumverdi
Bienawaschi (1989)	$RMR = 9\ln Q + 44$	44	58
Barton (1995)	$RMR = 15\log Q + 50$	50	60
Hoek og Brown (1997) ved Bienawaschi	$GSI = RMR - 5$	39	53
Hoek og Brown (1997) ved Barton	$GSI = RMR - 5$	45	55
Hoek mfl. (2013)	$GSI = \frac{52J_r/J_a}{(1+J_r/J_a)} + \frac{RQD}{2}$	22	32

Ligning gitt av Barton (1995) er anbefalt på bergmasseklasse 1-4 som forklart i kapittel 2.8.4. Siden svartskiferen i oppgaven har en estimert Q- verdi på 1-5 vil den for det meste ligge innenfor denne kategorien, og denne formelen for utregning av RMR er valgt for videre beregning. Deretter benyttes Hoek og Brown (1997) ved Barton for å finne en estimert GSI. Metoden gir GSI- verdier mellom 45 og 55. I stabilitetsvurderingen er det derfor valgt en verdi på 45 og 55 for et konservativt og mer optimistisk scenario. Verdiene beregnet fra de andre korrelasjonene er gitt i tabell 7.1 for en sammenligning og gir GSI verdier mellom 22 og 55.

7.2 Bergmassestyrke

For å estimere bergmassestyrken for svartskiferen på Tøyen er det valgt tre metoder; Barton (2002), Panthi (2006) og Hoek et al. (2002), presentert i kapittel 2.5. Først er parametrene som er brukt i beregningene begrunnet, før resultatene av bergmassestyrken beregnet ved de ulike metodene er presentert.

Barton bergmassestyrke

For sjakta er det ved hjelp av kjerneboringen tatt Q - verdier. Siden det er en vertikal sjakt vil RQD- verdien være i samme retning som sjakta som følger kravene til ligning 2.10 for Barton sin metode for bergmassestyrke. Det ble diskutert under kapittel 5.6.3 at den gjennomsnittlige Q -verdien for kjerneprøven var for høy og at den burde velges mellom 1 og 5. Det er derfor satt en minimumsverdi på 1 og en maksimumsverdi på 5 i estimeringen.

Hoek et al. bergmassestyrke

Hoek et al. bergmassestyrke baserer seg på ulike inngangsparametre, blant annet en m_i - verdi. Verdien for skifer fra Rocdata er 6 ± 2 og for mer omdannede skifre er den 7 ± 4 . Det er på bakgrunn av dette, valgt en verdi på 8 som inngangsparameter til beregning av bergmassestyrken. Siden sjakta skal drives forsiktig, antas det at bergmassen ikke blir så påvirket av sprengning, og forstyrrelsesfaktoren D er satt til 0. GSI er diskutert under kapittel 7.1 og estimert til å variere mellom 45 og 55. Oversikt over de utregnede materialkonstantene m_b , s og a er gitt i tabell 7.2.

Tabell 7.2: Materialkonstanter brukt i Hoek et al (1997) bergmassestyrke og Hoek og Diederichs (2006) deformasjonsmodul.

Parameter	Min. verdi	Maks. verdi	Henvisning
Redusert verdi av m_i , m_b	1,12	1,60	kap. 2.7.2
Materialkonstant s	0,0022	0,0067	kap. 2.7.2
Materialkonstant a	0,51	0,050	kap. 2.7.2

Valg av metode for å beregne bergmassestyrken

Tabell 7.3 viser verdiene av bergmassestyrken regnet ut ved de tre metodene. Barton (2002) gir det høyeste estimatet av bergmassestyrken. Panthi (2006) og Hoek et al. (2002) gir mer samsvarende verdier. Alle metodene bruker styrken til intakt berg som inngangsparameter, mens Barton sin metode er også basert på en Q - verdi. Dersom en parameter i Q - systemet blir endret, kan Q - verdien endres drastisk. Dette demonstreres av de utregnede verdiene fra minimum og maksimum bergmassestyrke, der maksimumverdien nesten er dobbelt så høy som minimumsverdien selv om Q - verdien kun øker fra 1 til 5. For Hoek et al. er ikke forskjellen mellom de utregnede verdiene

like store, da parametrene som endres ikke påvirker resultatet i like stor grad.

Panthi- metoden er anbefalt for foliert og anisotrop bergmasse, som samsvarer bra med svartskiferen testet i oppgaven. Hoek et al. sin metode gir ganske like verdier for minimum bergmassestyrke som Panthi- metoden. Metoden tar hensyn til oppsprekking ved at inngangsparametrene er avhengig av GSI. GSI er basert på feltarbeid noe som ikke er gjennomført i stor grad i forbindelse med denne oppgaven. I tillegg er det valgt å modellere med Mohr- Coulomb kriteriet og siden GSI er en faktor som ikke tas hensyn til i dette kriteriet, er det heller ikke vurdert at bergmassestyrken bør baseres på GSI. Panthi- metoden er beregnet på bergmasse med samme egenskaper som svartskiferen på Tøyen og denne er derfor brukt for å estimere bergmassestyrken til stabilitetsanalysen.

Tabell 7.3: Oversikt over bergmassestyrken beregnet ved tre ulike metoder.

Metode	Min. σ_{cm}	Maks. σ_{cm}
Barton (2002)	9,37 MPa	16,0 MPa
Panthi (2006)	3,02 MPa	3,02 MPa
Hoek et al. (2002)	4,49 MPa	5,63 MPa

7.3 Deformasjonsmodul

Metodene foreslått av Barton (2002), Panthi (2006) og generalisert Hoek og Diederichs (2006), presentert i kapittel 2.6, skal brukes for å estimere deformasjonsmodulen for svartskiferen fra Tøyen. Hvilken metode som egner seg å brukes for å estimere deformasjonsmodulen skal diskuteres i følgende avsnitt.

Beregning av deformasjonsmodul av de ulike metodene er vist i tabell 7.4. Panthi- metoden er best egnet på en svak og oppsprukket bergmasse, mens Barton egner seg bedre på massivt og kompetent berg. Hoek og Diederichs og Panthi- metoden tar begge inn deformasjonsmodul for intakt berg, mens Barton har ikke denne parameteren med. Siden det i denne oppgaven skal bygges i en svak bergart som stedvis er svært oppsprukket, er ikke Barton sin metode anbefalt her. Hoek og Diederichs (2006) påvirkes mye av endringen av GSI- verdien, som er grunnen til stor variasjon mellom minimums- og maksimumsverdi. Siden GSI er erfaringsbasert og har mange usikkerheter tilknyttet seg, kan det diskuteres om denne metoden er pålitelig. På den andre siden tar metoden med GSI hensyn til om bergmassen er svært oppsprukket eller ikke, noe Panthi- metoden ikke gjør. Panthi- metoden baserer seg kun på styrken til intakt berg og E- modul, og tar ikke med empiriske vurderinger i ligningen som Barton (2002) gjør med Q, og Hoek og Diederichs (2006) gjør ved å introdusere GSI. Likevel, er det understreket at metoden skal brukes

for skifrig og anisotrop bergmasse, og det kan på denne måten argumenteres for at metoden har en beskrivelse av bergmassen.

Siden Hoek og Diederichs- metoden og Barton- metoden får nesten dobbelt så stor deformasjonsmodul for minimum og maksimumsverdier, og basert på faktumet at Panthi- metoden er beregnet på samme type bergmasse som svartskiferen, er det vurdert at Panthi- metoden egner seg best for å beregne deformasjonsmodul til stabilitetsanalysen for svartskiferen.

Tabell 7.4: Oversikt over deformasjonsmodulen beregnet ved tre ulike metoder.

Metode	Min. E_{rm}	Maks. E_{rm}
Barton 2002	6,84 GPa	11,70 GPa
Panthi 2006	2,83 GPa	2,83 GPa
Hoek og Diederichs 2006	6,71 GPa	12,25 GPa

7.4 Parametre til Mohr- Coulomb bruddkriterium

Skjærmodul

Skjærmodul G blir brukt i Panthi og Shresta- metoden (2018) for å estimere deformasjon. Skjærmodulen blir regnet ut som forklart i kapittel 4.2.2, ligning 4.4. Siden Panthi og Shresta- metoden er basert på skifrige og anisotrope bergarter i Himalaya, og at det ble vurdert å gå videre med deformasjonsmodulen beregnet ved Panthi- metoden, er kun denne verdien brukt som inngangsparameter for å regne ut skjærmodulen. Ved å benytte en deformasjonsmodul på 2,83 GPa og et poissons forholdstall på 0,23 blir den utregnede skjærmodulen 1,15 GPa.

Strekkstyrke

Strekkstyrken til bergarter kan finnes ved å utføre braziltester. I prosjektoppgaven av samme forfatter ble det utført 8 braziltester der kun en av disse ble godkjent, se vedlegg C tabell C.4 for resultatene. Den godkjente testen hadde en strekkstyrke på 10,6 MPa. I prosjektoppgaven av samme forfatter ble det konstatert at denne verdien måtte betraktes som et avvik, da den var mye høyere enn de andre ikke- godkjente testene (Rian, 2022). Sammen med veileder Krishna K. Panthi (02.05.2023) er det vurdert at en verdi på 7 MPa er representativt for svartskiferen i prosjektet. Den residuale strekkstyrken er satt til 15% av maksimum strekkstyrke da bergmassen vil ha svært lite strekkstyrke igjen etter den er gått til brudd. Utreignet residual strekkstyrke blir 1,05 MPa.

Friksjonsvinkel

Friksjonsvinkelen kan finnes ved tiltforsøk. Da kjernene skulle prepareres til tiltforsøk, gikk de til brudd langs foliasjonen slik at de ikke lenger oppfylte kravet til å kunne brukes til tilttester. I kapittel 2.2.1 ble det presentert en studie der det ble vist at skifre vanligvis har en friksjonsvinkel på 25- 30°. Etter diskusjon med veileder Krishna K. Panthi (02.05.2023) ble friksjonsvinkelen valgt til 30°. Den residuale friksjonsvinkelen er valgt til en verdi på 15°. En friksjonsvinkel ned mot 15° beskriver svært forvitrede overflater (Barton, 1978), som kan forekomme for svartskiferen når den forvitrer med tilgang til luft og vann.

Dilasjonsvinkelen er valgt til 20% mindre enn den residuale friksjonsvinkelen som her blir 12° (Zhao & Cai, 2010).

Kohesjon

Ved å bruke sammenhengen i ligning 7.1, foreslått av Hoek og Brown (1997) og presentert i Panthi og Shrestha (2018) kan kohesjonen beregnes ved ligning 7.2. Ved å sette inn en bergmassestyrke på 3,02 MPa, som er bergmassestyrken beregnet ved Panthi (2006), og en friksjonsvinkel på 30° blir kohesjonen 0,87 MPa. Den residuale kohesjonen er funnet ved 15% av maksimum kohesjon som blir 0,13 MPa etter samtale med Krishna K. Panthi (02.05.2023).

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad (7.1)$$

$$c = \sigma_{cm} \cdot \frac{1 - \sin\phi}{2\cos\phi} \quad (7.2)$$

7.5 Sprekker

Bergmassen i prosjektområdet er vurdert til å være oppsprukket og skifrig. Det antas at bergmassen oppfører seg som et kontinuerlig medium siden oppsprekkingen er så stor at sprekkenes utjevnes av hverandre. Det er derfor ikke valgt å legge inn sprekkesett i modellene.

7.6 Spenninger

Spenningene i området antas å være gravitasjonsspenninger indusert av overliggende masser. Det er ikke tatt spenningsmålinger på prosjektområdet og det antas derfor at vertikalspenningen bestemmes av ligning 3.1 og horisontalspenningen av ligning 3.3 presentert i kapittel 3.1. Sjakta og bergrommet skal drives nær overflaten, og spenningsene vil dermed ikke bli så store. Den vertikale

in- situ spenningen er beregnet til å være 0,403 MPa på bunnen av sjakta, ved omtrent 15 m dybde.

I en artikkel skrevet av A. H Høien og B. Nilsen blir spenningssituasjonen ved Lørentunnelen beskrevet (Høien & Nilsen, 2019). Løren og Tøyen ligger kun 3 km unna hverandre i luftlinje, består begge av kambrosilurske bergarter og følger samme foldestruktur. På Løren ble det utført in- situ spenningsmålinger ved 2D doorstopper og 3D overcoring på 1- 4 m dybde. Spenningsmålingene var generelt mye høyere enn spenningene induisert av gravitasjonen. Det ble laget ulike modeller i RS2 med varierende horisontalspenningsbidrag i tillegg til gravitative spenninger. Ved å plote resultatene av σ_1 fra modellene mot målt in- situ spenning ble det funnet hvilken modell som samsvarte best med de målte verdiene. Resultatet viste at modellen med en horisontalspenning på 1,5 MPa samsvarte best med de faktiske forholdene.

Basert på en rapport fra Huseby og rapporten fra Lørentunnelen ble det funnet to hovedretninger av horisontalspenningene i Oslo- området (Mørck mfl., 2022; Høien og Nilsen, 2019). Huseby ligger også innenfor kambrosilurske lagrekker og består av samme foldestruktur som finnes igjen på Tøyen og ved Løren. Retningene på hovedspenningene funnet i rapportene er NNØ- SSV og ØSØ- VNV. Verdiene på spenningene er varierende, men en fellesfaktor er at vertikalspenningen er den som er dominerende minst i områdene. Målingene fra Husebyskogen har den største horisontalspenningen i retning ØSØ-VNV og den minste i retning NNØ-SSV. Største målte horisontalspenning er omtrent dobbelt så stor som minste horisontalspenning. Spenningsmålingene fra Løren viser omvendte resultat, der største horisontalspenning er i retning NNØ- SSV og minste i retning ØSØ-VNV. Siden det ikke er tatt egne spenningsmålinger er det valgt å bruke en konstant verdi for horisontalspenningen i 3D modellen.

For å kompensere for høye horisontalspenninger kan det legges inn låste horisontalspenninger eller det kan velges en høy k- verdi ($k=\sigma_h/\sigma_v$). Her er det valgt å legge inn en låst horisontalspenning på 1,5 MPa og la k- verdien være 0,3 beregnet etter ligning 3.2. Bakgrunnen for valget er som diskutert i kapittel 3.1, at horisontalspenningene ofte er høyere i Norge enn den teoretiske gravitative horisontalspenningen som ble presentert i ligning 3.2 tilsier. I tillegg ble det på Løren funnet at en horisontalspenning på 1,5 MPa samsvarte bra med in- situ forhold. Siden Løren og Tøyen ligger nærme, består av lignende berggrunn og foldestruktur er det antatt at spenningssituasjonen kan sammenlignes, selv om det må understrekes at spenningene kan variere mye lokalt.

7.7 Svelletrykk

Fra resultatene i kapittel 6.2.3 ble det funnet at bergmassen var svellende og hadde et svært varierende svelletrykk for prøvene av pulver og intakt berg. Det største svelletrykket målt på de nye ødometrene til NTNU for intakt berg var på 3,8 MPa, mens det største målt for pulverprøve var på 0,052 MPa.

Fra tidligere studier er det vist at svelletrykket for preparerte diskere av alunskifer fra Oslo og Hamar områdene kan variere fra 0,01 MPa til 3,22 MPa (Dahl mfl., 2013). Fra klassifiseringen gitt i tabell 2.3 kapittel 2.4.2 plasserer dette alunskiferen i kategorien lav til meget høy. I masteroppgaven til Catrine Pettersen Skippervik (2014) ble svellepotensialet til alunskifer, grønnskifer og tuff testet ved tre ulike testmetoder; svelling i pulverform, intakt prøve og fri svelling. Resultatene viste at alunskiferen viste lav svelling i pulverform, og at skiferen hovedsaklig sveller på grunn av skifrighet der vannet kan trenge inn i bergarten samt innhold av kalsittmineraler som kan absorbere vann.

Artikkelen av W. Steiner (1993) foreslår basert på en studie av en rekke tunneler hvordan svelletrykket målt i laboratoriet bør korreleres til in- situ forhold. I studiet er anhydritiske og rene leirskifre testet. Laboratorietestene av rene leirskifre viste svært høye svelletrykk opp mot 6-8 MPa. Ved å tilbakekalkulere svelletrykket lineren ble utsatt for, ble det funnet ut at in- situ svelletrykk varierte mellom 0,1- 0,3 MPa. I anhydritiske skifre ble svelletrykket målt enda høyere grunnet dannelsen av gips ved reaksjon med vann. Det ble også beskrevet hvordan store horisontalspenninger vil ha en forsterket effekt på svellende bergmasser.

På bakgrunn av dette ble det vurdert at svelletrykket funnet fra intakt berg tester måtte korreleres. For å finne et representativt svelletrykk som inngangsparameter i modelleringen ble Panthi-metoden brukt for å beregne in- situ svelletrykk. Dette ble diskutert med veileder Krishna K. Panthi (20.04.2023).

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sl}^{1.5}}{60} \quad (7.3)$$

Her er σ_s svelletrykket in- situ og σ_{sl} svelletrykket som finnes fra laboratorietester. I tabell 7.5 er svelletrykket fra intakt berg- testene korrelert ved å bruke ligning 7.3. Det største korrelerte svelletrykket blir 0,12 MPa.

Svellestene av intakt berg viste at svelletrykket etter tøyning minket, men fortsatt var tilstede.

Ved en tøyning på 1 % stabiliserte svelletrykket seg på 0,1- 0,2 MPa. I realiteten vil bergmassen tillates å deformere seg før endelig sikring etableres som gjør at et svelletrykk i denne størrelsesordenen vil være å forvente, og det er dette trykket sikringen må dimensjoneres for. På bakgrunn av dette vil det brukes et svelletrykk på 0,12 MPa og 0,2 MPa i den numeriske modelleringen.

Tabell 7.5: Korrelert svelletrykk ved Panthi- metoden

Prøvenummer	Svelletrykk lab	Korrelert svelletrykk
11 m	3,8 MPa	0,12 MPa
18 m	1,0 MPa	0,017 MPa

7.8 Design og valg av sikring

Sjakta har en estimert Q- verdi mellom 1-5 som beskrevet i kapittel 5.6.3. For å estimere sikring av bergrommet må spennvidden/ ESR finnes. Spennvidden på sjakta er satt til høyden av sjakta som er omtrent 15 m. ESR- verdien er vurdert til 0,8 som beskriver blant annet togstasjoner og offentlige anlegg. Sjakta skal fungere som en permanent inngang med et tilkoblet venterom som kommer til å ha mange besøkende, og ESR- verdien er derfor vurdert til å være lav. Spennvidde/ ESR blir 18,75 som plasserer sjakta i sikringsklasse 4 (6-9 cm fiberarmert sprøytebetong og bolting) eller 5 (9-12 cm fiberarmert sprøytebetong og bolting). Bolteavstand beregnet ved Q- systemet blir 1,7- 2,1 m. For en konservativ tilnærming er bolteavstand 1,7 m valgt for sikring i modellene.

Ved å bruke RMR- systemet havner bergmassen i kategorien 44- 60 basert på korrelasjonene gitt i tabell 7.1. Ved å gjøre en egen vurdering av parametrene blir verdien estimert i samme kategori, og det antas derfor at korrelasjonene kan brukes. Dette tilsvarer en bergmasseklasse på rimelig/ middels der det anbefales 4 m lange bolter med 1,5- 2 m bolteavstand, tabell 4.2 i kapittel 4.1.2 (Bieniawski, 1989). Valgene som ble tatt basert på Q- systemet korrelerer bra med disse vurderingene.

Det er valgt å bruke bolter av typen CT- bolt M24 utviklet av VIK Ørsta i modelleringen, som er den boltetypen som skal brukes i prosjektet (VIKØrsta, 2020). Boltene er utviklet for lang levetid tilpasset korrosive miljøer som i undersjøiske tunneler eller i syredannende bergarter som svartskifre. Boltene er en kombinasjonsbolt, og fungerer som øyeblikkelig sikring ved at den i første omgang endeforankres med en ekspansjonshylse, og deretter for permanent sikring ved at den støpes inn i sementmørtel. På denne måten får også bergmassen tid til å deformere seg før boltene gyses og gir et stivt system. Kombinasjonsboltene vil kunne ta last selv om deler av boltene har gått til brudd (NFF, 2020). Det er valgt å bruke 4 m lange bolter på bakgrunn av

anbefalinger fra RMR- vurderingen. I tabell 7.6 er bolteparametrene diameter, strekkstyrke og residual strekkstyrke funnet fra de tekniske spesifikasjonene til CT-bolt M24 (VIKØrsta, 2020), E- modulen er en typisk E- modul for stål og residual strekkstyrke er bestemt i samtale med veileder Eivind Sømme Berget basert på tidligere estimerte verdier.

Tabell 7.6: Boltegenskaper brukt i numerisk modellering.

Boltegenskaper	Verdi
Type bolt	CT-bolt M24
Bolt diameter	24 mm
Boltelengde	4 m
Bolt modul, E	200 GPa
Strekkstyrke	246 kN
Residual strekkstyrke	20 kN
Avstand ut av planet	1,7 m

Det ble estimert en sprøytebetongtykkelse på 6-12 cm. I Q- systemet er derimot ikke svelletrykk tatt hensyn til, og det antas derfor at det er behov for en tykkere sprøytebetong for å stå imot svelletrykket fra bergmassen. Det er derfor valgt en tykkelse på 15 cm. I de eksisterende tunnelene er det kontaktstøp med varierende tykkelse fra 15 cm til 30 cm. Det er valgt en tykkelse på 20 cm i modellen som et gjennomsnitt av antatte tykkelser. I tunnelen med plattform 4 som kobles til venterommet og sjakta er det kontaktstøp på vegger og tak, mens tunnelen med plattform 1 og 2 har kontaktstøp i hvelvet og i et lite parti på veggen sør for sjakta. Det er valgt betongstøp for sikring av tunneler og sprøytebetong for sjakta og venterommet i RS2 og RS3 med de samme inngangsparametrene. Tabell 7.7 viser parametrene som ble lagt inn i modellene som er valgt i samarbeid med veileder Eivind Sømme Berget.

Tabell 7.7: Sprøytebetong- egenskaper brukt i numerisk modellering.

Sprøytebetong	Verdi
Tykkelse	15 cm og 20 cm
Youngs modul	20 GPa
Poissons forholdstall	0,2
Enaksiell trykkstyrke	35 MPa
Residual enaksiell trykkstyrke	5 MPa
Strekkstyrke	5 MPa
Residual strekkstyrke	0

8 Stabilitetsanalyse

8.1 Oversikt inngangsparametre

Inngangsparametrene i stabilitetsvurderingene er funnet fra laboratorietester, analytiske og empiriske metoder. Parametrene fra laboratorietestene er presentert i kapittel 6, mens de vurderte inngangsparametrene er beskrevet i kapittel 7. I tabell 8.1 er inngangsparametrene som er brukt i stabilitetsanalysen oppsummert.

Tabell 8.1: Oversikt over parametre fra laboratorietester, beregnede og antatte verdier brukt i stabilitetsanalysen.

Parameter	Verdi	Henvisning
UCS	32 MPa	tabell 6.2
E- modul	30 GPa	tabell 6.2
Poissons forholdstall	0,23	tabell 6.2
Tetthet	2,74 g/m ³	tabell C.2
Strekkstyrke	7 MPa	kap. 7.4
Friksjonsvinkel	30°	kap. 7.4
Kohesjon	0,87 MPa	kap. 7.4
Dilasjonsvinkel	12°	kap. 7.4
Residual strekkstyrke	1,05 MPa	kap. 7.4
Residual friksjonsvinkel	15°	kap. 7.4
Residual kohesjon	0,13 MPa	kap. 7.4
Bergmassestyrke	3,02 MPa	kap. 7.2
Deformasjonsmodul	2,83 GPa	kap. 7.3
Skjærmodul	1,15 GPa	kap. 7.4
Svelletrykk	0,12 MPa og 0,2 MPa	kap. 7.7
Horisontalspenning	1,5 MPa	kap. 7.6

8.2 Analytiske stabilitetsvurderinger

8.2.1 Hoek og Marinos (2000)

Ved Hoek og Marinos (2000) ble den totale tøyningen uten sikring beregnet ved formel 4.3, som ble presentert i kapittel 4.2.1. σ_{cm} ble beregnet ved Panthi (2006) og Hoek et al. (2002). Barton-metoden ble ikke brukt siden denne ga veldig høye verdier i tillegg til at Q- verdiene som metoden baserer seg på er basert på en kjerneprøve og feltkartlegging utført av andre. Det ble derfor konkludert med at det ikke var representativt å bruke denne metoden for svartskiferen. Resultatene fra tøyningen er vist i tabell 8.2. For Hoek et al. (2002) ble det brukt en minimumsverdi og en maksimumsverdi av GSI som beskrevet i kapittel 7.1. Vertikalspenningen ble beregnet på bunnen av sjakta ved 15 m dybde. Ingen av de utregnede tøyningene var over 1 % som tyder på at deformasjonen ikke er kritisk for sjakta, og tøyningen plasseres i kategorien få sikringsproblem som

vist i figur 4.2 kapittel 4.2.1. Sjakta sin bredde er omtrent 10 m på det bredeste, og deformasjonen ble regnet ut ved å ta tøyningen ganger tunneldiameter ganger 100.

Tabell 8.2: Tøyning beregnet ved Hoek og Marinos (2000)

Metode	Tøyning [%]	Deformasjon [cm]
Panthi (2006)	0,36	3,57
Hoek et al. min. (2002)	0,26	2,57
Hoek et al. max. (2002)	0,10	1,03

8.2.2 Panthi og Shresta (2018)

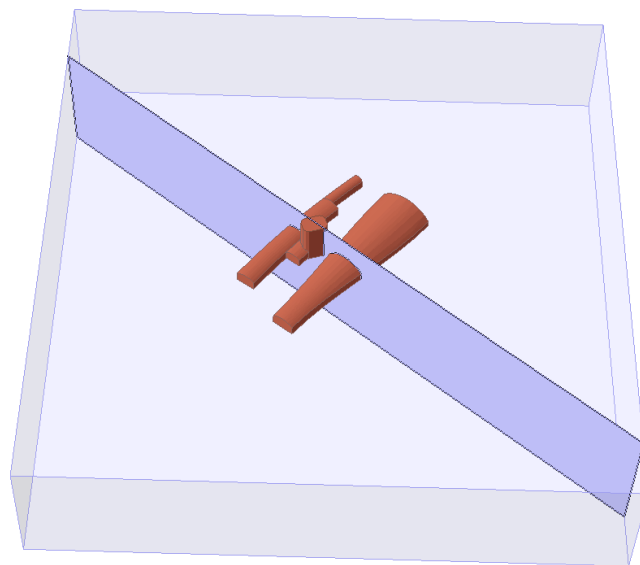
For tøyning beregnet ved Panthi og Shresta ble kun Panthi- metoden brukt for å beregne skjærmodulen, siden metodene begge er basert på svak og anisotrop bergmasse fra Himalaya. Tabell 8.3 viser beregning av den øyeblikkelige tøyningen og den tidsavhengige, endelige tøyningen slik de ble beregnet etter ligninger presentert i kapittel 4.2.2. I utregningen ble k - verdien valgt til 2 for å beskrive den høye horisontalspenningen ved grunne dyp. I beregningene i tabell 8.3 ble trykket fra sikringen satt til 0 for å finne tøyningen uten sikring. Tøyningen viste langt under 1 % som indikerer at stabiliteten ikke er kritisk og at det ikke vil bli stabilitetsproblemer tilknyttet stor deformasjon i sjakta. Den endelige tøyningen ble 5 ganger så stor som den øyeblikkelige tøyningen. Dette viser at berget på stedet ikke deformerer seg med en gang, men bruker en viss tid før det når sin totale deformasjon.

Tabell 8.3: Tøyning beregnet ved Panthi og Shresta (2018)

Metode	Tøyning [%]	Deformasjon [cm]
Øyeblikkelig tøyning	0,0073	0,073
Endelig tøyning	0,015	0,15

8.3 Analyse med RS2

Det ble laget et snitt av modellen fra RS3 vinkelrett på tunnelene på Tøyen T- banestasjon for å analysere i RS2, se figur 8.1. I snittet blir sjakta og tunnelene tatt med, mens venterommet blir ikke vist. I RS2 ble det forsøkt å simulere svelletrykket som oppstår i berggrunnen og analysere deformasjonen til sjakta og tunnelene. Det ble laget elastiske og plastiske modeller av situasjonen i RS2. For elastiske analyser vil ikke bergmassen gå til brudd, og vil i teorien kunne deformere seg uendelig. Dersom spenningen og lasten fjernes fra bergmassen vil bergmassen gå tilbake til opprinnelig form. En bergmasse med plastiske egenskaper derimot, tillates å gå til brudd. For den plastiske analysen skal omfanget av bruddsonen til bergmassen og den totale deformasjonen undersøkes. I den elastiske analysen skal spennings situasjonen og styrkefaktoren analyseres. Det ble laget en elastisk modell og tre plastiske modeller. De plastiske modellene ble laget med varierende svelletrykk; uten svelletrykk, 0,12 MPa svelletrykk og 0,2 MPa svelletrykk.



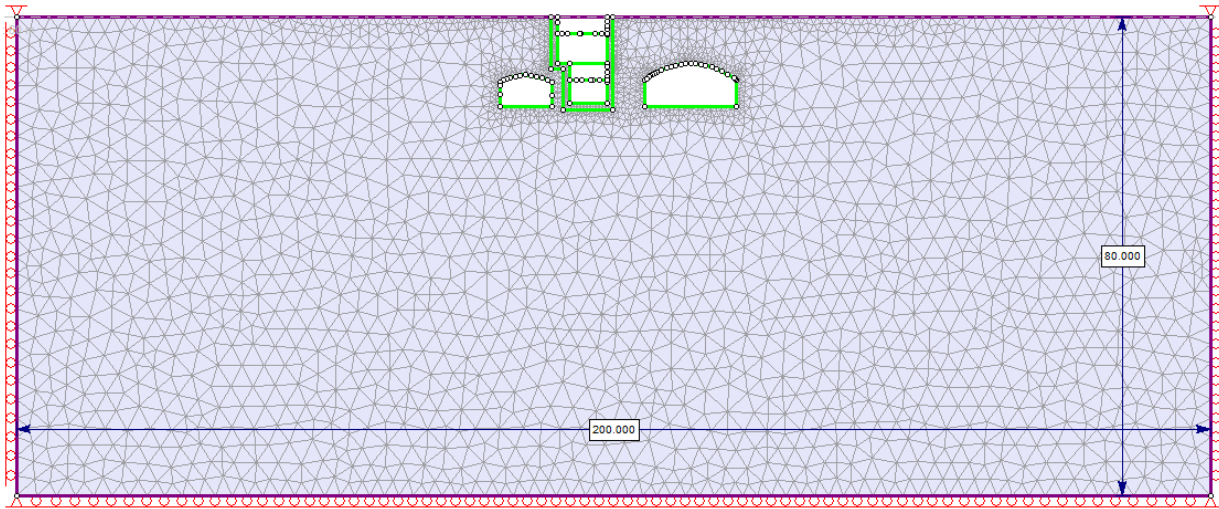
Figur 8.1: Snitt tatt fra RS3 modell vist som plan i mørk lilla. Snittet er vinkelrett på tunnelene på stasjonen.

8.3.1 Metode

Geometri og grensebetingelser

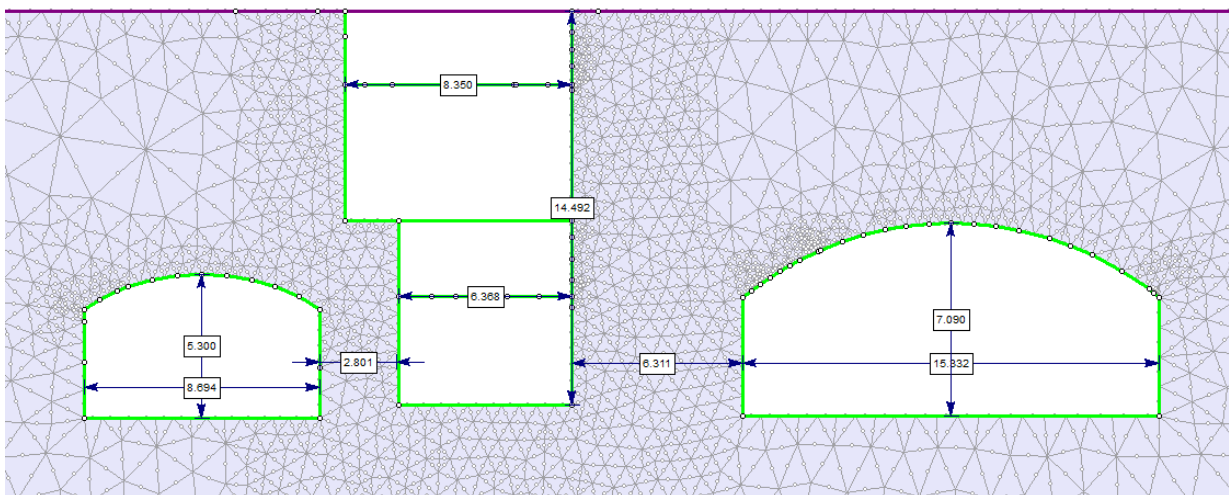
Snittet som ble analysert i RS2 skiller seg fra modellen i RS3 ved at den har et innhakk på den ene siden. Sjakta i RS3 ble forenklet ved at den ble tatt ut i samme tverrsnitt helt ned, der sjakta i virkeligheten har en mer komplisert geometri. Det ble laget en modell med ytre grenser på omtrent 4 ganger lengde av sjakt i y- retning og 4 ganger bredde av tunneler pluss sjakt i x- retning for å redusere numerisk effekt. I x- retning er modellen 200 m og i y- retning er modellen

80 m, se figur 8.2. Hjørnene av modellen er låst i x- og y- retning, mens sidene er låst i x- retning og bunnen er låst i y- retning. Toppen er fri siden dette er overflaten. Fordi løsmassedekket er såpass lite i området er dette ikke tatt med i modellen, da det er tolket å ikke påvirke resultatene.



Figur 8.2: Modellen i RS2 med mål på ytre grenser, 3- nodede triangler og gitte grensebetingelser.

Sjakta i snittet har en høyde på 14,5 m, en bredde på 8,35 m på det største punktet og 6,4 m på det smaleste på snittet. Minste avstand til spor 1 og 2 er omtrent 4,1 m og den vil ligge helt inntil plattform 4 ved å kobles sammen med et venterom. På snittet er avstanden til tunnelen for spor 4 (til venstre for sjakta på modellen) 2,8 m og til spor 1 og 2 (til høyre for sjakta) 6,3 m. Tunnelen til spor 4 er 5,3 m høy og tunnelen for spor 1 og 2 er 7,1 m høy.



Figur 8.3: Modell med mål på sjakta og tunnelene i RS2.

Mesh

Det ble brukt 6 nodede triangler for den elastiske modellen og 3 nodede triangler for de plastiske modellene med en graderingsfaktor på 0,3. 6 nodede triangler gir en mer detaljert modellering enn 3 nodede. For de plastiske modellene var det utfordrende å få modellene til å konvergere med 6 nodede triangler og det ble derfor brukt 3 nodede triangler her. I tillegg ble tettheten på nodene økt i et området rundt sjakta på alle modellene for en mer detaljert modellering.

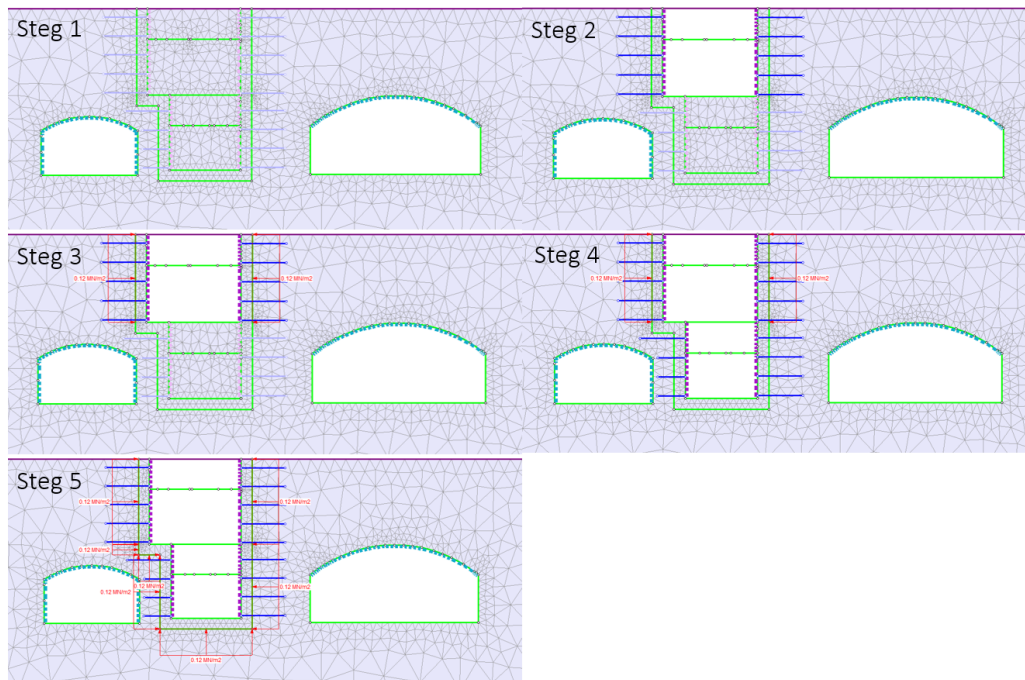
Iterasjoner og toleranse

Det ble valgt en toleranse på 0,001 og antall iterasjoner på 10 000. Rocscience anbefaler en toleranse på 0,001- 0,01 (Rocscience, u.å). Dersom toleranseverdien ikke nås innen antall iterasjoner konvergerer ikke modellen, og det ble derfor valgt et høyt antall iterasjoner. Hvis toleransen blir satt til over 0,01 vil ikke resultatet bli nøyaktig nok.

Steg

Det ble modellert med 5 steg. I det første steget ble situasjonen slik den er i dag simulert. Den lille tunnelen har en betongutstøpning på vegger og tak, mens den store har betongutstøpning rundt hvelvet. Tykkelsen på betongen varierer mellom 10- 30 cm, og det ble derfor valgt en tykkelse på 20 cm i snitt på alle modellene. I steg 2 ble første del av sjakta drevet og sikring på sjaktas første del ble lagt til. Svelletrykk på første del av sjakta ble lagt til i steg 3. I steg 4 ble andre del av sjakta drevet og sikring ble lagt til, før svelletrykket på andre del av sjakta ble lagt til i steg 5. For modellene uten svelletrykk er det kun 3 steg, der steg 3 og 5 er fjernet. Figur 8.4 illustrerer hvordan tunnelene og sjakta ble drevet i de forskjellige stegene. Her er det vist med et svelletrykk på 0,12 MPa.

- Steg 1 Tunnelene er drevet med dagens sikring
- Steg 2 Første del av sjakta er drevet og sikring lagt til
- Steg 3 Svelletrykk første del av sjakta
- Steg 4 Andre del av sjakta er drevet og sikring lagt til
- Steg 5 Svelletrykk andre del av sjakta



Figur 8.4: Beskrivelse av steg i RS2.

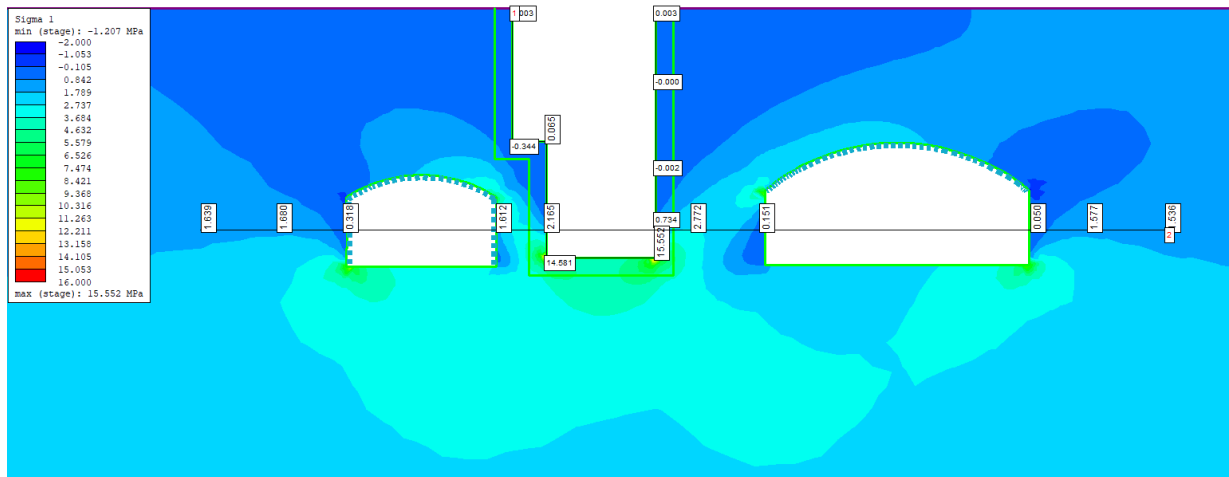
I modellen i RS2 ble svelletrykket lagt som en last som virker vinkelrett på sjakta i en avstand av 1 m. Dette er for å simulere området svelletrykket kan oppstå. Forvitringssonen går vanligvis ikke lengre enn 1 m ned i bakken som også vil være i området svellingen av bergmassen vil kunne foregå (NGI, 2021).

8.3.2 Analyse og resultater elastisk modell

Det ble laget én elastisk modell uten sikring og svelletrykk for å analysere spenningssituasjonen og styrkefaktoren.

Spenningsanalyse

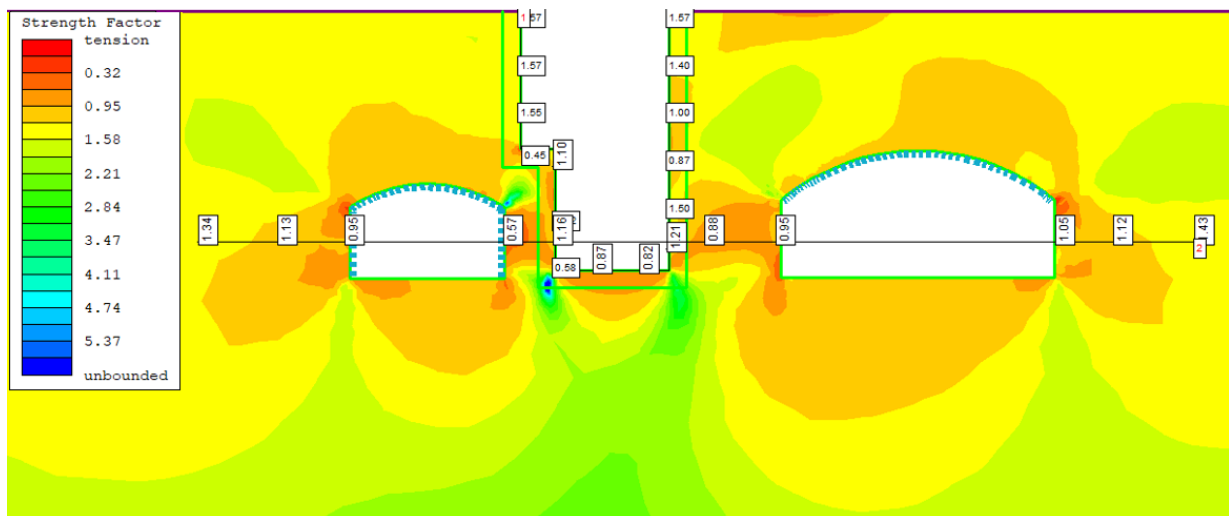
Det ble gjort en spenningsanalyse for å vurdere hvor de største spenningskonsentrasjonene opptrer i den elastiske modellen. Resultatene viste at de høyeste spenningene forekom i hjørnene på bunnen av sjakta og tunnelene, se figur 8.5. Rød farge viser de høyeste spenningene mens blå farge viser de minste. Siden det er lav overdekning vil ikke vertikalspenningene bli så store og det er tydelig på modellen at spenningskonsentrasjonene i veggene er relativt små. Den låste horisontalspenningen på 1,5 MPa bidrar til at spenningskonsentrasjonene er størst i gulv og tak.



Figur 8.5: σ_1 - analyse av snittet i RS2. Rød farge viser de største spenningskonsentrasjonene, mens blå farge viser de minste.

Styrkefaktor

Styrkefaktoren kan brukes for å analysere om bergmassen går til brudd for en elastisk analyse. Den beregnes ved forholdet mellom bergmassens styrke og de induserte bergspenningene, og dersom verdien er under 1 tyder det på at bergmassen har gått til brudd. Hvis dette er tilfelle, bør en plastisk analyse gjøres for å få mer informasjon om bergmassens deformasjon. Resultatene viste at mye av områdene rundt sjakta og tunnelene hadde en styrkefaktor under 1, se figur 8.6. Her beskriver mørk oransje farge en styrkefaktor under 1. Videre, viste resultatene at nesten hele langsiden av sjakta og alle områdene rundt tunnelene var kritiske. Styrkefaktoren var lavest mellom den lille tunnelen og sjakta, og i hjørnene av tunnelene. Siden så mye av områdene har en lav styrkefaktor, antas det at bergmassen oppfører seg plastisk. Det ble derfor laget plastiske modeller for videre analyse av bergrommene.



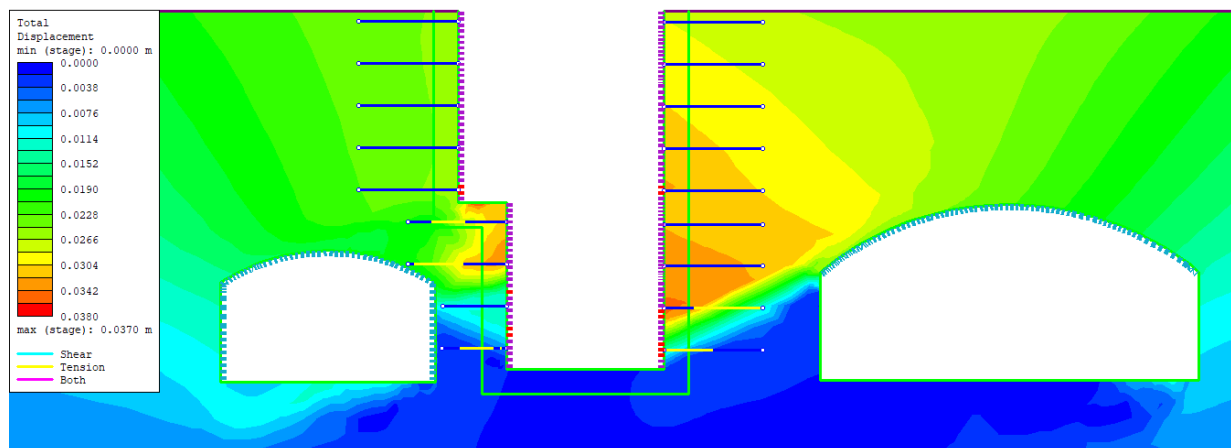
Figur 8.6: Utklipp fra elastisk modell som viser styrkefaktoren.

8.3.3 Analyse og resultater plastisk modell

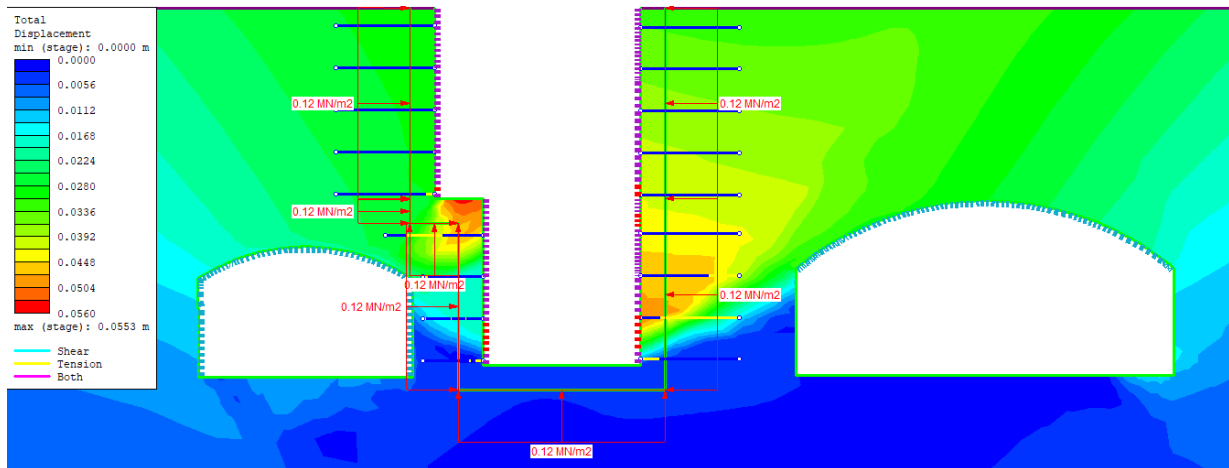
Det ble laget modeller der bergmassen ble gitt plastiske egenskaper for å undersøke deformasjon, bruddsone og bruddomfang på bolter og sprøytebetong i modellene. For å finne ut hvor mye tilført svelletrykk påvirket resultatene, ble det laget flere modeller med varierende svelletrykk. Fra kapittel 7.7 ble det diskutert at et svelletrykk på 0,12 MPa kunne forventes. I tillegg ble det av observasjoner av svellestest av intakt berg funnet at et svelletrykk opptil 0,2 MPa kunne forventes etter en tøyning på 1%. Det ble forsøkt å bruke et svelletrykk på 0,3 MPa, men da ble modellen for ustabil og konvergente ikke. På bakgrunn av dette ble brukt et svelletrykk på 0,12 MPa og 0,2 MPa i modellene. I modellene ble deformasjonen nullstilt fra andre steg, siden de eksisterende tunnelene ble antatt å ha deformert seg ferdig og det var ønskelig å kun undersøke sjaktas påvirkning på deformasjonen.

Deformasjon

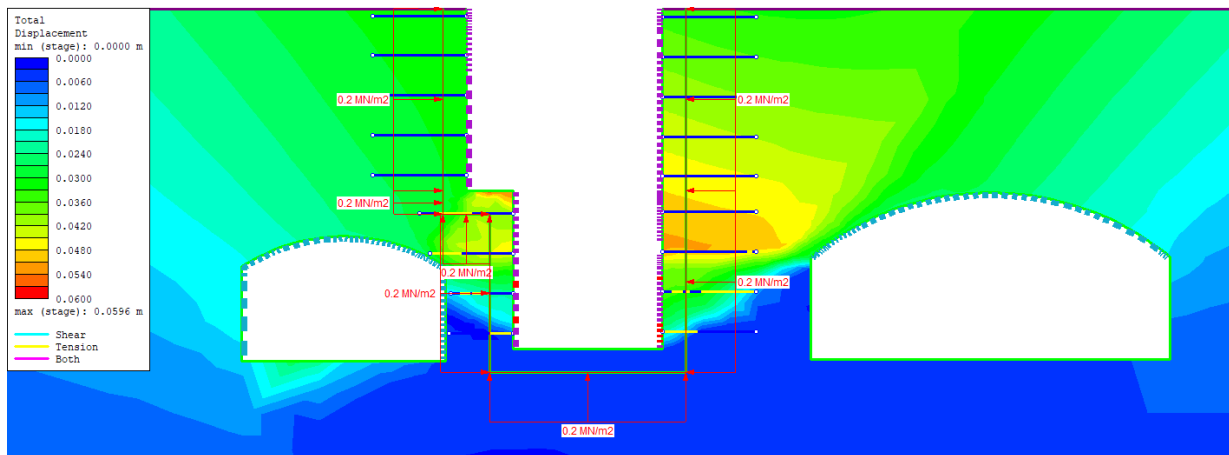
Figur 8.7, 8.8 og 8.9 viser den totale deformasjonen rundt sjakta og tunnelene for modellene. Fra øverst til nederst er henholdsvis modellen med 0, 0,12 og 0,2 MPa svelletrykk. Deformasjonen for alle modellene er størst i nederste halvdel av sjakta, der sjakta ligger i kort avstand til de eksisterende tunnelene. Spisse hjørner kan ofte skape trøbbel i modellering, som også er tilfelle her. Der sjakta har et innhakk viser alle modellene en stor deformasjon. Dette må analyseres videre i RS3.



Figur 8.7: Total deformasjon av modell uten svelletrykk.

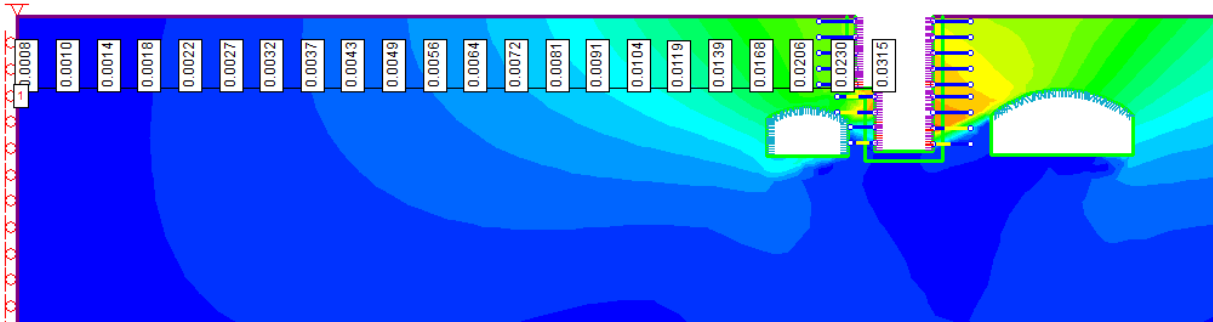


Figur 8.8: Total deformasjon av modell med 0,12 MPa svelletrykk.

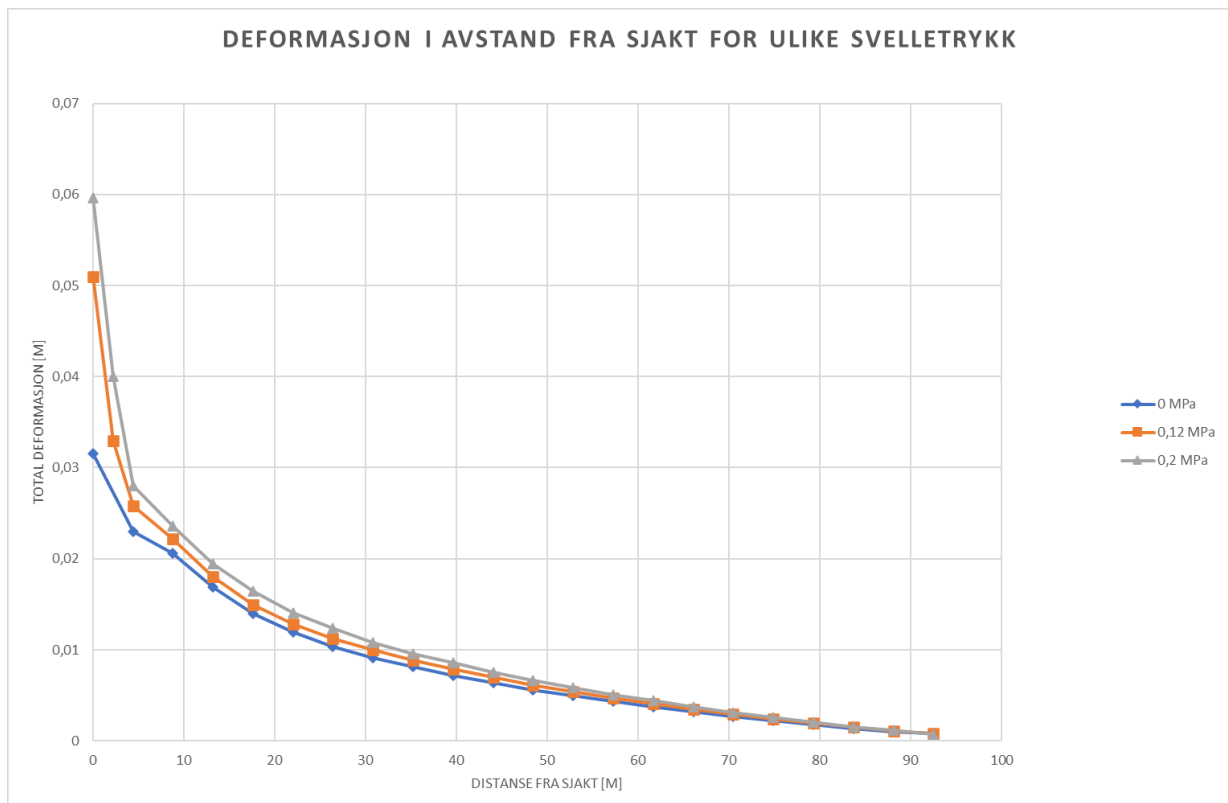


Figur 8.9: Total deformasjon av modell med 0,2 MPa svelletrykk.

Det ble laget en “query” fra sjaktas venstre vegg til ytre modellgrense til høyre for å se på deformasjonsutviklingen for de ulike modellene, se figur 8.10. Her er modellen uten svelletrykk brukt som eksempel. Graf over deformasjonen gitt i avstand fra sjakta for modell uten svelletrykk, og med et svelletrykk på 0, 0,12 og 0,2 MPa er vist i tabell 8.11. I tabell 8.4 er maksimum deformasjonen for de tre scenariene beskrevet der det kommer frem at deformasjonen er økende for økende svelletrykk.



Figur 8.10: Query av modellen uten svelletrykk.



Figur 8.11: Deformasjonsutvikling i økende avstand fra sjakta for modeller med svelletrykk variert fra 0- 0,3 MPa.

Tabell 8.4: Maksimum deformasjon for 0, 0,12 og 0,2 MPa svelletrykk.

Scenario	Maks. deformasjon [cm]
0 MPa	3,7
0,12 MPa	5,5
0,2 MPa	6,0

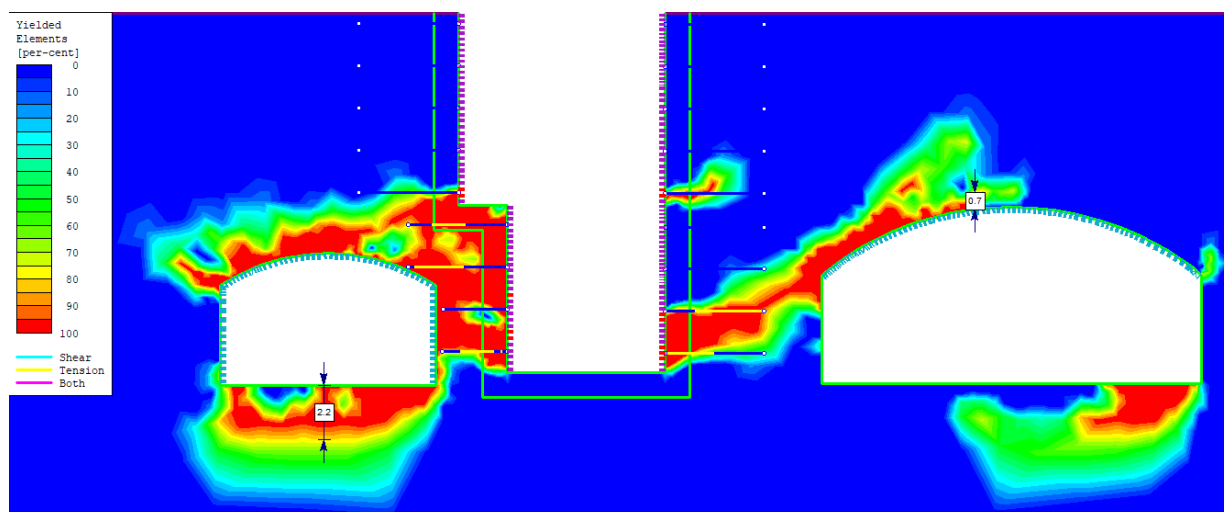
Bruddannelse

Figur 8.12, 8.13 og 8.14 viser bruddsonene for modell uten svelletrykk, 0,12 MPa svelletrykk og 0,2 MPa svelletrykk, der rød farge beskriver områder som har gått fullstendig til brudd. Resultatene viste at bruddsonen økte for økende svelletrykk. Bruddsonen er størst i områdene på nederste del av sjakt, rundt den lille tunnelen og i en sone fra bunnen av sjakt og til toppen av den store tunnelen. Størrelsen til bruddsonen ble målt ved to punkt; under tunnelen til venstre (Bruddsonen 1) og over den største tunnelen til høyre (Bruddsonen 2). Tabell 8.5 viser en oversikt over størrelsen til Bruddsonen 1 og Bruddsonen 2 for de ulike modellene.

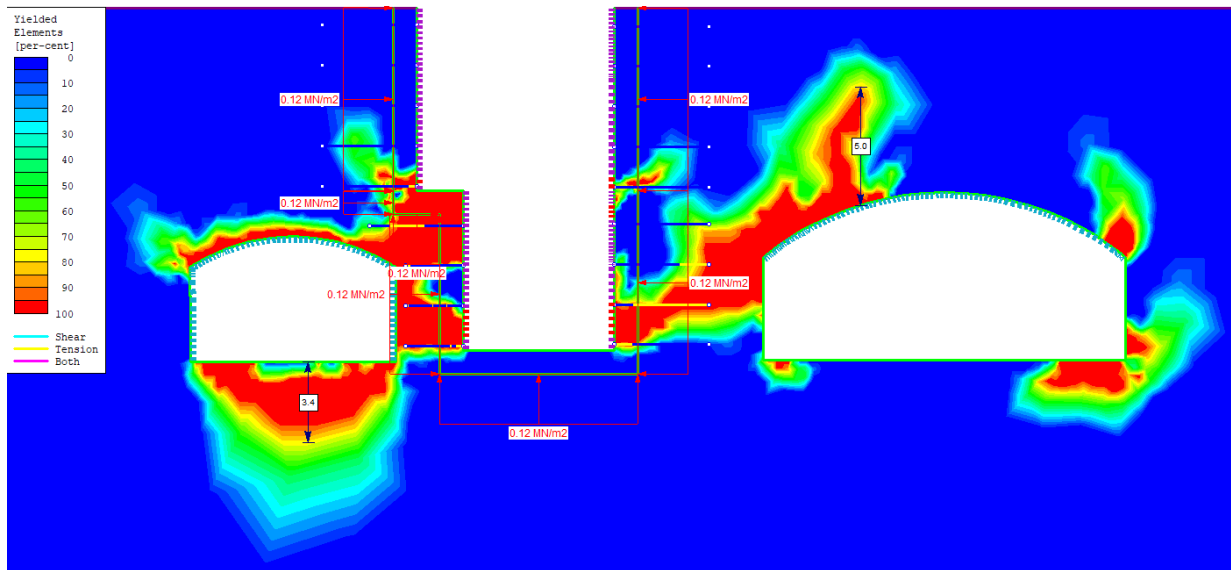
Tabell 8.5: Størrelsen til Bruddsonen 1 og Bruddsonen 2 beskrevet for modellene med 0, 0,12 og 0,2 MPa svelletrykk.

Svelletrykk [MPa]	Bruddsonen 1 [m]	Bruddsonen 2 [m]
0	2,2	0,7
0,12	3,4	5,0
0,2	4,1	6,8

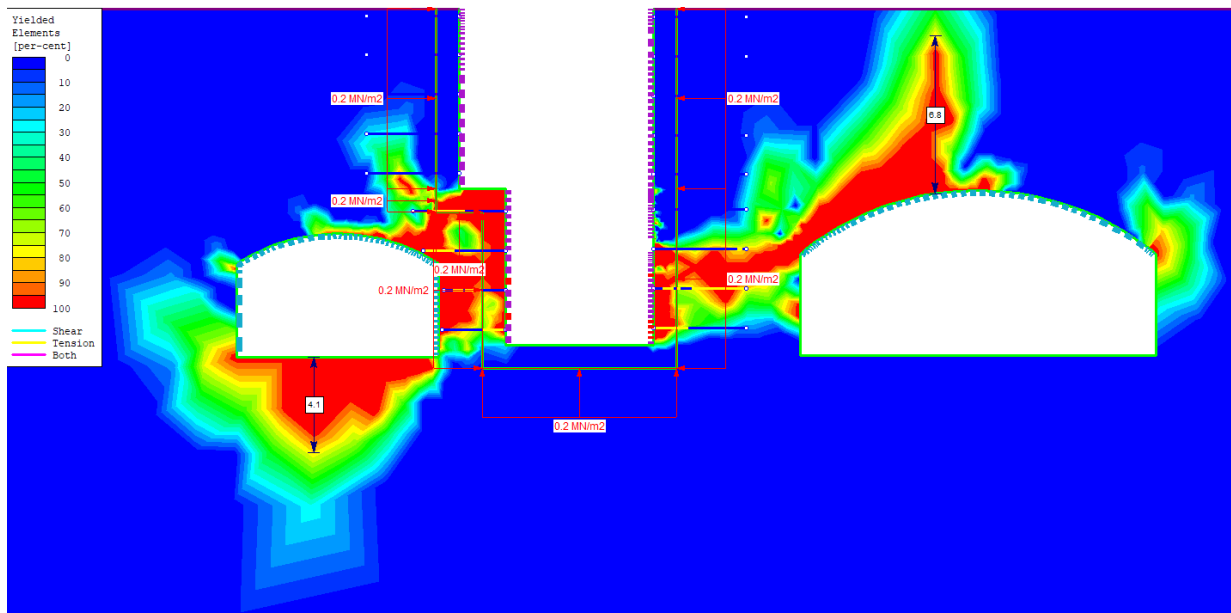
På figurene er bruddannelse vist som gule områder på boltene og røde områder på sprøytebetongen. Resultatene viste at bruddannelse på sprøytebetongen og boltene er størst i nedre halvdel av sjakta som er der den største bruddsonen og deformasjonen foregår. Boltene går i strekkbrudd, og der de går til brudd følger hovedsaklig den største bruddannelse på stedet. Siden ikke hele boltene går til brudd på noen av modellene, vil det si at boltene fortsatt tar last. Noen steder derimot, går nesten hele boltene til brudd som kan være kritisk, og det bør vurderes å øke boltelengden på disse stedene.



Figur 8.12: Bruddsonen rundt sjakt og tunneler for modell uten svelletrykk.



Figur 8.13: Bruddzone rundt sjakt og tunneler for modell med 0,12 MPa svelletrykk.



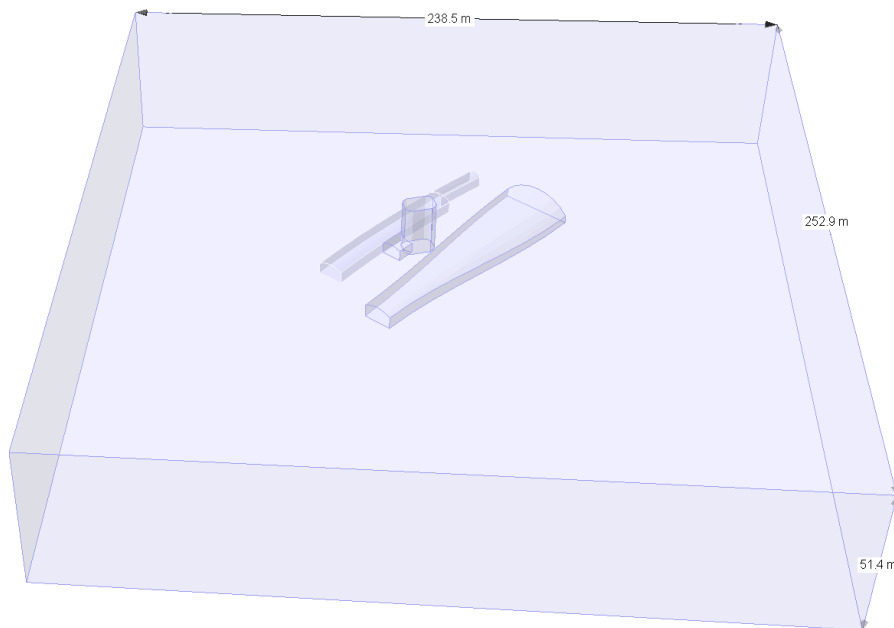
Figur 8.14: Bruddzone rundt sjakt og tunneler for modell med 0,2 MPa svelletrykk.

8.4 Analyse med RS3

Ved å lage en modell i RS3 oppnås et 3D bilde av sjakta og tunnelene. Det var ønskelig å analysere deformasjonen på sjakta og venterommet, påvirkningen på tunnelene rundt og studere bruddsonen i 3 dimensjoner. De samme inngangsparametrene ble brukt i RS3 som i RS2, gitt i tabell 8.1

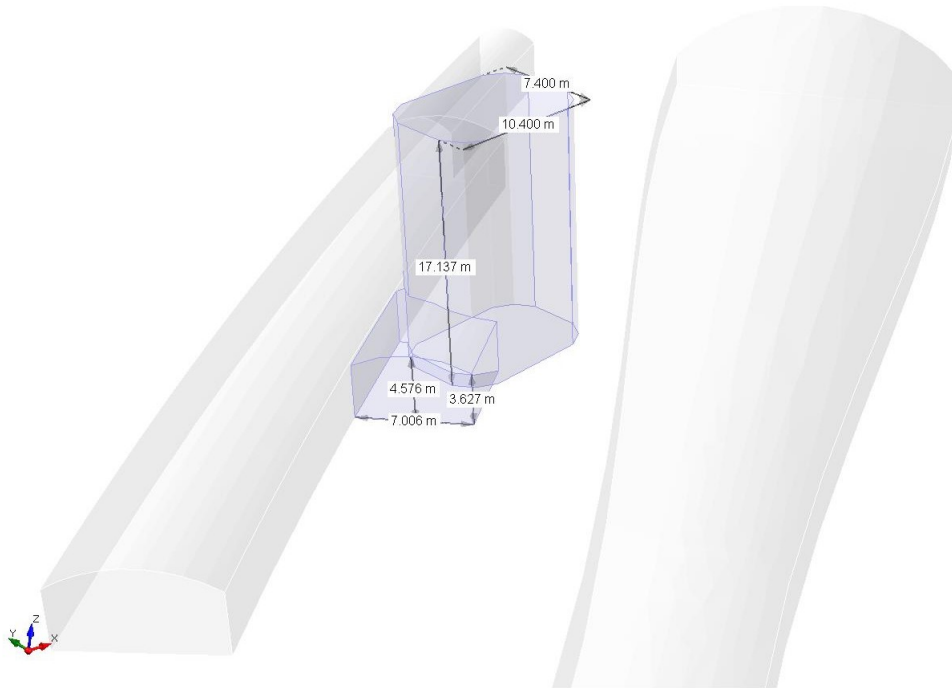
8.4.1 Metode

De eksterne grensene til modellen ble satt til å være 3 ganger modellen i alle retninger for å redusere numerisk effekt og likevel ha en modell som kjører, se figur 8.15.



Figur 8.15: Modell med ytre grenser i RS3.

Mål på sjakta er vist i figur 8.16. Sjakta er 17,1 m lang, som skiller seg fra snittet i RS2, men som forklares med at sjakta tas ut i fullt tverrsnitt helt ned. Tverrsnittet av sjakta er 10,4x7,4 m. Venterommet har en høyde på 4,6 m og et spenn på 7 m. Det ble brukt standard restrains for undergrunnsanlegg i modelleringen.



Figur 8.16: Modell med mål på sjakt og venterom i RS3.

Mesh

For å oppnå en detaljert modellering som konvergerer ble det brukt gradert mesh med 4- nodede triangler. Tettheten til nodene ble økt på volumet av sjakta for en høyere nøyaktighet i dette området.

Iterasjoner og toleranse

Det ble brukt en toleranse på 0,001 og antall iterasjoner ble valgt til 10 000 som er samme valg som i RS2.

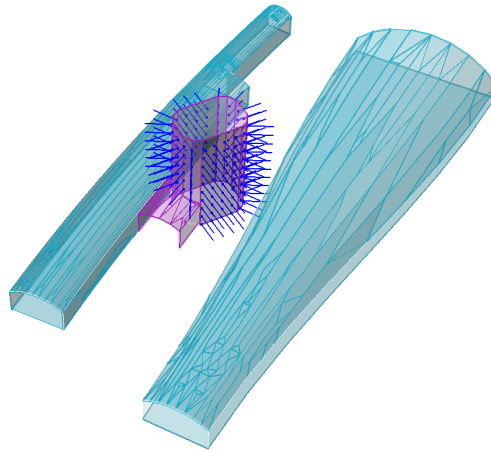
Steg

Det ble valgt tre steg for modelleringen i RS3 som beskrevet i punktlisten under. I det første steget ble tunnelene drevet med sikring mest mulig lik slik den er i dagens situasjon. Det ble i tillegg lagt en liner på bunnen av tunnelene. Her ble det observert stor deformasjon, som ville unngås i modelleringen siden det antas at tunnelene har deformert seg ferdig. På figur 8.17 vises den totale sikringen som er påført i modellen. Sikringen av tunnelene som ble lagt til i steg 1 er vist med lys blå farge. I det andre steget ble sjakta og venterommet drevet og sikring ble tilført. Dette ble gjort i et steg for å redusere kompleksiteten til modellen. Sprøytebetongen på sjakta og venterommet er vist i lilla farge og boltene i mørkeblå farge. Egenskapene til sikringen er beskrevet i kapittel 7.8. I det siste steget ble svelletrykk påført. Svelletrykket ble lagt til som en

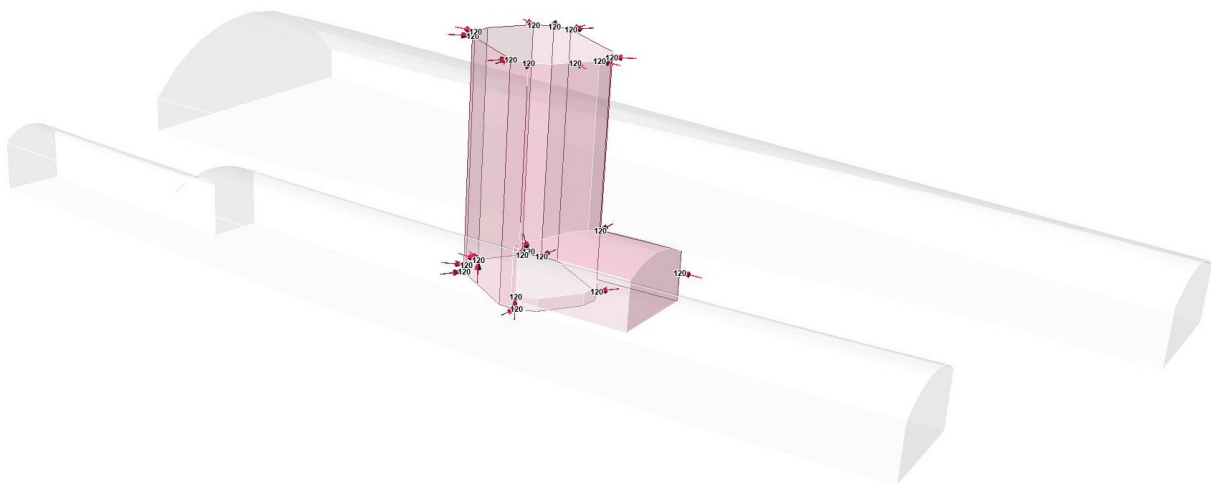
last som virket direkte på sjakta og venterommet og innover i trykk, se figur med et svelletrykk på 0,12 MPa 8.18. Det ble også laget en modell uten svelletrykk, og denne modellen består kun av steg 1 og 2.

- Steg 1 Tunnelene er drevet med sikring lik dagens situasjon
- Steg 2 Sjakta er drevet og sikring er tilført
- Steg 3 Svelletrykk er tilført på sjakta

Ved å velge steg 1 som et referansesteg blir ikke deformasjonen fra dette steget tatt med, siden det antas at tunnelene har deformert seg ferdig.



Figur 8.17: Sikring som er tilført i steg 1 og 2. Lys blå beskriver sprøytebetong på tunneler, lilla beskriver sprøytebetong på sjakta og venterom, mens boltene er vist i mørk blå farge.



Figur 8.18: Svelletrykk på 0,12 MPa påført direkte på flatene på sjakta og venterommet.

Modeller

Det ble laget 3 plastiske modeller i RS3 med samme inngangsparametre som den plastiske analysen i RS2. Scenarioene er de samme som i RS2; uten svelletrykk, med 0,12 MPa svelletrykk og med 0,2 MPa svelletrykk. Det ble ikke laget elastiske modeller i RS3.

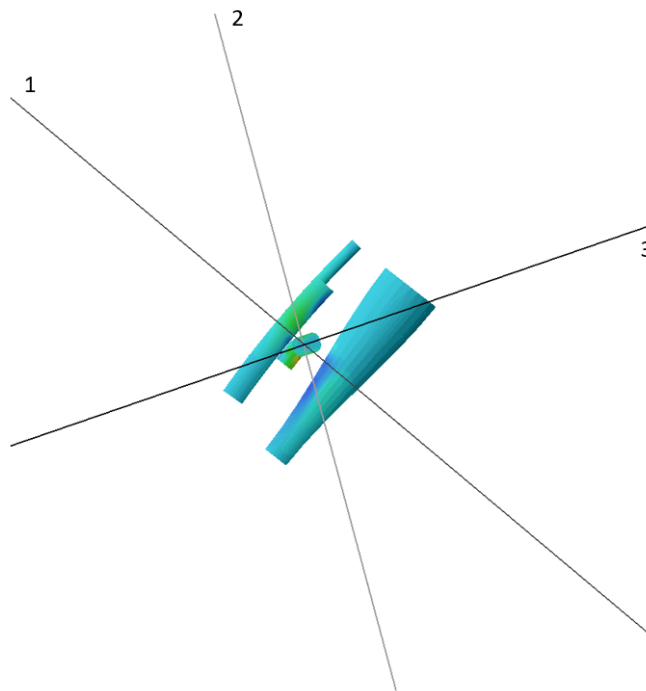
Forenklinger

Forenklinger av modellen ble gjort på grunn av kompleks geometri som skapte utfordringer for modelleringen. Tunnelen til spor 1 og 2 fra plattformen har et økende tverrsnitt før tunnelen går over i tre forskjellige tunneler. Her ble tunnelene samlet i en modell med økende tverrsnitt. Sjakta ble tatt ut med fullt tverrsnitt helt ned mot tunnelen til spor 1 og 2. Resultatet blir et større berguttak i modellen og mindre gjenværende bergmasse mellom sjakt og tunnelen til spor 1 og 2. På grunn av utfordringer med å koble venterommet på tunnelen til spor 4 ble ikke dette gjort, men volumene ble plassert helt inntil hverandre.

8.4.2 Analyse og resultater

Det ble laget 3 plan for å analysere resultatene, vist i figur 8.19:

1. Vinkelrett på tunnelene (samme som i RS2- snitt)
2. Vinkelrett på sjaktas lengste vegg
3. Vinkelrett på sjaktas korteste vegg



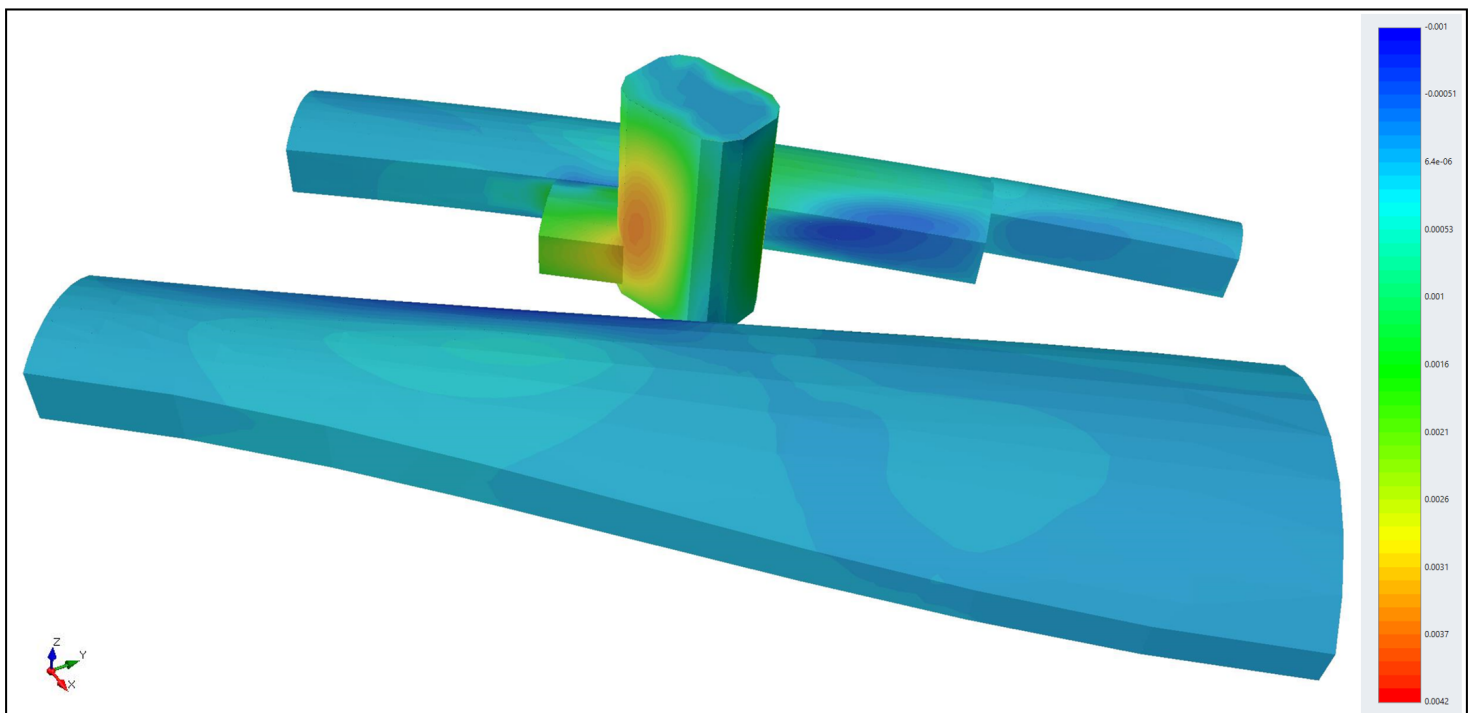
Figur 8.19: Modell i RS3 med 3 plan for å analysere resultatene.

Deformasjon

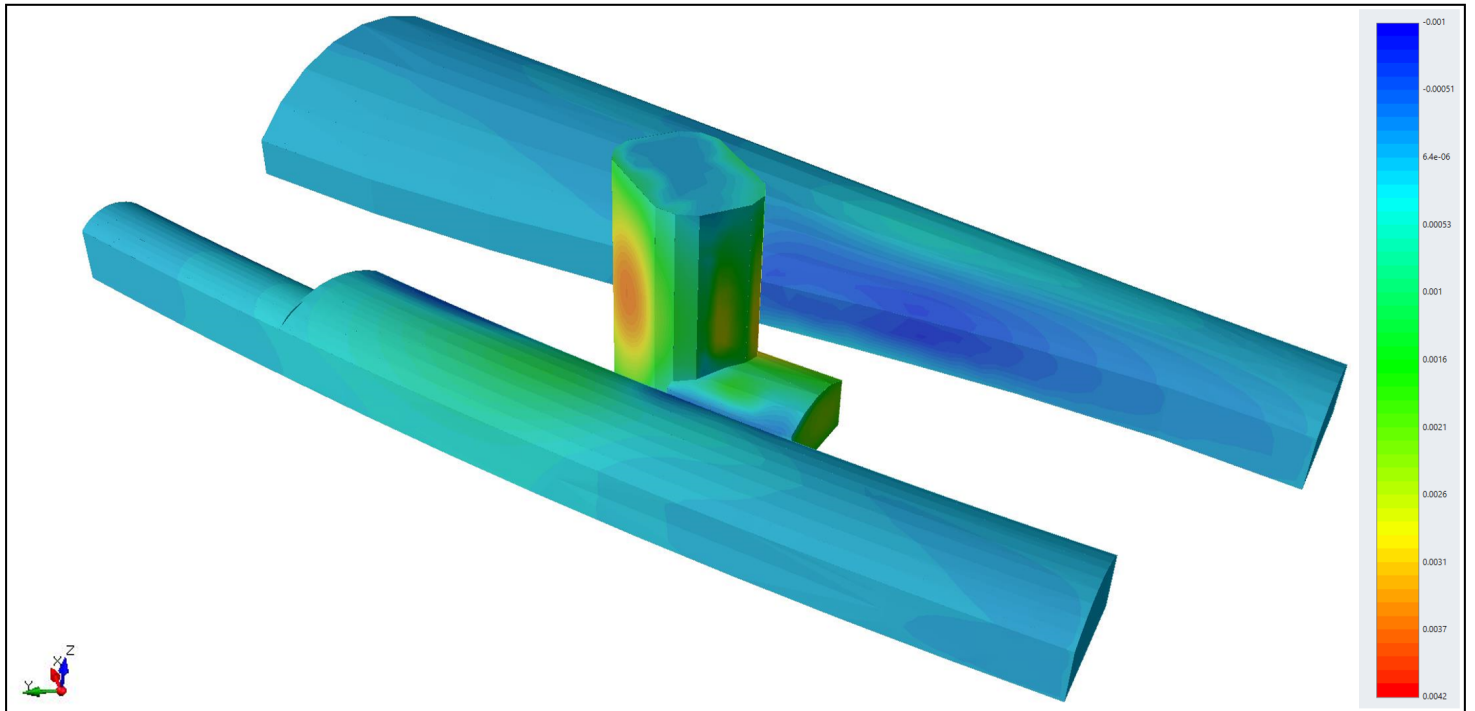
Deformasjonen er vist for hele modellen fra begge sider for å vise utbredelsen av deformasjonen. Modellen uten svelletrykk er vist i figur 8.20 og 8.21, modellen med 0,12 MPa svelletrykk er vist i figur 8.22 og 8.23, og modellen med 0,2 MPa svelletrykk er vist i figur 8.24 og 8.25. I tillegg er det laget tre plan for hvert av scenariene som vist i figur 8.19. Bildene av planene er presentert i vedlegg D, figur D.1, D.2 og D.3. Deformasjonen ved de tre scenarioene er analysert ved å studere oversiktsbildene og de tre planene. På alle figurene er deformasjonen vist i meter.

Modellene viser at de største deformasjonene er på de største sjaktveggene og mellom sjakta og tunnelene. Samme tendens finnes for alle modellene, men med økende deformasjon for økende svelletrykk. For scenariene med svelletrykk oppstår de største deformasjonene på den største sjaktveggen mot den største tunnelen. Modellen uten svelletrykk har omtrent like stor deformasjon på begge de største sjaktveggene.

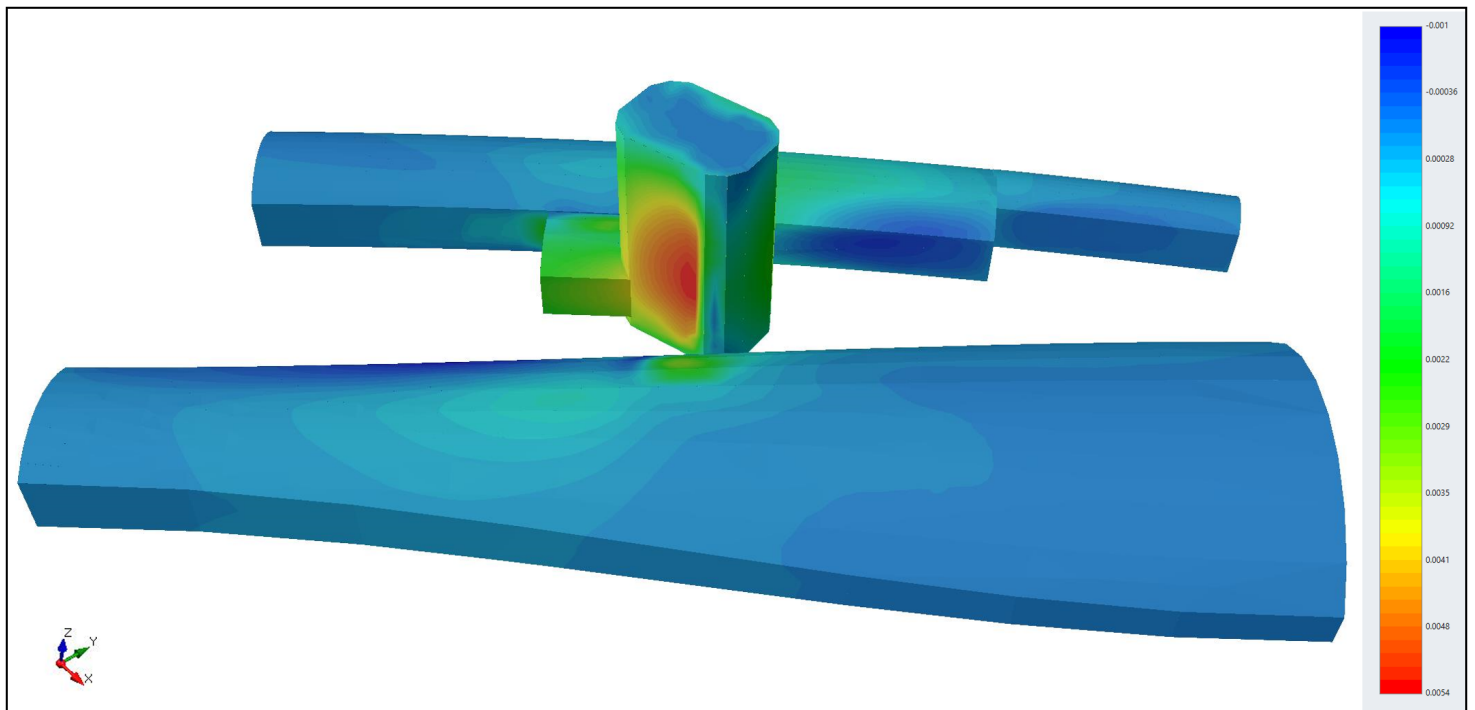
Ved å studere snitt 1 og 2 for alle scenariene er det tydelig at byggingen av sjakta fører til økt deformasjon på tunnelene. Sjakta og venterommet påvirker deformasjonen på den lille tunnelen for alle modellene (også modellen uten svelletrykk), og med økende deformasjon for økende svelletrykk. For scenariet uten svelletrykk blir ikke den store tunnelen påvirket på snittene, mens med svelletrykk får områdene rundt den store tunnelen økende deformasjon.



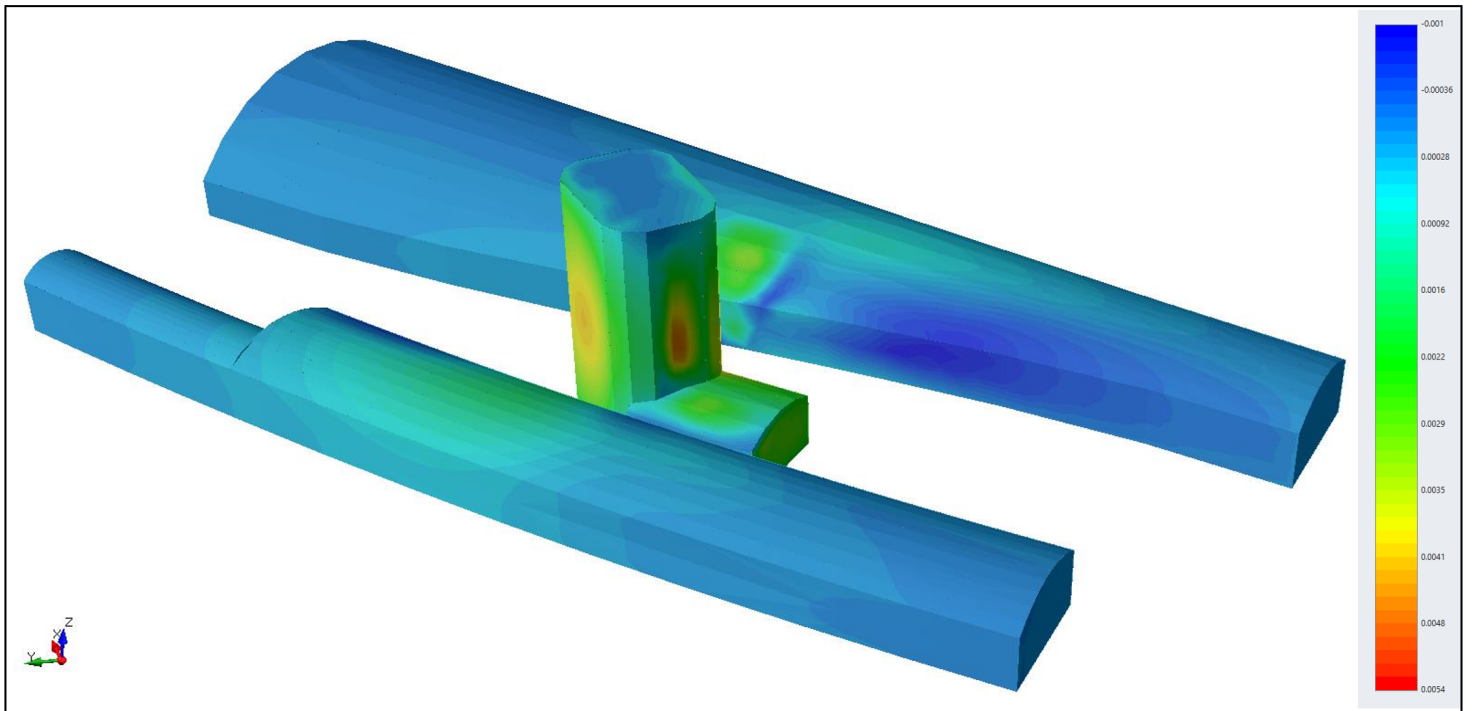
Figur 8.20: Resultat av total deformasjon [m] for scenariet uten svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.



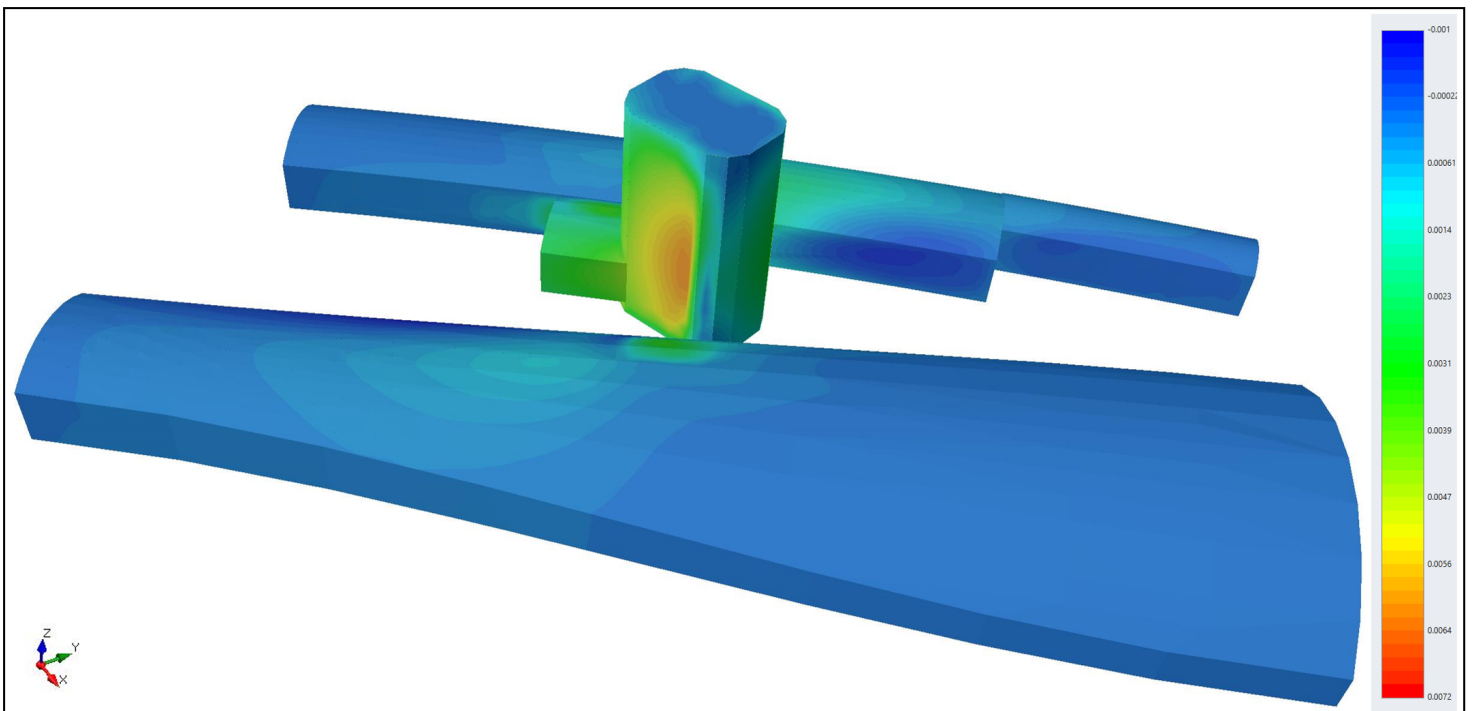
Figur 8.21: Resultat av total deformasjon [m] for scenariet uten svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.



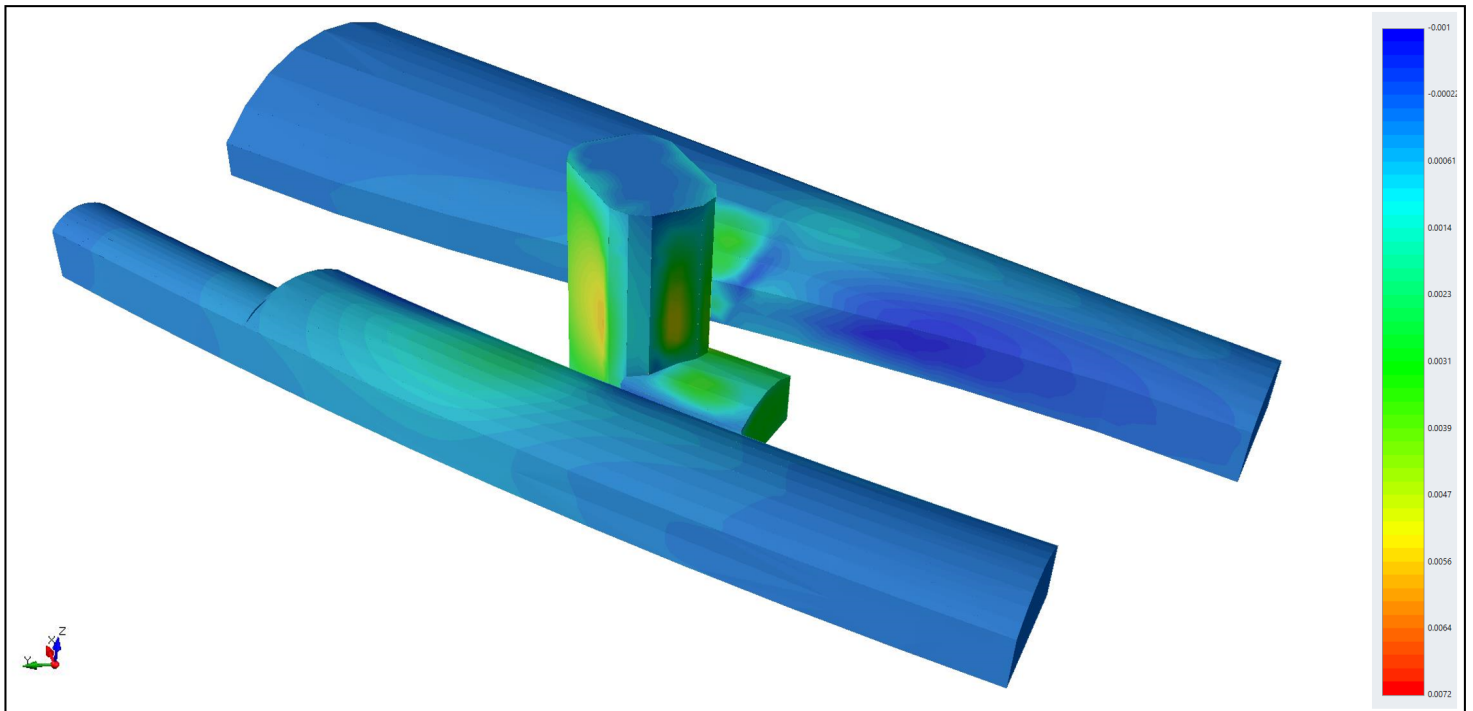
Figur 8.22: Resultat av total deformasjon [m] for scenariet med 0,12 MPa svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.



Figur 8.23: Resultat av total deformasjon [m] for scenariet med 0,12 MPa svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.



Figur 8.24: Resultat av total deformasjon [m] for scenariet med 0,2 MPa svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.



Figur 8.25: Resultat av total deformasjon [m] for scenariet med 0,2 MPa svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.

Maksimum deformasjon øker med 0,3 cm fra uten svelletrykk til 0,2 MPa svelletrykk, se tabell 8.6.

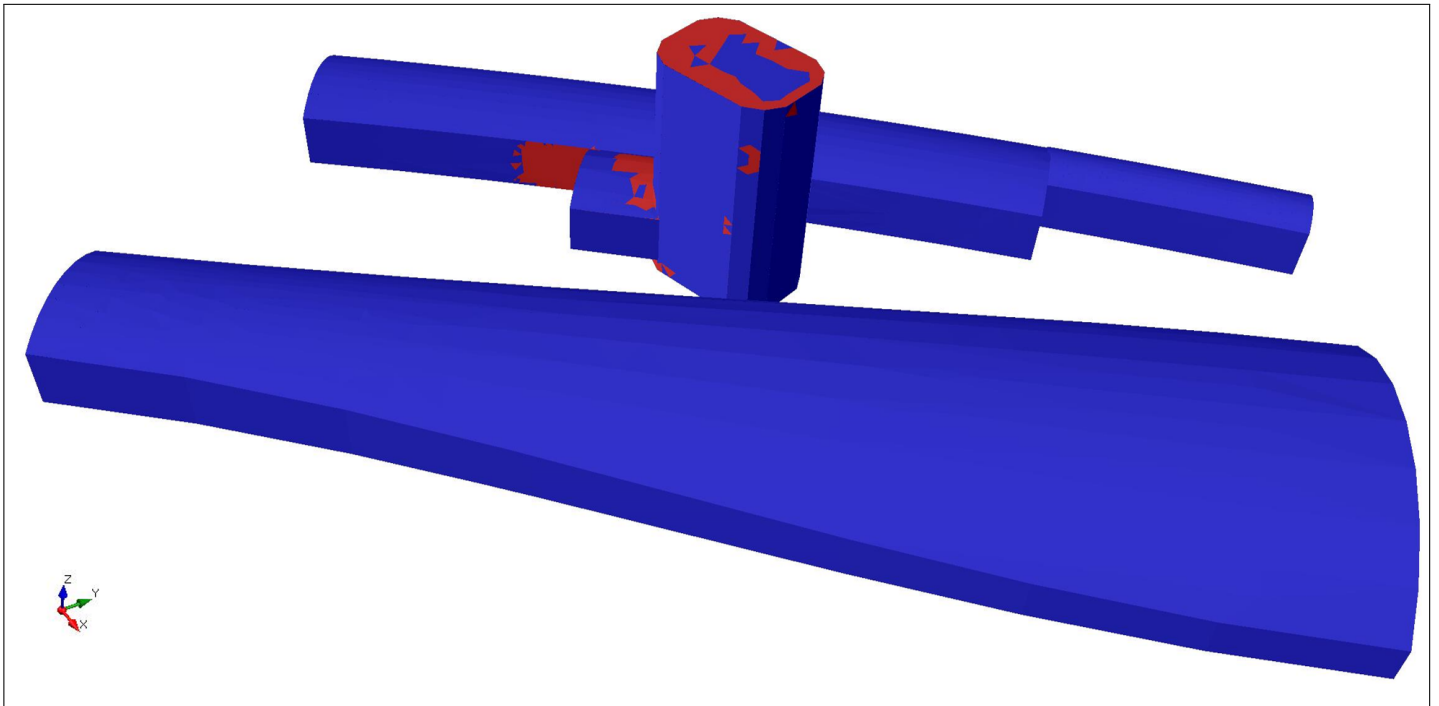
Tabell 8.6: Maksimum deformasjon for 0, 0,12 og 0,2 MPa svelletrykk.

Scenario	Maks. deformasjon [cm]
0 MPa	0,42
0,12 MPa	0,54
0,2 MPa	0,72

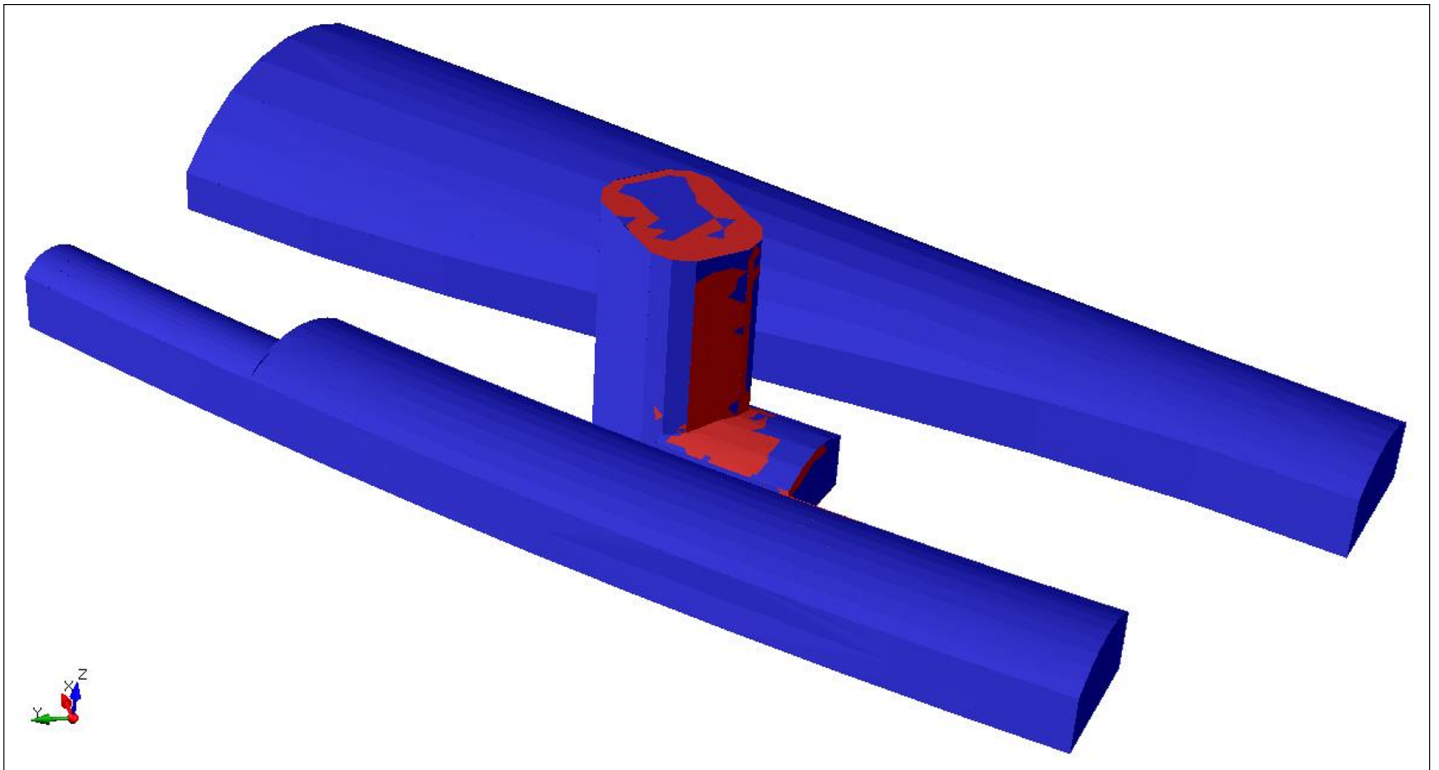
Bruddannelse

Resultatene av bruddsonen er analysert ved å studere oversiktsbilder av modellene i tillegg til planene som vist i figur 8.19. Figur 8.26 og 8.27 viser bruddsonen med 0 svelletrykk, figur 8.28 og 8.29 viser bruddsonen med 0,12 MPa svelletrykk og figur 8.30 og 8.31 viser bruddsonen med 0,2 MPa svelletrykk. Planene som er studert er vist i vedlegg D, figur D.4, D.5 og D.6. Bruddsonen er vist som rød farge, og blå farge beskriver berggrommene som ikke er gått i brudd.

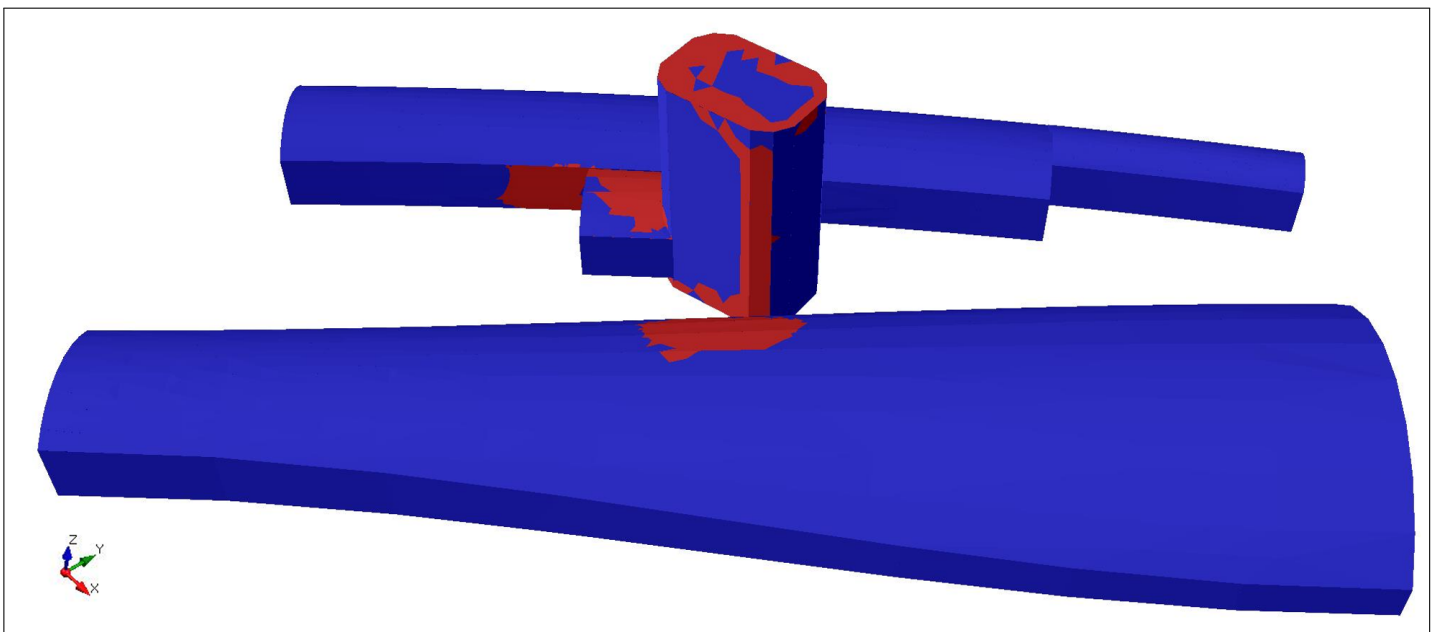
På modellen uten svelletrykk er bruddsonen i området mellom sjakta, venterommet og den lille tunnelen. I tillegg er det et område med bruddsone helt på toppen av sjakta ved overflaten. Når svelletrykket økes, øker størrelsen på bruddsonen mellom sjakta og den lille tunnelen, og det oppstår en bruddsone mellom sjakta og på den store tunnelen. Bruddsonen på den store tunnelen forekommer ikke uten svelletrykk.



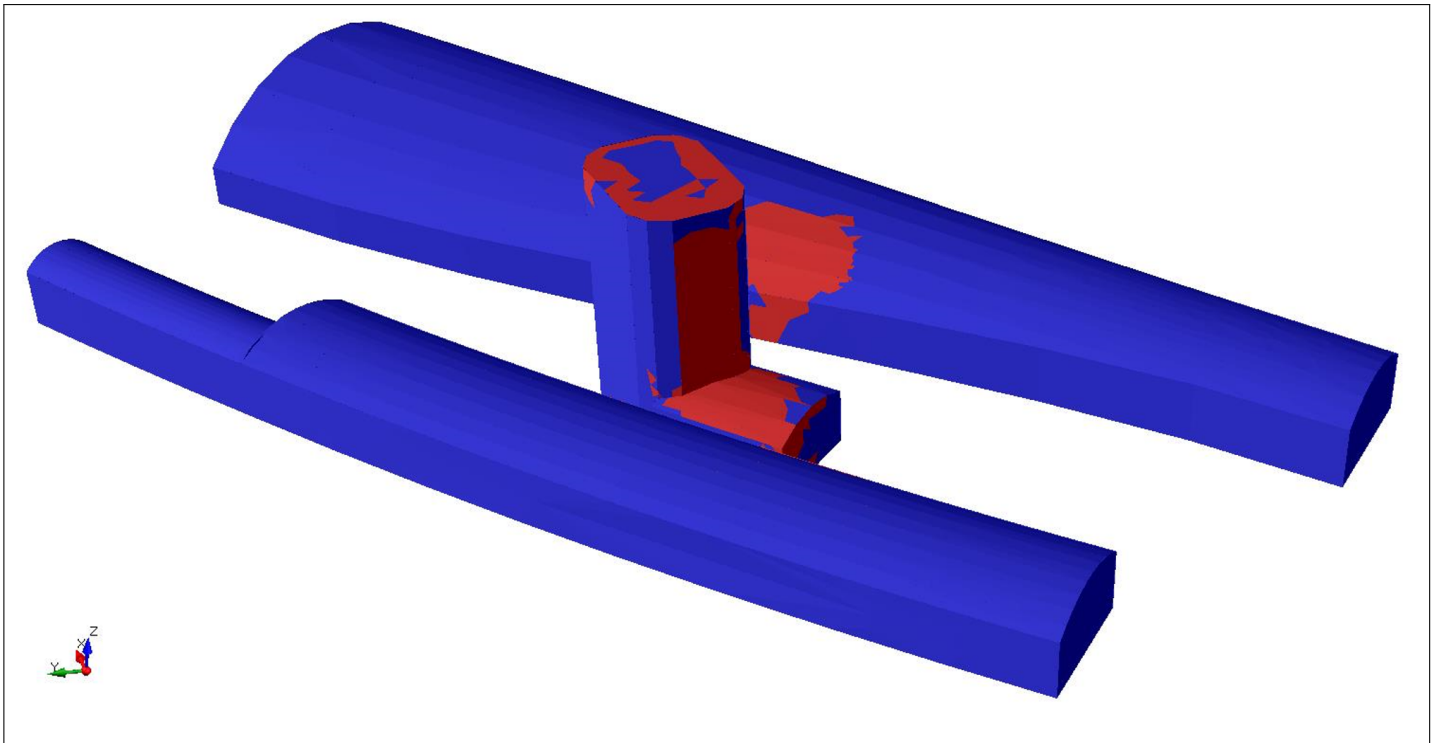
Figur 8.26: Resultat av bruddannelse for scenariet med 0 MPa svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.



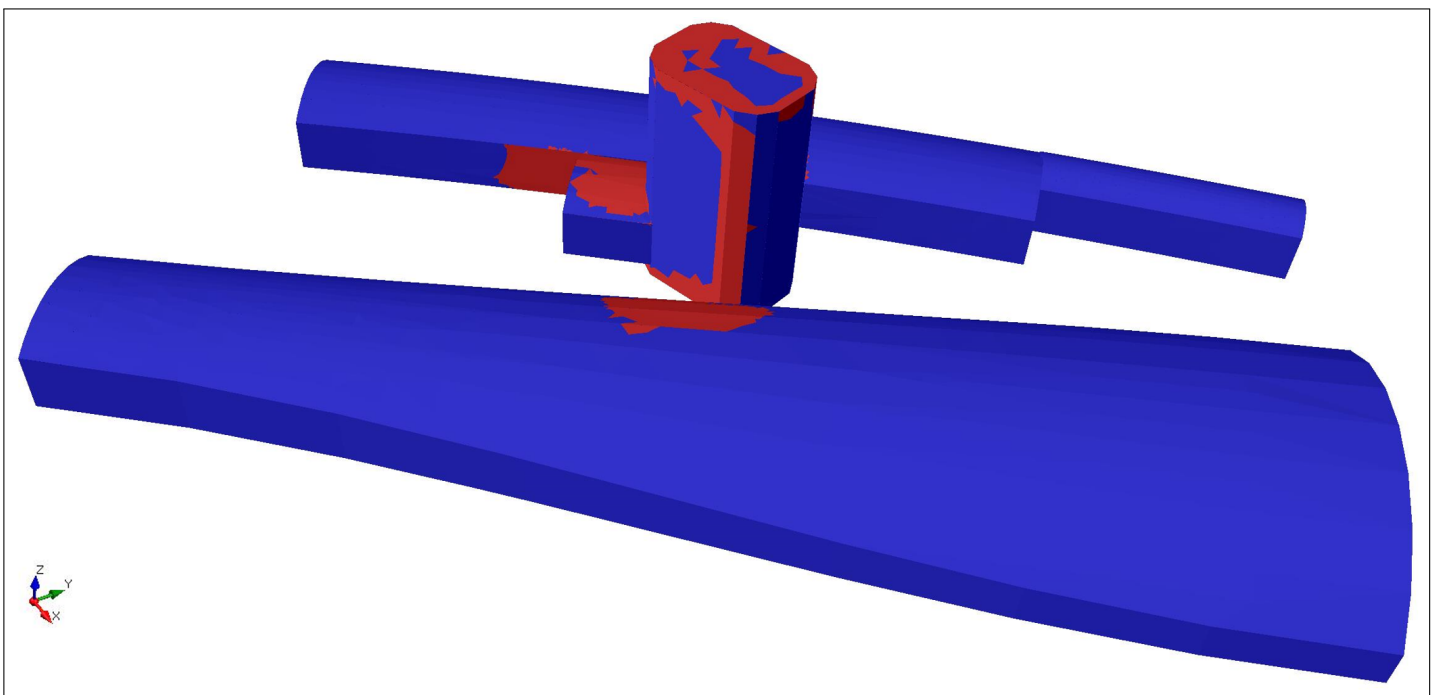
Figur 8.27: Resultat av bruddannelse for scenariet med 0 MPa svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.



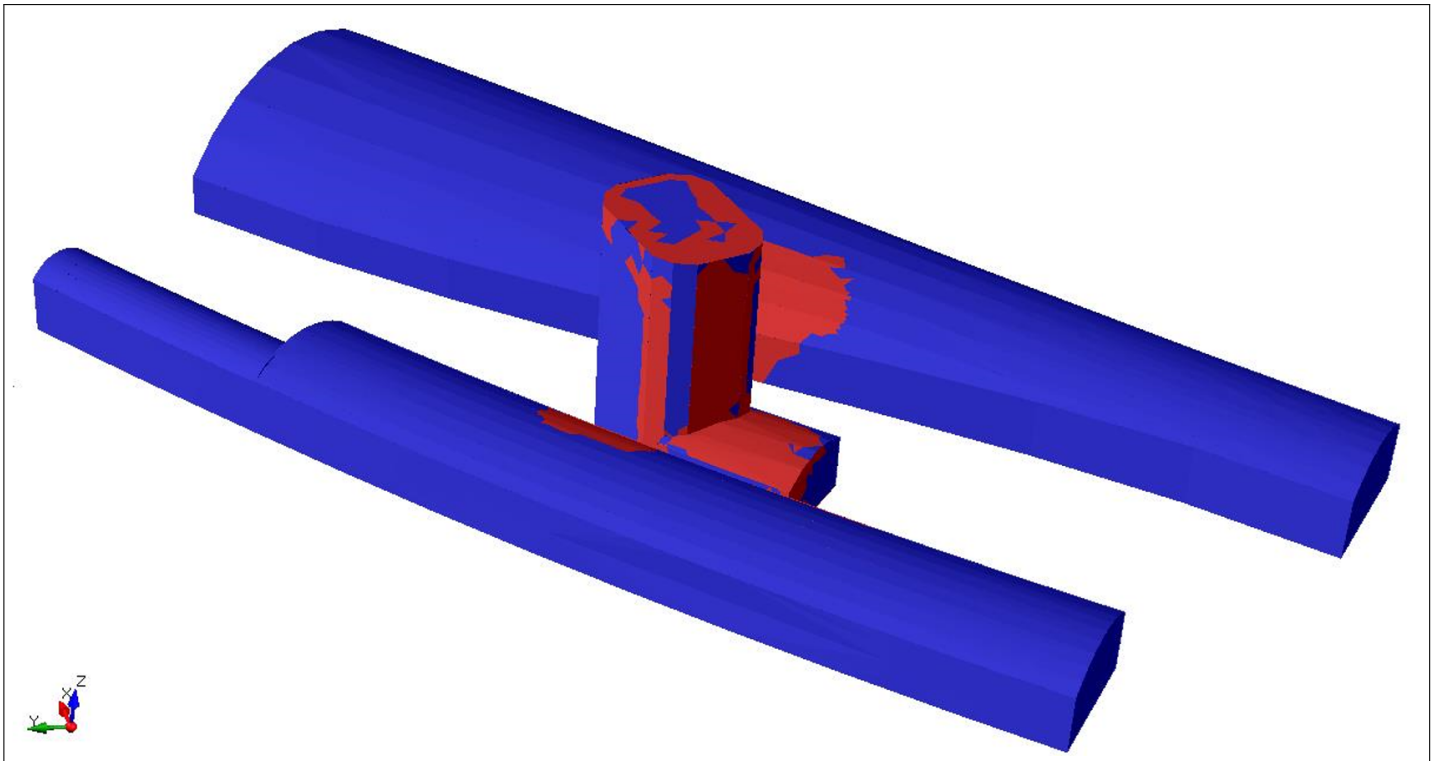
Figur 8.28: Resultat av bruddannelse for scenariet med 0,12 MPa svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.



Figur 8.29: Resultat av bruddannelse for scenariet med 0,12 MPa svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.



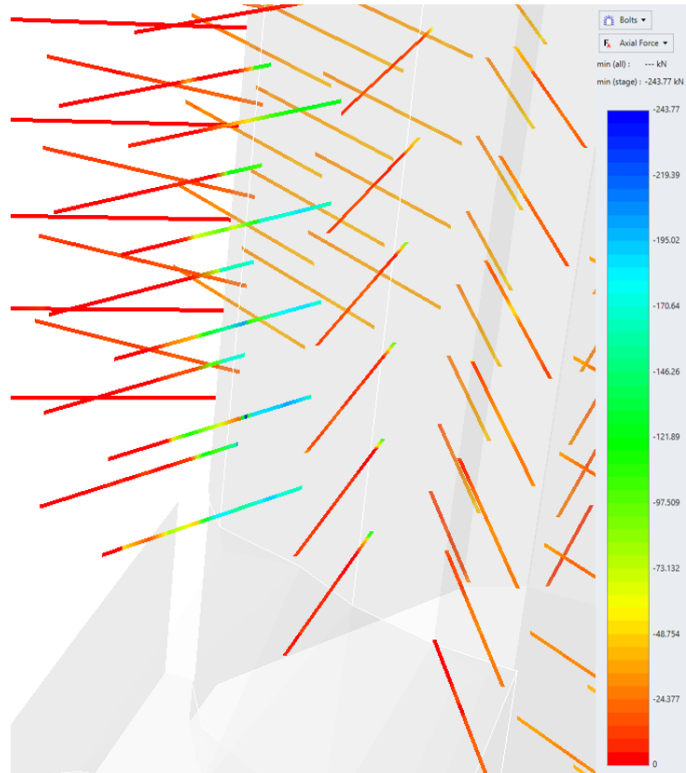
Figur 8.30: Resultat av bruddannelse for scenariet med 0,2 MPa svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.



Figur 8.31: Resultat av bruddannelse for scenariet med 0,2 MPa svelletrykk vist som oversiktsbilde av modell i RS3.

Sikring

Bruddannelsen ble analysert for boltene og sprøytebetongen for scenariene i RS3. Ved å undersøke aksial kraft for boltene var det tydelig at alle boltene virket i strekk. CT-bolten brukt i modelleringen har en strekkstyrke på 0,246 MN. For scenariet uten svelletrykk var den maksimale strekkraften 0,198 MN, som ligger under grensen for strekkstyrken. For scenariet med 0,12 MPa og 0,2 MPa svelletrykk var den maksimale strekkraften 0,244 MN som såvidt ligger under strekkstyrken til boltene. De kritiske boltene ligger i området på sjakta over venterommet. På figur 8.32 er det zoomet inn på det mest kritiske området på modellen med 0,2 MPa svelletrykk. Boltene i mørkeblå er de som er utsatt for høyest strekk og er mest kritiske. Det er kun deler av boltene som virker i høyt strekk. For å gjøre situasjonen mindre kritisk kan boltelengden økes i områdene der boltene står i kritisk strekk.



Figur 8.32: Aksiell kraft for boltene på sjakta. Blå farge viser høyest strekkraft.

Sprøytebetongen som ble brukt på sjakta og venterommet har en strekkstyrke på 5 MPa og en enaksiell trykkstyrke på 35 MPa. For å finne ut om disse grensene ble nådd ble det undersøkt aksiell kraft i alle retninger. Den høyeste aksielle kraften som ble funnet var på 2,72 MPa som er langt under maksimal trykkstyrke. Den minste kraften var -0,88 MPa som heller ikke når kritisk strekkstyrke. Dette tilsier at sprøytebetongen ikke går til brudd i modelleringen. Deformasjonen for sprøytebetongen og boltene følger tilnærmet deformasjonen for bergmassen.

9 Diskusjon

9.1 Inngangsparametre

Resultatet blir bare så nøyaktig som inngangsparametrene er. I denne oppgaven er inngangsparametrene basert på laboratorietester, empiriske og analytiske metoder, samt diskusjon med veiledere. Det ble utført bergmekaniske tester og svelletester i prosjektoppgaven. På grunn av en svak bergart med glatte og plane sprekker, gikk mange av prøvene til ikke godkjente brudd som førte til at noen av inngangsparametrene ble basert på svært få godkjente tester. For eksempel ble kun en av braziltestene godkjent. Fordi det i prosjektoppgaven ble konkludert med at denne testen måtte betraktes som et avvik, ble strekkstyrken brukt i modelleringen litt mindre enn den godkjente, og valgt i samarbeid med veileder. Det må derfor forventes en viss usikkerhet i resultatene for stabilitetsvurderingene.

Horisontalspenningene brukt i modelleringen er en betydelig usikkerhet som diskutert i vurdering av inngangsparametre under kapittel 7.6. Spenningene ble i modelleringen basert på tidligere spenningsmålinger fra Løren og Husebyskogen. Her er geologien og strukturgeologien relativt lik som områdene på Tøyen, som gjør at horisontalspenningene antas å være i samme størrelsesorden. Spenninger kan derimot variere mye lokalt og for en mer detaljert modellering burde egne spenningsmålinger blitt utført.

9.2 Valg av bruddkriterium

Det ble opprinnelig valgt å bruke Hoek- Brown kriteriet for modelleringen i RS2 og RS3. For dette kriteriet er GSI en sentral parameter som måtte beregnes. Siden det ikke ble utført feltarbeid annet enn en befaring av området, var det utfordrende å bestemme en GSI-verdi, og denne ble estimert basert på empiriske sammenhenger mellom Q-systemet, RMR og GSI. I tillegg ble det forsøkt å basere tolkningene på bilder fra prosjektområdet og tidligere rapporter med beskrivelse av berggrunnen og oppsprekkingen.

Modelleringen var svært sensitiv til endring i GSI-verdi, som er en stor usikkerhet med dette kriteriet. Videre ble modellene svært ustabile med de tolkede lave GSI-verdiene som ble valgt, som førte til at modellene ikke konvergente. Da svelletrykk ble tilført, skapte det enda større problemer for modellene. Derfor ble det valgt å gå over til Mohr- Coulomb kriteriet. Mohr- Coulomb egner seg best på bergmasser med 1-2 gjennomsettende sprekkeplan som stemmer med observasjonene av bergmassen på stedet. I tillegg er den ikke like sensitiv til endring av parametre som Hoek-Brown er av GSI. Det ble ved å sammenligne deformasjon med Hoek- Brown kriteriet med en GSI

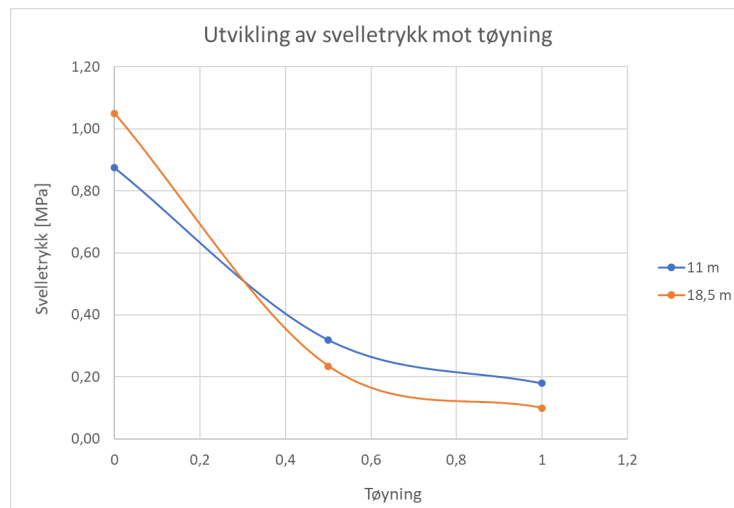
på 55 uten tilført svelletrykk og en modell med Mohr- Coulomb kriteriet uten svelletrykk, funnet ut at modellene ga relativt samsvarende verdier og at stedene med størst deformasjon inntraff på de samme stedene. På grunn av dette ble det konkludert med at Mohr- Coulomb ville gi en god tilnærming til modelleringen av bergrommene.

Det ble ikke lagt inn sprekkeseett i modelleringen. Ved Hoek- Brown kriteriet blir oppsprekking tatt hensyn til av en GSI- verdi. Dette blir derimot ikke gjort ved Mohr- Coulomb kriteriet. Likevel, siden resultatene fra Hoek- Brown og Mohr- Coulomb ga relativt samsvarende resultater for modellene uten svelletrykk antas det at modelleringen gir en god nok tilnærming uten sprekkeseett lagt til. Hoek- Brown introduserer en D- verdi for å ta hensyn til påvirkning av sprengning. Siden sjakta skal tas ut på en skånsom måte, antas det at berget rundt ikke vil bli betydelig påvirket, og D- verdien antas å ha en verdi på 0. Det kan derfor forsvares å bruke Mohr- Coulomb som ikke tar hensyn til D- verdien.

9.3 Svelletrykk

Resultatene fra svellestest av intakt berg viste svelletrykk fra 1- 3,8 MPa, mens resultatene av svelling av pulver viste opptil 0,13 MPa i svelletrykk. Resultater fra Oslo og Hamar har vist at svelletrykket for alunskifre kan variere mellom 0,001 og 3,2 MPa for intakt berg (Dahl mfl., 2013), og tidligere testresultater indikerer at alunskifre sveller svært lite i pulverform (Skippervik mfl., 2014). Når bergarten testes i pulverform knuses prøven ned til et fint stoff. Svartskifre består av svake mineraler som glimmer og pyritt og når materialet knuses ned kan det medføre at mineralstrukturene brytes ned. På bakgrunn av at svelling av svartskifre hovedsaklig skyldes innholdet av sulfider som forvitrer og danner sulfater, vil en nedbryting av dette materialet kunne forhindre svellingen. Ved testing av intakt berg, bevares mineralkornene og i tillegg strukturen til bergarten som vil kunne gi et riktigere bilde av svellingen in- situ.

Ved å kjøre flere avlastningstrinn ble det registrert hvordan svelletrykket ble påvirket ved å tillate deformasjon i kontrollerte steg. Etter en tøyning på 1 % stabiliserte svelletrykket seg på 0,2 MPa for prøven fra 11 m og 0,1 MPa for prøven fra 18,5 m, se figur 9.1. Dette viser at selv om bergmassen tillates å deformere seg, vil den fortsatt ha et svellepotensiale. Prøven fra 11 m viste et større svellepotensial enn prøven fra 18,5 m som kan forklares ved et høyere pyrittinnhold.



Figur 9.1: Utvikling av svellertrykk for tøyningstrinn på 0,5% og 1,0%. Prøve fra 11 m vist med blå farge og prøve fra 18,5 m vist i oransje farge.

Et svellertrykk på 1- 3,8 MPa vil kunne gi store stabilitetsproblemer og det kan diskuteres om disse verdiene er representative for in- situ forhold. På laboratoriet ble testen for intakt berg utført på små prøvestykker og hele arealet ble eksponert for vann under testen. I virkeligheten vil ikke hele bergmassen være i kontakt med vann, men bli eksponert for vann i perioder med mye nedbør eller snøsmelting. I tillegg vil ikke vannet strømme så lett inn i bergarten som for prøvebiten, siden skiferen består av et finkornet og tettpakket materiale. Vann vil alltid strømme de letteste veiene, som vil være langs sprekkeplan og oppsprekking. Der oppsprekkingen er stor, vil det derfor kunne forventes mer svelling enn der bergmassen er massiv og tett. Da prøvene til intakt berg ble preparert knakk de opp flere ganger på grunn av det svake foliasjonsplanet som kan ha bidratt til at vann lettere kunne strømme inn i bergarten og igjen ha bidratt til et høyere svellertrykk.

I tillegg til vanneksposering og oppsprekingsgrad avgjør mineralinnholdet i bergarten hvor stort svellepotensial bergarten har. Det ble funnet opptil 5 % innhold av pyritt fra XRD- analysene og opptil 3 % innhold av jarositt som er forvitningsproduktet til pyritt. Videre ble det funnet kalkmineraler av typen dolomitt og kalsitt. Kjerneboringen tatt på prosjektområdet viste at bergmassen besto av vekslende lagrekker av svartskifre og kalkrike leirskifre. Kalkmineraler vil bremse forvitningshastigheten ved å bidra til en mer basisk løsning. På den andre siden kan kalkmineraler bidra til dannelsen av gips ved reaksjon mellom kalsitt, vann og svovelsyre, som kan øke svellepotensialet. En artikkel av Steiner (1993) viser at innhold av anhydritter kan forårsake et svellertrykk opp mot 6-8 MPa. Fra XRD- analysen ble det derimot avkreftet at det var innhold av anhydritt, som gjør at svellepotensialet mest sannsynlig ikke er i denne størrelsesordenen.

Som beskrevet i kapittel 2.3 øker forvittringshastigheten med økende temperaturer, og vann er ofte den begrensende faktoren for reaksjonen (Strakhov, 1967). I Norge er klimaet temperert med store variasjoner mellom årstidene. I kalde og tørre perioder vil den kjemiske forvitringen gå saktere enn i varme og våte perioder. Det kan diskuteres om dette også vil gjelde for forvitring av svartskifre. I såfall vil forvitringen kunne forventes størst i perioden fra vår til høst da temperaturen er relativt høy, og under nedbørsrike perioder. Som diskutert tidligere, vil forvitringen være avhengig av nedbør eller snøsmelting siden grunnvannsnivået mest sannsynlig ligger under sålenivå av tunnelene. Videre, vil syredannelsen aksellerere dersom pH-en blir lavere enn 3,5, som beskrevet under kapittel 2.3.1. Da vil treverdige jern fungere som den viktigste elektronakseptoren og det vil dannes en mye større andel H^+ -ioner (NGI, 2021). Dette bidrar til en større syredannelse og økt forvittringshastighet. Økt forvittringshastighet vil øke svellingen av bergmassen. Videre, ved at mer av bergmassen forvitrer vil overflatearealet bli større som vil kunne øke forvitringen ytterligere. Det forventes derimot ikke en så stor syredannelse på prosjektområdet da en galgebergskifer ikke er karakterisert som så syredannende etter tabell 5.3 i kapittel 5.4.2.

Modellering av svelletrykk

Metoden for å modellere svelletrykk ble utført ved å påføre svelletrykket i en sone 1 m unna sjakta i RS2 og direkte på sjakta i RS3. I virkeligheten virker svelletrykket i alle retninger, som gjør at modelleringen av svelletrykket blir forenklet, men det kan forsvares ved at det vil være den mest konservative måten å modellere det på. Begrunnelsen for å legge svelletrykket i 1 m avstand til sjakta er fordi forvittringssonen kun går 1 m ned i bakken som er her svelletrykket vil kunne virke. Svelletrykket er lagt direkte på sjakta i RS3 fordi det var utfordrende å lage en ny geometri over sjakta som svelletrykket kunne påføres på. Det er antatt at metoden i RS3 vil gi et enda mer konservativt resultat enn metoden i RS2 da et svelletrykk påført direkte på sjakta i trykk vil være “worst case”-scenariet. Noe som ikke er tatt høyde for her er hvordan bergmassen reagerer bak det påførte svelletrykket. Det er mulig dette kan gi problemer for tunnelen for spor 1 og 2, men dette anbefales å undersøke grundigere.

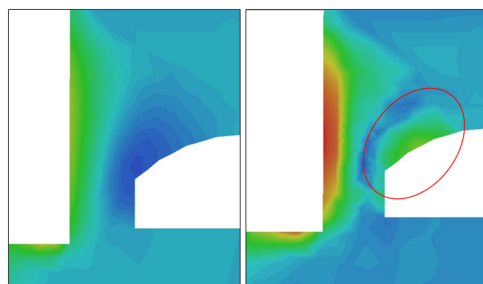
Andre metoder for å modellere svelletrykk på er ved å bruke “Soft Soil Creep Model” presentert av Plaxis, som lar brukeren definere svelleparametre for bergmassen som er et alternativ i RS2 og RS3. Studier utført av Schädlich mfl. (2013) og Aksoy mfl. (2012) bruker denne metoden med endelig elementmetoden i henholdsvis 2D og 3D. I studiene er bergmassen gitt svellende egenskaper basert på laboratorietester. Begge studiene konkluderte med at resultatene fra modelleringen samsvarer bra med in-situ målinger som tilsier at det kan være en god metode for modellering av svelletrykk. Videre, konkluderte artikkelen av Aksoy mfl. med at numeriske metoder er et av de

viktigste verktøyene for å modellere sikring i en svellende bergmasse, og at en 3D modellering er metoden som gir mest nøyaktige resultat dersom det modelleres i en bergmasse med store deformasjoner (Aksoy mfl., 2012). Dersom det hadde vært bedre tid kunne modellering ved “Soft Soil Creep Model” blitt benyttet, som også hadde vært en interessant sammenligning med metoden brukt i denne oppgaven.

9.4 Sammenligning av stabilitetsanalyser

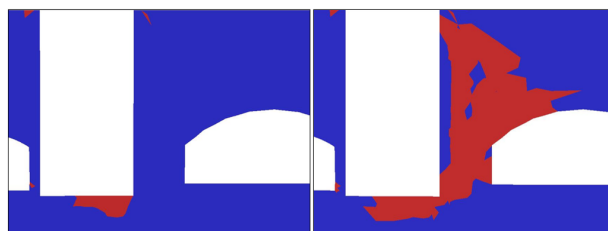
Det er gjennomført stabilitetsanalyser i RS2, RS3 og ved analytiske metoder for å analysere deformasjon, bruddannelse og avdekke kritiske områder. De ulike metodene med et maksimalt svelletrykk på 0,2 MPa resulterte i deformasjoner fra 0,15 cm til 6,0 cm. I RS3 ble den maksimale deformasjonen beregnet til å være 0,77 cm med et svelletrykk på 0,2 MPa mot en deformasjon på 6,0 cm i RS2 for samme scenario. Ved Panthi og Shresta (2018) ble endelig deformasjon 0,15 cm og for Hoek og Marinos (2000) ble deformasjonen 1- 3,7 cm. Det må understrekes at analytiske metoder gjerne brukes som en første tilnærming i en stabilitetsvurdering. Videre, er ikke svelletrykket tatt i betraktning for de analytiske metodene brukt her, og resultatet må derfor sammenlignes med scenariene uten svelletrykk fra RS2 og RS3. Resultatene fra Panthi og Shresta og RS3 er i samme størrelsesorden med en deformasjon på henholdsvis 0,15 cm og 0,42 cm. På samme måte kan resultatene fra RS2 og Hoek og Marinos sammenlignes, som har deformasjoner på henholdsvis 3,7 cm og 1- 3,7 cm.

De mest kritiske områdene med mest deformasjon ble funnet på sidene av sjakta mot tunnelene for modellene i både RS2 og RS3. I RS3 kunne deformasjonen studeres mer detaljert. For scenariet uten svelletrykk var deformasjonen omtrent like stor på begge de største sideflatene av sjakta i området mot tunnelene, og fra snittene ble det observert at den lille tunnelen ble påvirket for alle modellene. Ved påføring av svelletrykk ble det også observert at den store tunnelen fikk økt deformasjon, som vist i figur 9.2. Dette kan forklares ved at et større bergrom gir større stabilitetsproblemer som observeres når bergmassen blir mer ustabil ved påføring av svelletrykk.



Figur 9.2: Deformasjon mellom sjakt og tunnel til spor 1 og 2. Til venstre scenariet uten svelletrykk og til høyre med 0,12 MPa svelletrykk. Ring rundt økt deformasjon på stor tunnel.

Bruddsonen økte i størrelse for økende svelletrykk for modelleringen i RS2 og RS3. Bruddannelsen for modellen i RS2 var i området rundt sjakta og tunnelene. Det forekom i tillegg en stor bruddsone under den minste tunnelen som ikke var tydelig i RS3. I RS3 var bruddsonen i området over venterommet på sjakta og i området mot tunnelene. Med økende svelletrykk ble det i tillegg observert en økende bruddsone på den store tunnelen i RS3, se figur 9.3. Dette tyder på at tunnelene bør sikres før oppstart av byggingen av adkomststien.



Figur 9.3: Bruddsone for modell uten svelletrykk til venstre og modell med 0,12 MPa svelletrykk til høyre.

Gir resultatene mening i forhold til observasjoner på stasjonen? På rampe 2c som ligger under Heibergløkka tverrslag er det blitt observert sprekker og buling i gulvet som ble diskutert at kommer av svelling av alunskifer, se figur 5.9 kapittel 5.7.1. Observasjonene viser at deformasjonen her er på flere cm. Der sjakta skal etableres ble det konkludert med at bergmassen mest sannsynlig var en galgebergskifer som ikke er like svellende som alunskifer, og det forventes derfor ikke like mye deformasjon her. En deformasjon på rundt 1 cm kan antas som sannsynlig som estimert med det mest kritiske scenariet fra RS3. Likevel, kan det forekomme en større deformasjon lokalt på grunn av forskjeller i mineralinnhold i lagrekkene. Det er derfor anbefalt å basere seg på at en deformasjon på et par cm kan forventes.

Å modellere en vertikal sjakt og to tunneler vil være utfordrende i 2D, grunnet forskjellige geometrier som må modelleres forskjellig. Det antas at RS3 modelleringen klarer å modellere samspillet mellom geometriene på en bedre måte enn RS2, i tillegg til at ved å bruke en 3D modell vil bergmassen kunne deformere seg i alle retninger som vil gi en mer nøyaktig analyse av deformasjonen. Det er derfor verdt å merke seg at resultatene fra RS2 modelleringen bør sees med et kritisk syn og at stabilitetsvurderingen bør baseres mest på RS3 modelleringen.

En usikkerhet med modelleringen i RS3 er at geometrien av sjakta er forenklet. Sjakta i modellene er tatt ut i fullt tverrsnitt hele veien, som gjør at det tas ut mer bergmasse enn det er tenkt. Det er planlagt et mindre berguttak, ved at sjakta følger trappen nedover. Dette er derimot ikke laget på modellen, på grunn av utfordringer med en kompleks modell. Ved å ta ut mer bergmasse enn

det er tenkt blir modelleringen mer konservativ, og de mest kritiske scenariene avdekkes som er ønskelig for en stabilitetsvurdering.

9.5 Stabilitetsproblemer

Sprekkeretningen og fallet til sprekkeene påvirker hvilke stabilitetsproblem som vil oppstå og om materiale raser ut. Fra modelleringen ble de mest kritiske stedene med størst deformasjon funnet på de største sideveggene av sjakta og den største bruddannelsen ble funnet på sjakta over venterommet og mot tunnelen for plattform 1 og 2. Det er registrert et sprekkesett med orientering VSV-ØNØ med et fall på 60-70 grader mot SSØ-S. Dette sprekkesettet ligger omtrent parallelt med sjaktas lengste vegg og faller mot den store tunnelen. Det er derimot usikkert hvor gjennomsettende og fremtredende dette sprekkesettet er i området. Foliajonen som er det mest dominerende sprekkesettet observert fra kjerneprøvene har samme orientering, men med et fall i motsatt retning på 35-45 grader mot NNV-N. Dette tilsvarer en fallretning mot den lille tunnelen som er ugunstig med tanke på svært liten avstand fra sjakt til tunnel. I tillegg er foliasjonsplanet observert plant og glatt med noe sprekkefylling som minker friksjonen. Friksjonsvinkelen er antatt å være 30 grader. Siden friksjonsvinkelen er mindre enn fallvinkelen til foliasjonen medfører det at avløst materiale kan gli ut. Det er også registrert et sprekkesett med orientering NV-SØ med et fall 80 grader mot SV og et sprekkesett Ø-V med fall 55 grader mot S (Sweco, 2022). Sprekkesettet NV-SØ er steilt og virker nesten vinkelrett på foliasjonen som kan virke avløsende i kombinasjon med foliasjonsplanet.

I tillegg til de ugunstige sprekkesettene har bergmassen en stedvis høy oppsprekking, og resultatene fra de bergmekaniske testene viste at bergarten hadde en liten styrke, var svært anisotrop og plastisk. Sjakta bygges grunt i bergmassen og vil ha en lav innspenning, selv om de høye horisontalspenningene har en viss effekt på innspenningen. Dette kan føre til at massene lettere raser ut under bygging. Kileformasjoner oppstår oftest i massiv bergmasse med sprø brudd. Det er vurdert at kiler vil kunne oppstå i de mer kalkrike lagrekkene, men at de svarte skifrene er så deformerbare og svake at det er usannsynlig at det vil dannes massive kiler her. Når sjakta drives vil materialet kunne rase ut, og det kan oppstå utglidninger av kiler dersom disse eksisterer. På bakgrunn av dette anbefales det at sikring installeres umiddelbart og parallelt med drivingen av sjakta og venterommet.

9.6 Sikring

Det er utfordrende å lage et sikringssystem i svellende bergarter. Dersom det lages et fleksibelt sikringssystem kan det føre til store deformasjoner, mens ved et stivt sikringssystem kan det bygges opp et stort trykk (Aksoy mfl., 2012). Dersom sistnevnte velges, må sikringen være dimensjonert til å tåle et potensielt svelletrykk.

Resultatene fra de numeriske analysene viste at det oppsto deformasjoner og bruddannelse på tunnelene i områdene nærme sjakta for scenariene med svelletrykk tilstede. Deformasjonen hadde derimot ikke så langt rekkevidde, og det ble ikke vist at byggingen av sjakta ville påvirke så langt som til Heibergløkka tverrslag. På bakgrunn av resultatene anbefales det å sikre tunnelene i nærheten av sjakta og venterommet før oppstart av byggingen. Planen er å sikre veggen langs spor 2 nærmest sjakta med bolter og sprøytebetong. Mot plattform 4 planlegges det en betongramme for å støtte opp eksisterende hvelv, plattform og bergmasse. Selv om resultatene ikke viste at Heibergløkka tverrslag ble påvirket, anbefales det også å sikre dette bergrommet på grunn av at området er svært ustabil.

Svellestene av intakt berg viste at svelletrykket ved 0 % tøyning var svært høyt, men ved å tillate deformasjon minket svelletrykket betraktelig. Ved en tøyning på 1 % hadde fortsatt bergartsprøvene et svellepotensial, og viste svelletrykk på opptil 0,2 MPa. Som det ble forklart under kapittel 9.5 bør det utføres øyeblikkelig sikring under byggingen av sjakta. For denne sikringen bør det derimot tillates oppsprekking og deformasjon, slik at svelletrykket avlastes. Når endelig deformasjon installeres, tillates ikke deformasjon. Det ønskes en tett konstruksjon, slik at vann og luft blir hindret i å reagere med skiferen og den ikke har mulighet til å forvitte og svelle. Dette kan utføres ved å legge en membran på alle flater slik at skiferen blir forseglet. Sikringen bør likevel kunne stå imot et svelletrykk på opptil 0,2 MPa, da det kan være utfordrende å lage en helt tett konstruksjon. Ved å benytte et tykt lag med betong og tett bolting kan dette tas høyde for.

Dersom svartskiferen forvitrer kan det dannes svovelsyre som kan utsette sikringen for høy korrosjon. Ved å benytte korrosjonsbeskyttede bolter utviklet for undersjøiske tunneler vil levetiden til disse økes betraktelig (VIKØrsta, 2020). Sprøytebetong har som forklart under kapittel 5.7.2 en lav pH og vil være naturlig korrosjonsbeskyttet. En pH under 4,5 vil derimot kunne bryte betongen ned, som kan forekomme ved sur avrenning fra svartskifre. En måte å øke levetiden til sprøytebetong på er ved å bruke sulfatresistent og vanntett betong (StatensVegvesen, 2000).

9.7 Deponering

Det ble utført kjemisk analyse av prøver fra kjernedybde 5 m og 18,5 m på ALS laboratorier. Resultatene fra analysene viste at prøvene var syredannende og at de måtte sendes til deponi for ordinært avfall m/ tillatelse fra DSA basert på tolkningen av at massene tilhørte lagrekke 3b og at grenseverdier for farlig avfall erfaringsmessig ikke overskrides i svartskifre (NGI, 2021). For å unngå unødvendig deponi av masser, er det viktig å skille syredannende og ikke- syredannende masser. Prøvene som ble sendt til den kjemiske analysen viste derimot begge syredannende resultater som medfører at det er en sannsynlighet for at alle massene som tas ut på prosjektområdet er syredannende. På den annen side, kan det utføres kjemiske analyser på flere dybder for å vurdere det syredannende potensialet slik at noe av massene kan unngås å deponeres. Det ble ved XRD- analysen funnet noe innhold av kalk, som vil kunne nøytralisere syredannelsen. I tillegg ble noen av lagrekkene i kjerneloggingen observert lysere, som kan antyde et større kalkinnhold, og et mindre syredannende potensialet.

Mellomlagring av massene bør unngås, da dette kan øke sjansen for forvitring og sur avrenning. Hvis berggrunnen først har begynt å forvitte vil det være vanskelig å stoppe reaksjonen, og massene bør derfor deponeres så fort som mulig.

10 Konklusjon

I denne oppgaven er stabilitetsutfordringer tilknyttet etablering av den nye adkomsten på Tøyen T- banestasjon blitt vurdert. Analytiske, empiriske og numeriske metoder er brukt for å utføre stabilitetsanalyser, og det er blitt utført laboratorietester for å få kunnskap om bergmassen og relevante inngangsparametre til stabilitetsanalysen. Stabilitetsanalysen har vist at stabiliteten er kritisk for den nye adkomsten og vil påvirke eksisterende tunneler. Det er anbefalt øyeblikkelig sikring under driving, og endelig sikring må dimensjoneres til å tåle et svelletrykk og være tilpasset syredannende forhold. Funnene som ble gjort er oppsummert i følgende punkter:

- Laboratorieresultater viste at bergarten var svak, anisotrop, syredannende og svellende. Svellestene av intakt berg viste et svelletrykk på opptil 3,8 MPa. Svelletrykket mot tøyning viste at prøvene fortsatt har svellekapasitet etter tøyning, og ved 1 % tøyning ble det målt et svelletrykk på opptil 0,2 MPa.
- Resultatene fra stabilitetsvurderingene viste at en deformasjon mellom 0,15 cm og 6,0 cm kunne forekomme for bergmassen. Økende svelletrykk ga økende deformasjon og bruddannelse i RS2 og RS3.
- Stabilitetsvurderingen i RS3 ble konkludert med å være den mest pålitelige metoden, da det modelleres med en kompleks geometri som best studeres i 3D i tillegg til at bergmassen tillates å deformere seg i alle retninger. Resultatene viste at den største deformasjonen her var på litt under 1 cm.
- Det anbefales å installere øyeblikkelig sikring på bakgrunn av at stabilitetsanalysene viste at sjakta og venterommet hadde en kritisk stabilitet, og at ugunstige, glatte plan kan føre til utrasing av masser. For den øyeblikkelige sikringen tillates deformasjon, mens den endelige sikringen bør være tett og kunne stå imot et svelletrykk på opptil 0,2 MPa. Videre, viste resultatene at deformasjon og bruddannelse også oppsto på de eksisterende tunnelene, som medfører at tunnelene bør sikres i disse områdene før den nye adkomsten etableres.
- På bakgrunn av resultatene fra den kjemiske analysen ble massene vurdert som syredannende og må deponeres. Det anbefales korrosjonsbeskyttede bolter og sulfatresistent og vanntett betong for en lengre levetid i syredannende svartskifre.

10.1 Videre arbeid

Angående videre arbeid, er følgende punkter anbefalt:

- Utføre et mer omfattende feltarbeid der det tas flere Q -verdier, og bruk av Schmidt hammer for å finne sprekkeparametre til numerisk modellering.
- Utføre flere laboratorietester og gjennomføre spenningsmålinger for å redusere usikkerheten i stabilitetsanalysen. Utføre flere svelletester av intakt berg av svartskifre fra ulike dybder og over lengre tid for å få mer kunnskap om de svellende egenskapene til bergmassen i prosjektområdet.
- Modellering med “Soft Soil Creep Model” utviklet av PLAXIS i RS2 og RS3 for å modellere med svellende bergmasser og sammenligne med metoden brukt i denne oppgaven.
- Avdekke mulige kileutglidninger ved brukt av UnWedge.

Referanser

- Aksoy, C., Ogul, K., Topal, I., Ozer, S., Ozacar, V., & Posluk, E. (2012). *Numerical modeling of non-deformable support in swelling and squeezing rock* [International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Volum 52, s. 61-70].
- Bandis, S., Lumsden, A., & Barton, N. (1981). *Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints* [International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts. Volum 18 (nr. 1), s. 1-21].
- Barton, N. (2002). *Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design* [International journal of rock mechanics and mining sciences. Volum 39 (nr. 2), s. 185-216].
- Barton, N., & Bandis, S. (1990). *Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice*. [Proceedings: International conference on rock joints, Balkema, Rotterdam].
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice* [Rock mechanics. Volum 10 (nr. 1), s. 1-54].
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support* [Rock Mechanics. Volum 6, s. 189-236].
- Barton, N. (1978). *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses: International Society for Rock Mechanics* [Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. Volum 15, s. 319-368].
- Barton, N. (1995). *The influence of joint properties in modelling jointed rock masses*.
- Beavis, F. (1985). *Rock weathering* [Engineering Geology. Blackwell Scientific, Melbourne].
- Beavis, F., Roberts, I., & Minskaya, L. (1982). *Engineering aspects of weathering of low grade metapelites in an arid climatic zone* [Q. J. Eng. Geol. London, Vol. 15, s. 29-45].
- Bieniawski, Z. T. (1973). *Engineering classification of jointed rock masses*. [Engineering classification of jointed rock masses. Transactions of the South African Institution of Civil Engineers, s. 335-344].
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications : a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering* [Wiley-Interscience. 250 s.].
- Brattli, B. (2015). *Ingeniørgeologi Løsmasser* [2 utgave. Trondheim: Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). 155 s.].
- Brown, E., & Hoek, E. (1978). *Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth* [International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts. Volum 15 (nr. 4), s. 211-215].
- Butscher, C., Huggenberger, P., Zechner, E., & Einstein, H. H. (2011). *Relation between hydrogeological setting and swelling potential of clay-sulfate rocks in tunneling* [Engineering Geology. Volum 122 (nr. 3), s. 204-214].
- Cai, M., Kaiser, P., 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. Volum 44 (nr.2), s. 247-265].

- Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (2000). *Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion* (Nr. 2) [Tunnelling and Underground Space Technology. Volum 15 (nr. 2), s. 187-213].
- Coulomb, C. (1773). *Sur une application des règles de Maximis et Minimis a quelques problèmes de statique relatifs à l'Architecture* [s. 343–382].
- 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].
- Dahl, F., Hagen, S., & Holmøy, K. H. (2013). *Utvikling innenfor testing av svelleegenskaper-testapparaturer og metodikk- svelleleirer og bergarter* [Hentet fra bok fra Fjellsprenningsdagen, bergmekanikkdagen og geoteknikkdagen 2013, s. 170-186].
- Dearman, W., Baynes, F., & Irfan, T. (1978). *Engineering grading of weathered granite* [Engineering Geology. Volum 12, s. 345-374].
- DSA. (2020). *Anbefalte grenser for radon* [Direktoratet for strålevern og sikkerhet. (Hentet: 22.02.2023)]. <https://dsa.no/radon/anbefalte-grenser-for-radon>
- Einstein, H. H. (1996). *Tunnelling in difficult ground — Swelling behaviour and identification of swelling rocks* [Rock Mechanics and Rock Engineering, Volum 29 (nr. 3), s. 113-124].
- Gudmundsson, A., Fjeldskaar, I., & Brenner, S. L. (2002). *Propagation pathways and fluid transport of hydrofractures in jointed and layered rocks in geothermal fields* [Journal of Volcanology and Geothermal Research. Volum 116 (nr 3), s. 257-278].
- Gupta, A., & Seshagiri Rao, K. (2000). *Weathering effects on the strength and deformational behaviour of crystalline rocks under uniaxial compression state* [Engineering Geology. Volum 56 (nr. 3), s. 257-274].
- Haimson, B., & Bobet, A. (2014). *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014* [Bulletin of Engineering Geology and the Environment].
- Hem, L. J., Bruås, L., & Vik, E. A. (2003). *Miljø- og samfunnstjenelige tunneler - naturlige tetteprosesser* [Prosjektnummer: O-00158. For Statens Vegvesen Vegdirektoratet].
- Henriksen, L. H. (2022). *Mineralogical assessment of rocks of hydropower tunnels subjected to swelling* [Masteroppgave. Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). 130 s.].
- Hoek, E. (2006). *Practical Rock Engineering* [341 s.].
- Hoek, E., & Brown, E. (1980). *Underground excavations in rock* [London: Institution of Mining and Metallurgy. 527 s.].
- Hoek, E., & Brown, E. (1997). *Practical estimates of rock mass strength* [International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Volum 34 (nr. 8), s. 1165-1186].
- Hoek, E., & Brown, E. (2018). *The Hoek Brown failure criterion and GSI- 2018 edition* [Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Volum 11. s. 254-463.].
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition* [Proceedings of the 5th North American rock mechanics symposium et al.].

- Hoek, E., & Diederichs, M. (2006). *Empirical estimation of rock mass modulus* [International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Volum 43 (nr. 2), s. 203-215].
- Hoek, E. (1999). *Support for very weak rock associated with faults and shear zones*. [International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Kalgoorlie, Australia].
- Hoek, E. (2001). *Big Tunnels in Bad Rock* [Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Volum 127].
- Hoek, E., Carter, T., & Diederichs, M. (2013). *Quantification of the Geological Strength Index Chart* [47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium 2013. Volum 3, s. 1757-1764].
- Hoek, E., & Marinos, P. (2000). *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses* [Tunnels and tunnelling international. Volum 32 (nr. 11), s. 45-51].
- Høyen, A. H., & Nilsen, B. (2019). *Analysis of the stabilising effect of ribs of reinforced sprayed concrete (RRS) in the Løren road tunnel* [Bull Eng. Geol. Environ. Volum 78, s. 1777-1793].
- Høyen, A., Nilsen, B., & Olsson, R. (2019). *Main aspects of deformation and rock support in Norwegian road tunnels* [Tunnelling and Underground Space Technology. Volum 86, s. 262-278].
- Haarberg, G. M. (2022). *Korrosjon* [Store Norske leksikon (Hentet: 22.02.2023)]. <https://snl.no/korrosjon>
- ISRM. (1985a). *Suggested method for determining point load strength* [International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanics Abstracts. Volum 15, s. 51-60].
- ISRM. (1985b). *Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials* [I: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanics Abstracts. Volum 15, s. 137-140].
- Knudsen, O. Ø. (2015). *Korrosjonsbeskyttelse i tunneler - revidert* [Tilgjengelig fra Statens Vegvesens rapporter. Nr. 410].
- Lie, C. C. (2021). *Rock Mechanics, Basic course* [Kompendium i faget TGB4210 bergmekanikk og geoteknikk, grunnkurs, 269 s.]. NTNU Trondheim.
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000). *GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation* [Proceedings of the Geological Engineering Conference, Melbourne, s. 1422-1442].
- Mehranpour, M., & Kulatilake, P. (2016). *Comparison of six major intact rock failure criteria using a particle flow approach under true-triaxial stress condition* [Geomech. Geophys. Geo-energ. Geo-resour. Volum 2, s. 203-229].
- Myhre, S. M. (2023). *Skal bruke nesten 100 millioner på å oppgradere Tøyen T-banestasjon* [Aftenposten, (06.06.2023)]. <https://www.aftenposten.no/oslo/i/O8PR3V/skal-bruke-nesten-100-millioner-paa-aa-oppgradere-toeyen-t-banestasjon>
- Myrvang, A. (2002). *How are the in-situ rock stresses doing in Norway* [Norsk forening for fjellsprenningsteknikk. Fjellsprenningsdagen 7 s.].

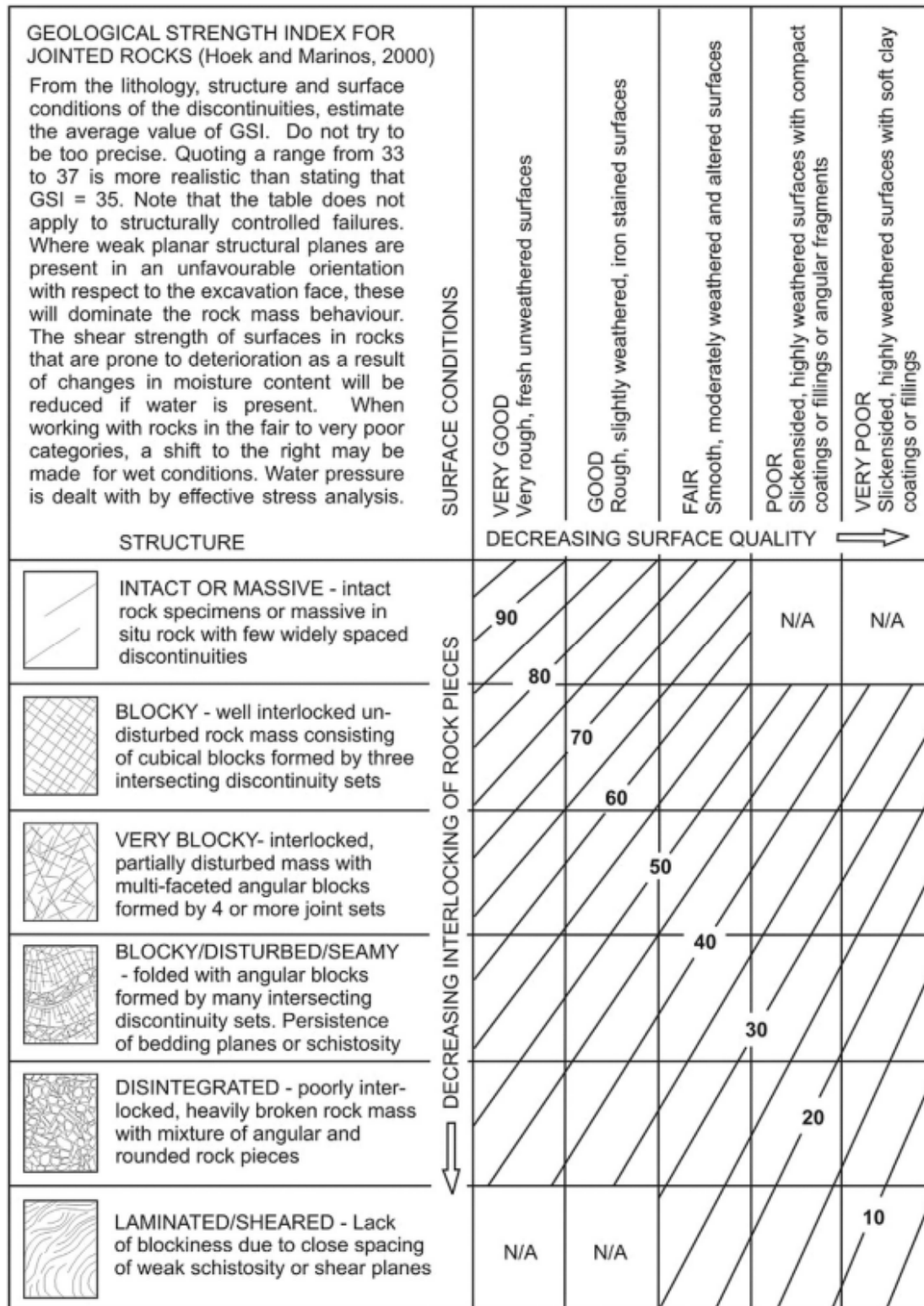
- Mørck, I., Thorsen, S., Grøv, E., & Trinh, N. Q. (2022). *Ny vannforsyning Oslo – Fjellhaller til nytt vannbehandlingsanlegg: Bergsikring, deformasjon og spenningsutvikling* [Hentet fra bok fra Fjellsprengningsdagen, bergmekanikkdagen og geoteknikkdagen 2022, s. 445-465].
- NBG. (1985). *Håndbok Ingeniørgeologi-berg* [Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG). Trondheim. 140 s.].
- NBG. (2011). *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering* [Versjon 1. Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG). 55 s.].
- NFF. (2020). *Bergbolting, håndbok nr. 11* [Norsk forening for fjellsprengningsteknikk, 88 s.].
- NGI. (2015a). *Bruk av Q- systemet* [Bergmasseklassifisering og bergforsterkning. 56 s.].
- NGI. (2015b). *Identifisering og karakterisering av syredannende bergarter* [Dok.nr. 20120842-01-R. Veileder for Miljødirektoratet].
- NGI. (2021). *Håndtering av potensielt syredannende svartskifer* [Dok.nr. 20200680-01-R. Fagrapport til Miljødirektoratet.].
- NGU. (2015a). *Løsmasser- Nasjonal løsmassedatabase* [Hentet: 06.02.2023]. https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/
- NGU. (2015b). *XRD- Analyser*. <https://www.ngu.no/fagomrade/xrd-analyser>
- NGU. (2017). *Berggrunnskart Oslo* [Hentet: 06.02.2023]. https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/
- Nilsen, B. (2011). *Cases of instability caused by weakness zones in Norwegian tunnels* [Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Volum 70 (nr. 1), s. 7-13].
- Nilsen, B. (2016). *Ingeniørgeologi- Berg grunnkurskompendium* [Kompendium i faget TGB4185 ingeniørgeologi grunnkurs. Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). 278 s.].
- Nilsen, B., & Palmström, A. (2000). *Engineering geology and rock engineering manual, Handbook No.2* [Prepared of Norwegian Group of Rock Mechanics in co- operation with NFF and Norwegian Tunneling Society. 249 s.].
- Norcem. (U.å.). *God betong er bestandig* [Heidelberg Cement Group.]. https://www.norcem.no/sites/default/files/assets/document/godbetongerbestandig_web.pdf
- Norgeskart. (2023). Utklipp fra Norgeskart (Hentet: 24.05.2023). <https://www.norgeskart.no/>
- Panthi, K. K. (2006). *Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions*. [Doktorgradsavhandling. Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). 189 s.].
- Panthi, K. K., & Shresta, 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. Volum 51, s. 1823–1838].
- Rian, M. (2022). *Utfordringer med planlegging og konstruksjon av vertikal sjakt på Tøyen t- banestasjon* [Prosjektoppgave. Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). 82 s.].

- Rocscience. (u.å.). *RS2 documentation* [Hentet: 01.05.2023]. <https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation/>
- Rocscience. (u.å.). *Strength Properties - Material strength parameters i RS2. RS2 User Guide.* [Hentet: 17.04.23]. <https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation/rs2-model/materialproperties/define-material-properties/strength-properties>
- Raade, G., & Selbekk, R. S. (2020). *Glimmer* [Hentet: 12.11.2022]. <https://snl.no/glimmer>
- Sakurai, S. (1983). *Displacement measurements associated with the design of underground openings.* [Proceedings of the International Symposium of field measurements in geomechanics, Zürich, s. 1163-1178].
- Schädlich, B., Schweiger, H. F., & Marcher, T. (2013). *Modelling Swelling Rock Behaviour in Tunnelling* [Plaxis Bulletin].
- Selmer, R., & Palmstrøm, A. (1989). *Tunnel collapses in swelling clay zones* [Tunnels and tunnelling, s. 49-58.].
- Sheorey, P. (1994). *A theory for In Situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock* [International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts. Volum 31 (nr. 1), s. 23-34].
- Shresta, P. K. (2014). *Stability of tunnels subject to plastic deformation—a contribution based on the cases from the Nepal Himalaya* [Doktorgradsavhandling. Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). 124 s.].
- Skippervik, C. P., Panthi, K. K., & Dahl, F. (2014). *Study on the swelling potential of some selected rocks* [Hentet fra bok fra Fjellsprengningsdagen, bergmekanikkdagen og geoteknikkdagen 2014, s. 276-292].
- Skøyen, I. (2018). *Vurdering av stabilitet- og borbarhetsforhold med TBM-drift under varierende geologiske forhold i Oslo sentrum* [Masteroppgave. Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). 177 s.].
- Spjeldnæs, N. (2022). *Forvitring* [Store Norske Leksikon (Hentet: 30.01.2023)]. <https://snl.no/forvitring>
- StatensVegvesen. (2000). *Vern av betong mot alunskifer* [Vegteknisk avdeling, Intern rapport nr. 2167].
- StatensVegvesen. (2016). *Tunnelveiledning* [Håndbok V520].
- Steiner, W. (1993). *Swelling rock in tunnels: Rock characterization, effect of horizontal stresses and construction procedures* [International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts. Volum 30 (nr. 4), s. 361-380].
- Strakhov, N. M. (1967). *Principles of Lithogenesis* [Volum 1. Oliver and Boyd, London].
- Sweco. (2022). *Forprosjekt Tøyen stasjon - ny adkomst* [Fagrapport ingeniørgeologi og anleggsteknikk, (SG-TØY0-721-RE-0001). Oslo: Sweco/ Sporveien].
- Tsidzi, K. E. N. (1990). *The influence of foliation on point load strength anisotropy of foliated rocks* (Nr. 1) [Engineering Geology, s. 49-58].

- VIKØrsta. (2020). *CT- bolt M24* [Hentet: 28.04.2023]. <https://www.vikorsta.no/bergsikring/produkter/>
- Zhao, X., & Cai, M. (2010). *A mobilized dilation angle model for rocks* [International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Volum 47 (nr. 3), s. 368-384].

A Vedlegg- Klassifikasjon av bergmasse

A.1 GSI



Figur A.1: Diagram for å bestemme GSI fra geologiske observasjoner (Marinos & Hoek, 2000)

A.2 Q- systemet

7 Type underjordsanlegg		ESR
A	Midlertidige gruveåpninger osv.	ca. 3-5
B	Vertikale sjakter*: i) sirkelformede seksjoner ii) rektangulær / firkantet seksjon * Avhenger av formålet. Kan være lavere enn angitte verdier.	ca. 2,5 ca. 2,0
C	Permanente gruveåpninger, vanttunneler for vannkraft (unntatt fallrør med høyt trykk), vannforsyningstunneler, pilot tunneler, drivinger og innganger til store bergrom.	1,6
D	Mindre vei- og tog tunneler, trykkammer, tilkomsttunneler, kloakktunneler, osv.	1,3
E	Kraftstasjoner, lagringsrom, vannbehandlingsanlegg, større vei- og tog tunneler, sivilforsvarskammer, portaler, kryssinger, osv.	1,0
F	Underjordiske atomkraftverk, togstasjoner, offentlige anlegg og sportsanlegg, fabrikker osv.	0,8
G	Svært viktige bergrom og tunneler med lang levetid, = 100 år, eller uten tilgang for vedlikehold.	0,5

Tabell A.1: Tabell for å bestemme type underjordsanlegg med tilhørende ESR- verdi (NGI, 2015a)

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 = Energiabsorpsjon i fiberforsterket sprøytebetong


ESR = Utgravingens sikringsgrad

Områder med prikkede linjer har ingen empiriske data

RRS - avstand relatert til Q-verdi

 **SI30/6 Ø16 - Ø20 (spennvidde 10m)**
D40/6+2 Ø16-20 (spennvidde 20m)

 **SI35/6 Ø16-20 (spennvidde 5m)**
D45/6+2 Ø16-20 (spennvidde 10m)
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 20m)

 **D40/6+4 Ø16-20 (spennvidde 5 m)**
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

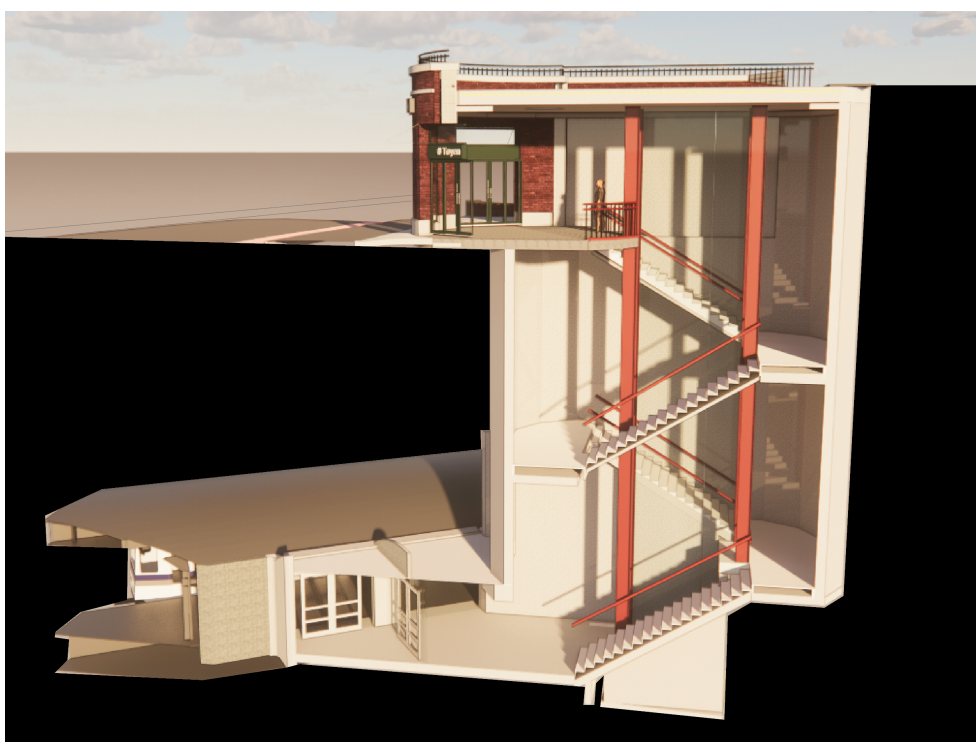
Tabell A.2: Sikringskategorier i Q- systemet og beskrivelse av RRS (NGI, 2015a)

B Vedlegg- Prosjektbeskrivelse

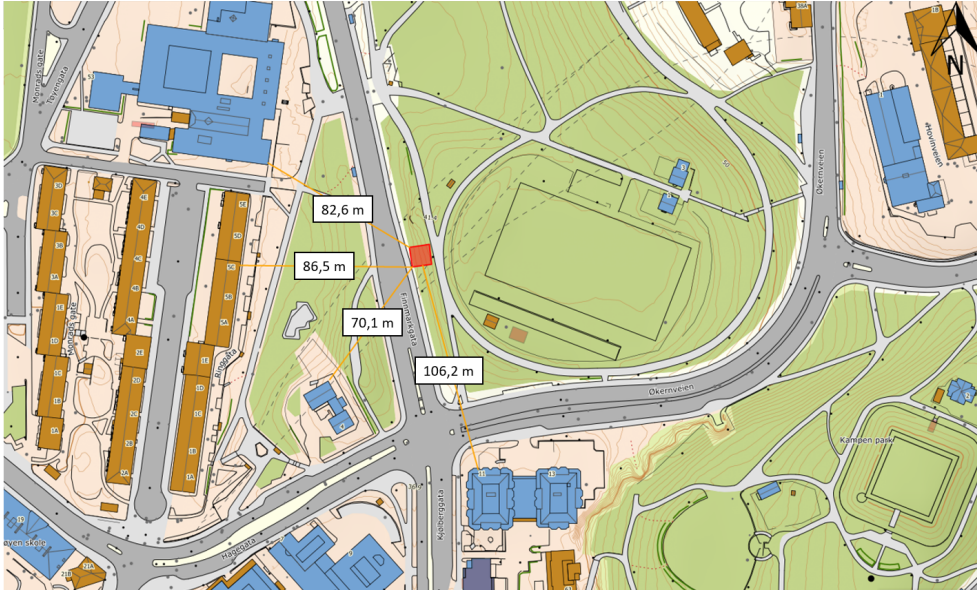
B.1 Bilder av geometrien



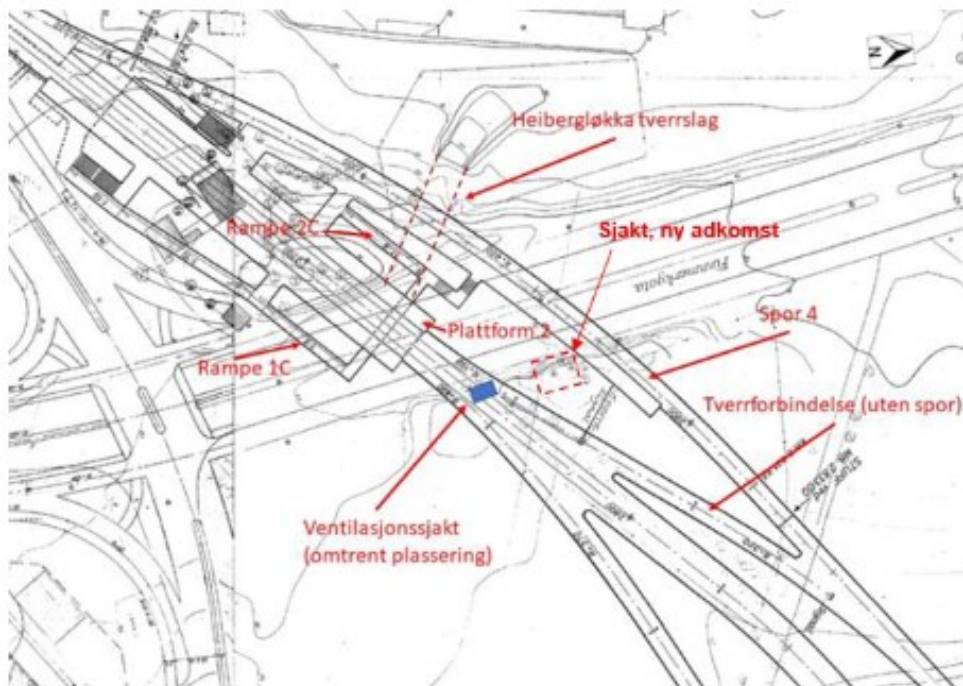
Figur B.1: Utklipp fra BIM- modell slik den er planlagt som illustrerer den nye inngangen til Tøyen T-banestasjon, sett fra Finnmarksgata (Sweco, mai 2023).



Figur B.2: Utklipp fra BIM- modell som illustrerer et vertikalsnitt av sjakta med venterom (Sweco, 2022).



Figur B.5: Plassering av sjakt i dagen med avstander til bygninger i nærheten. Området der sjakta skal bygges er markert i skravert rødt (Norgeskart, 2023).



Figur B.6: Tunnelsystemet med plassering av ny sjakt. Sjakta vil ligge inntil plattform 4 (Sweco, 2022).

B.2 Grunnundersøkelser



Figur B.7: Utførte totalsonderinger. Rødt omriss viser planlagt sjakt. Gangbaner og trapper er fra tidligere prosjekt og gjelder ikke. (Hentet fra: Aas Jakobsen (2014). Rapport Teknisk-forprosjekt. Oppgradering av Tøyen stasjon 01G med tilhørende vedlegg i Sweco, 2022)

B.3 Bilder av stasjonsområdet



Figur B.8: Spor 1 og 2. Gult omriss viser adkomst til Heibergløkka tverrslag under plattform 2 (Foto: Eivind Sømme Berget).



Figur B.9: Bergmassen med gult forvittringsbelegg øverst og betongvegg med sprekker under på Heibergløkka tverrslag (Foto: Eivind Sømme Berget).



Figur B.10: Oppknust materiale av bergmassen i Heibergløkka tverrslag med gult forvitningsbelegg (Foto: Eivind Sømme Berget).



Figur B.11: Bilde sett i retning nordøst ut fra stasjonshallen ved spor 1 og 2. Pilen viser hvor sjakta er planlagt å komme ned. Gult felt viser ny bergsikring (Foto: Eivind Sømme Berget i (Sweco, 2022)).

C Vedlegg- Laborrietester

C.1 Kjernelegging



Figur C.1: Kjernekasse fra Tøyen, borehull 1, kasse 1, 0,0- 4,80 m.
Bilde tatt av Eivind Sømme Berget.



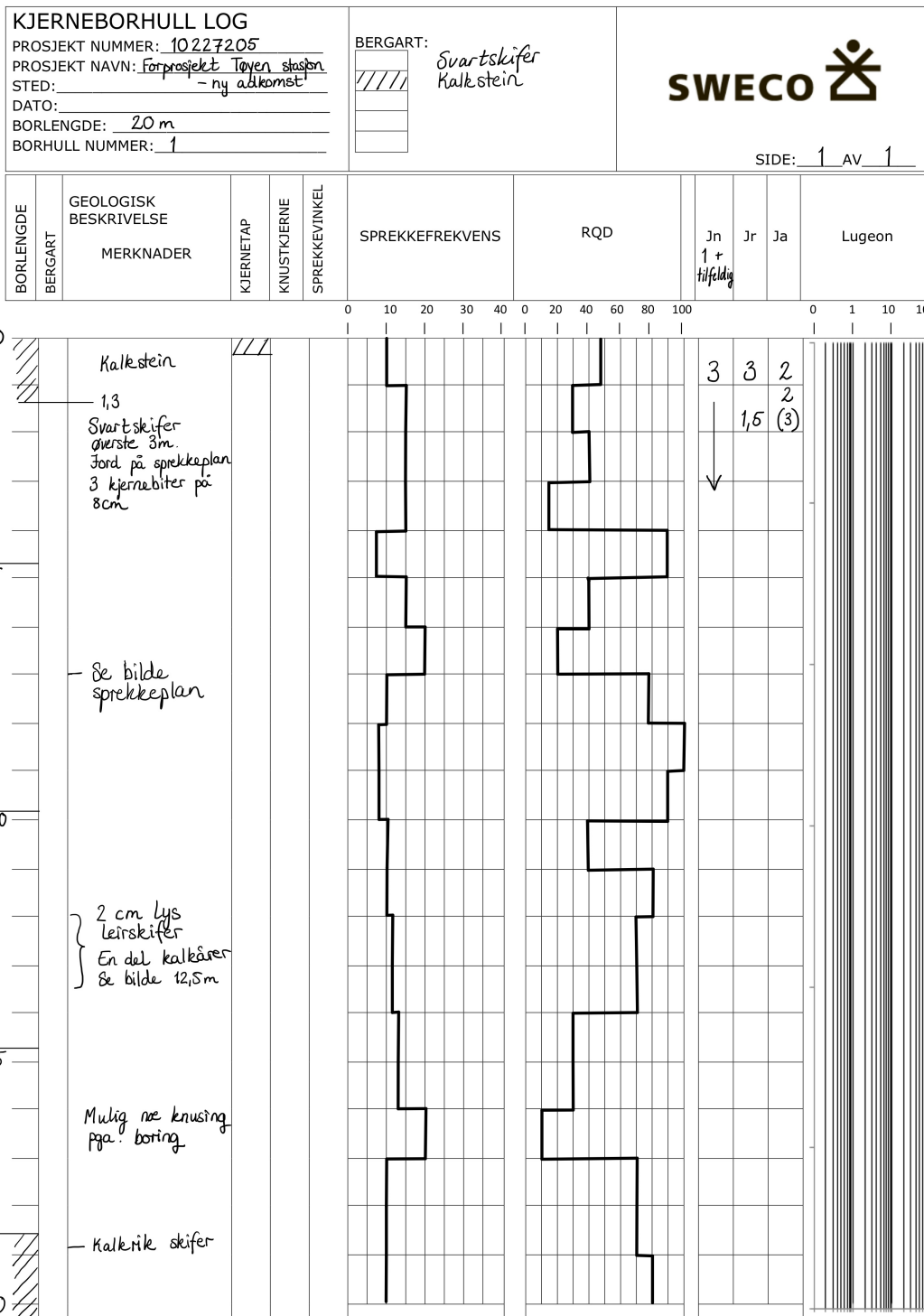
Figur C.2: Kjernekasse fra Tøyen, borehull 1, kasse 2, 4,80- 9,85 m.
Bilde tatt av Eivind Sømme Berget.



Figur C.3: Kjernekasse fra Tøyen, borehull 1, kasse 3, , 9,85- 14,85 m.
Bilde tatt av Eivind Sømme Berget.



Figur C.4: Kjernekasse fra Tøyen, borehull 1, kasse 4, 14,85- 18,55 m.
Bilde tatt av Eivind Sømme Berget.

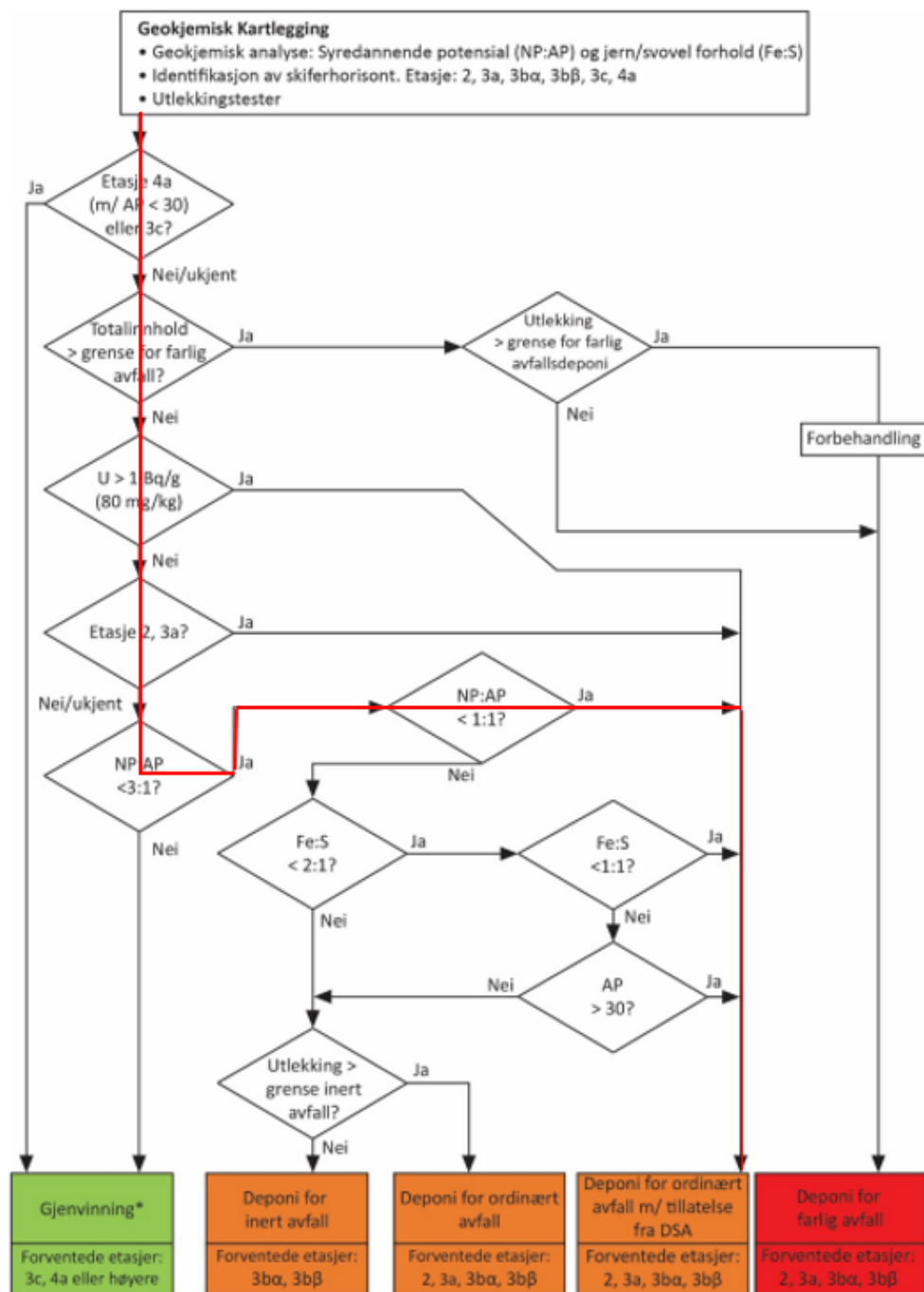


Figur C.5: Kjernelogging av kjerneprøve 1 tatt fra området der den nye adkomsten til Tøyen T-banestasjon skal bygges. Modifisert etter loggingen av Eivind Sømme Berget, Sweco (Rian, 2022).

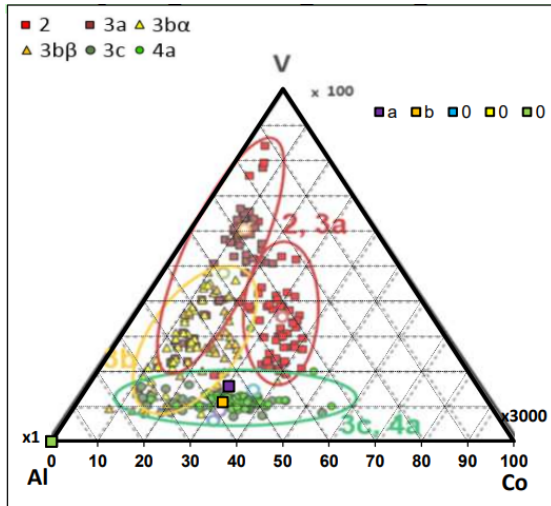
Tabell C.1: Q- karakterisering av kjernedybder i dypet (Rian, 2022).

Dybde [m]	RQD	J_n	J_r	J_a	Q_{basic}
5	40	3	1,5	1	20
7,35	80	3	1,5	1	40
9,25	90	3	1,5	1	45
9,5	90	3	1,5	1	45
11,5	80	3	1,5	1	40
12,5	70	3	1,5	1	35
16	70	3	1,5	1	35
18	70	3	1,5	1	35
18,5	70	3	1,5	1	35

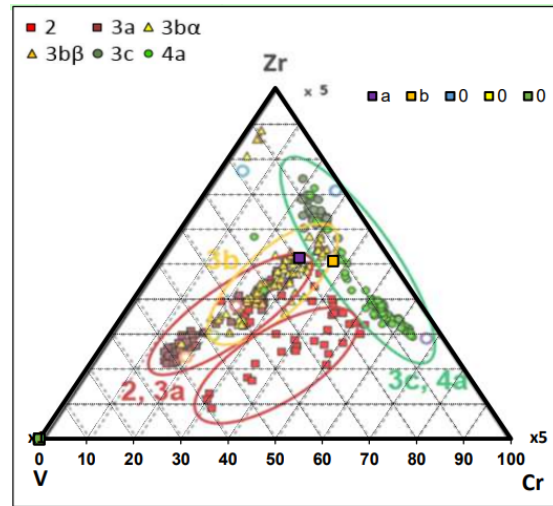
C.2 Kjemisk analyse



Figur C.6: Flytdiagram for avfallshåndtering av leirskifre i den kambrosilurske lagrekken. Rød linje viser hvor analyseprøvene a og b plottet. Modifisert etter (NGI, 2021)



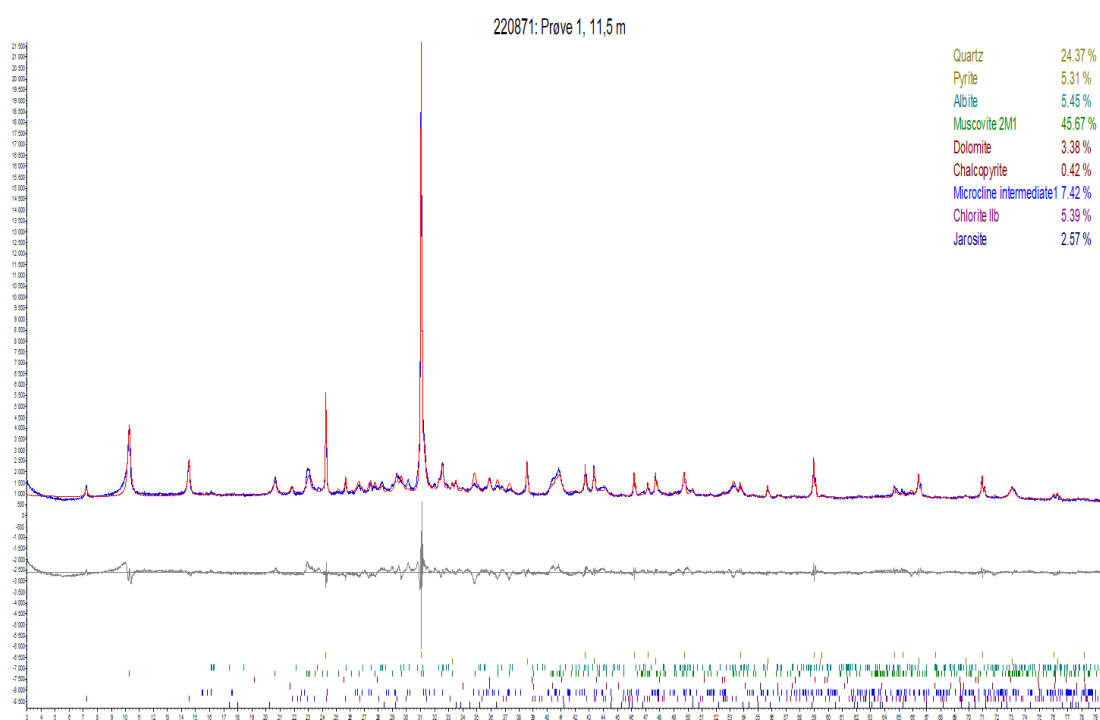
Figur C.7: Trekantdiagram der vanadium (V), aluminium (Al) og kobolt (Co) er plottet. Typiske områder for lagrekkene for leirskifre fra kambrosilur er markert. Analyseprøve a og b er plottet inn for å finne hvilken lagrekke de ligger innenfor.



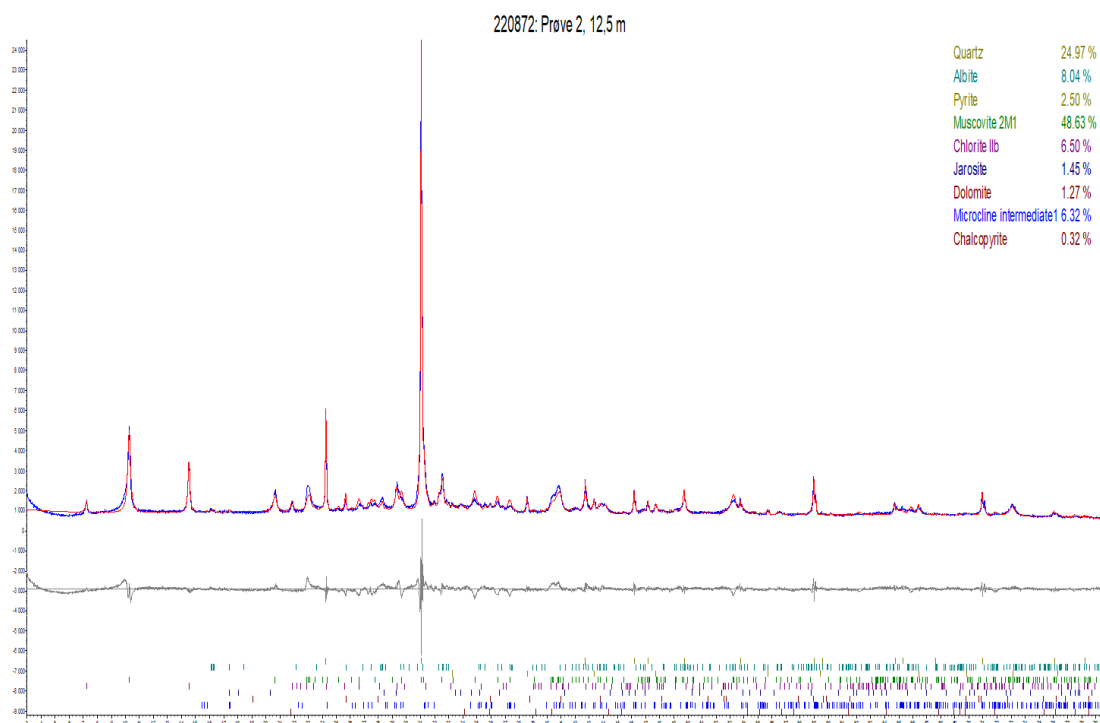
Figur C.8: Trekantdiagram der zirkonium (Zr), vanadium (V) og krom (Cr) er plottet. Typiske områder for lagrekkene for leirskifre fra kambrosilur er markert. Analyseprøve a og b er plottet inn for å finne hvilken lagrekke de ligger innenfor.

C.3 Tidligere laboratorietester

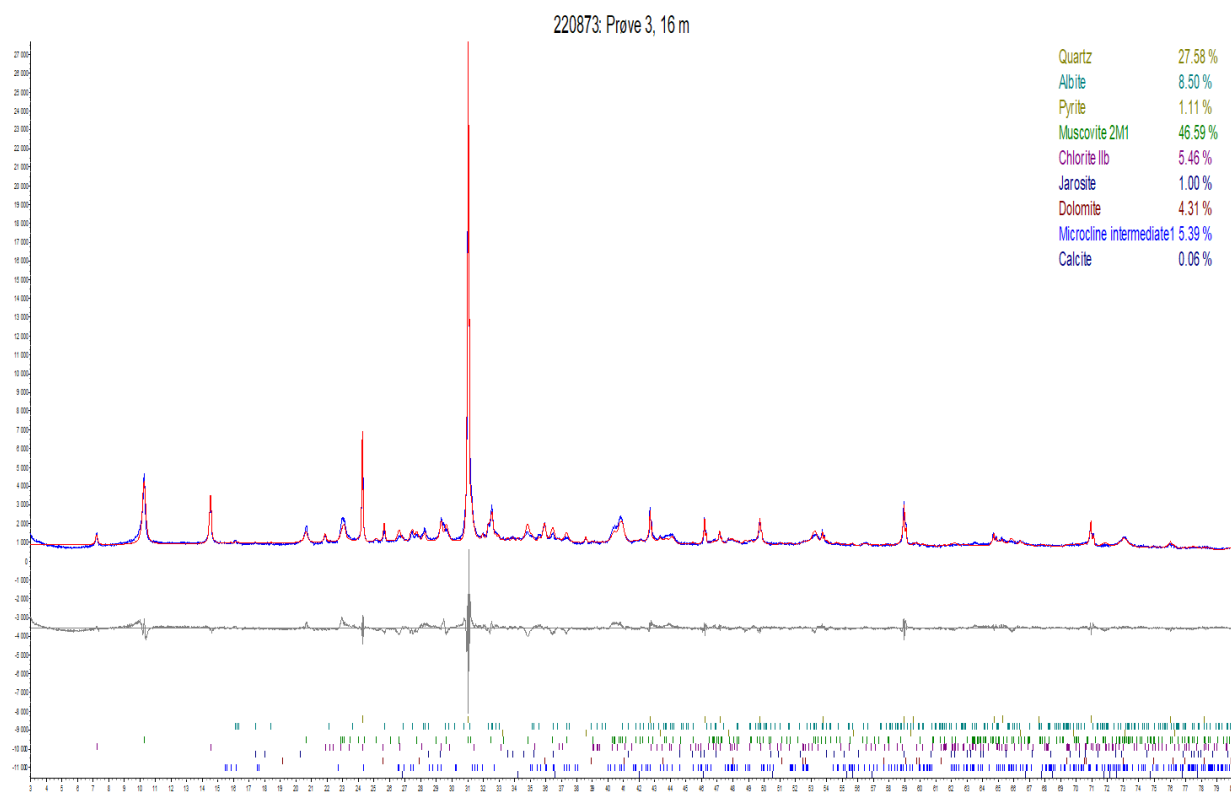
C.3.1 XRD- analyse



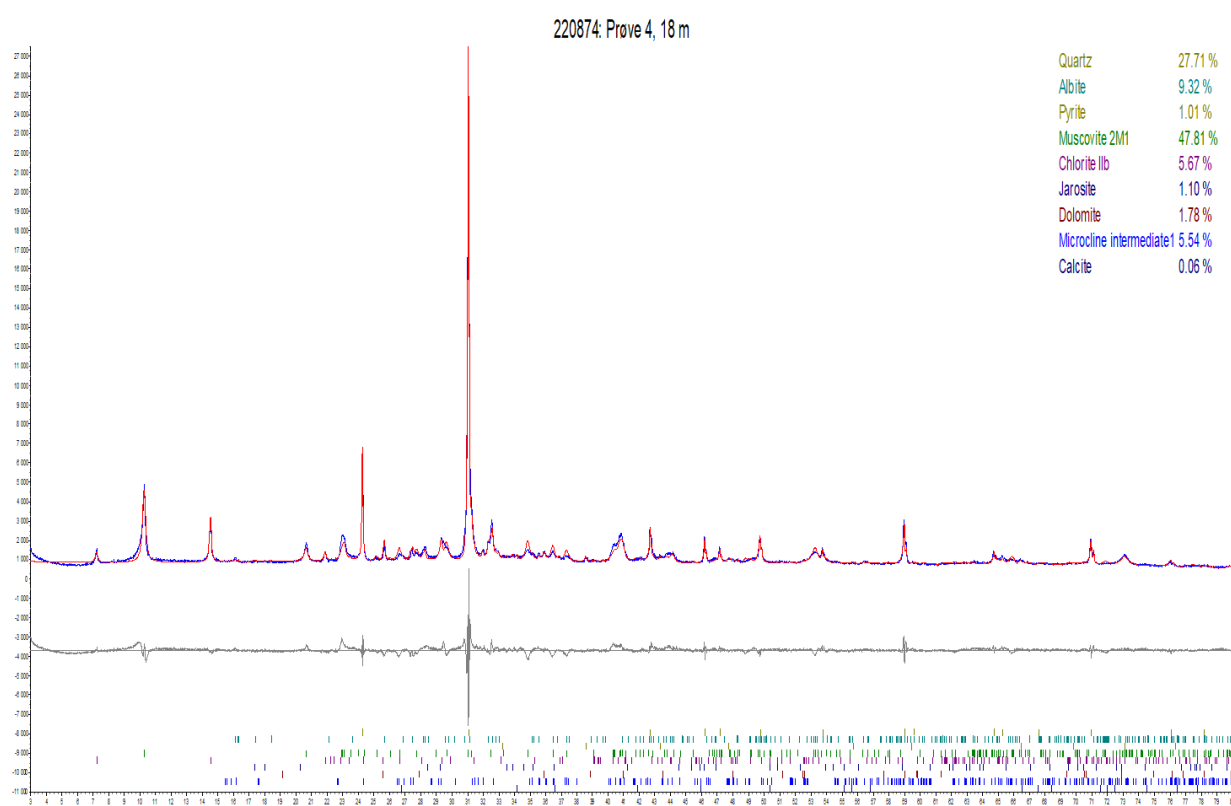
Figur C.9: Diffraktogram for prøve 1, 11,5 m.



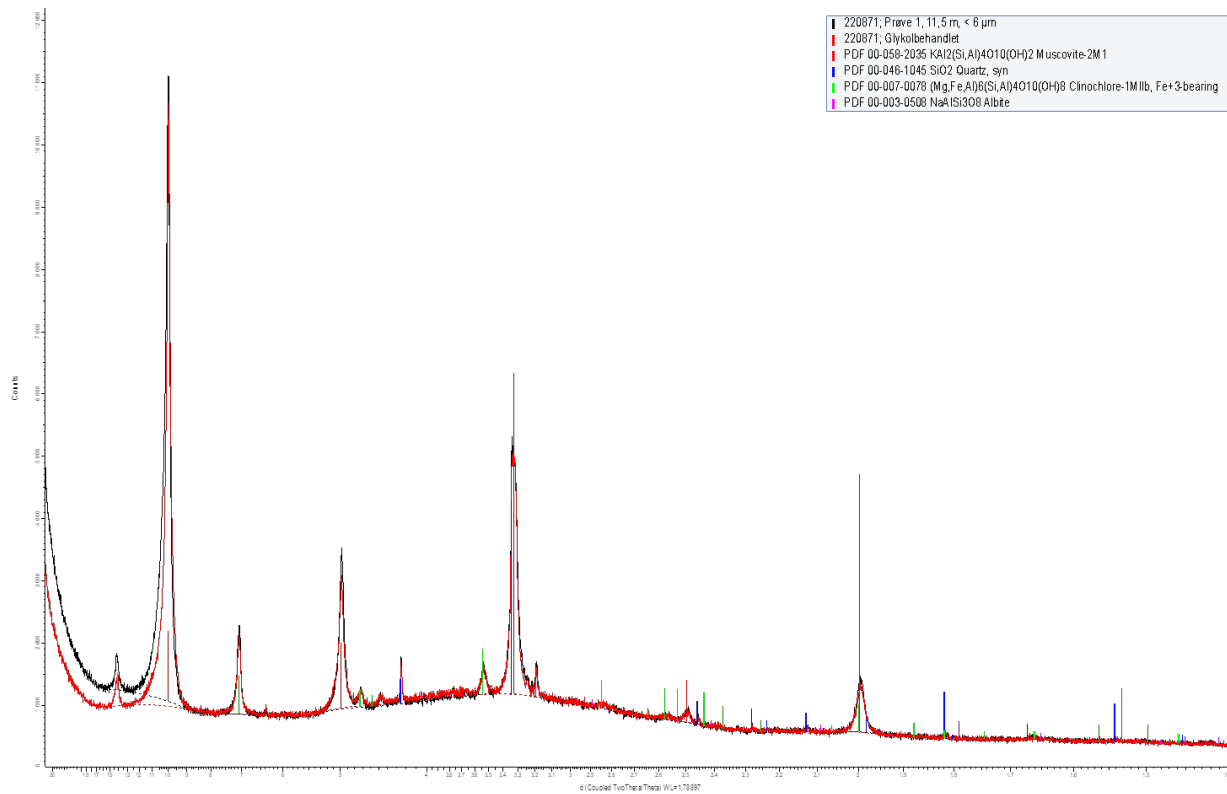
Figur C.10: Diffraktogram for prøve 2, 12,5 m.



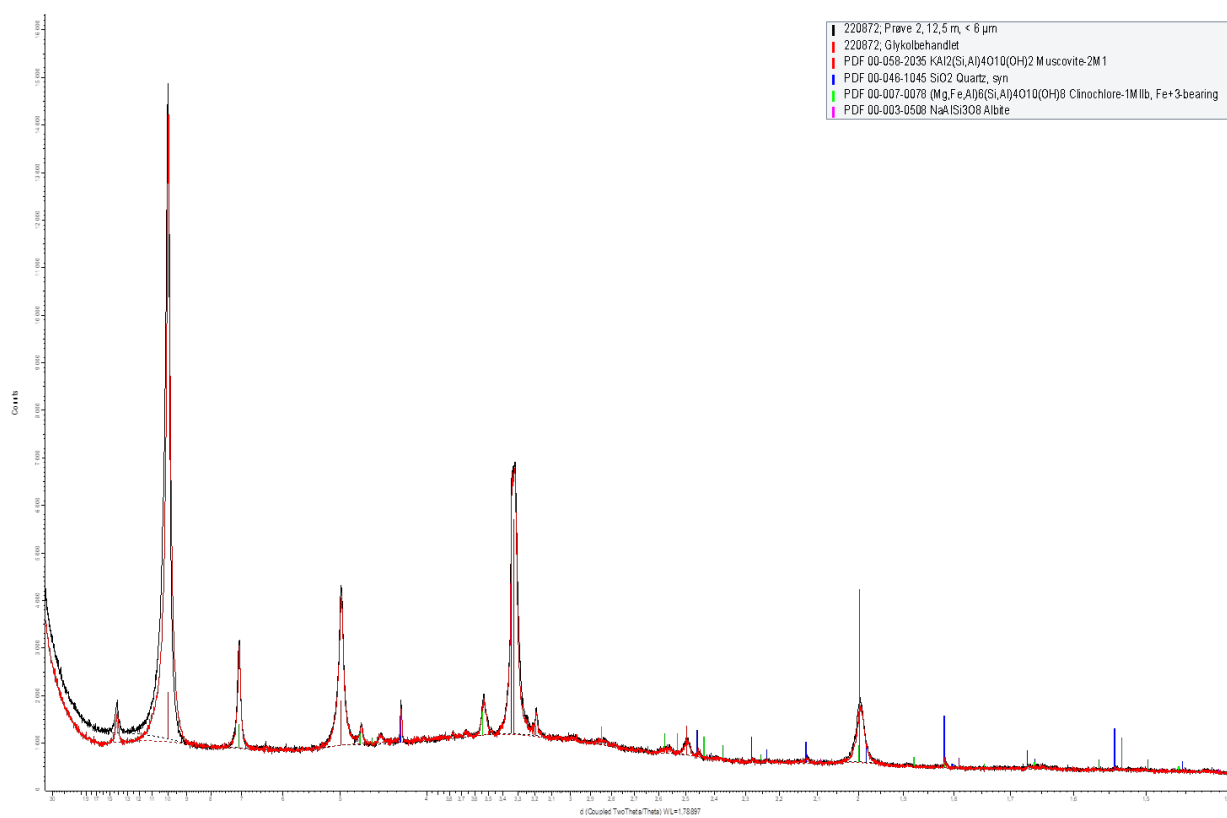
Figur C.11: Diffraktogram for prøve 3, 16 m.



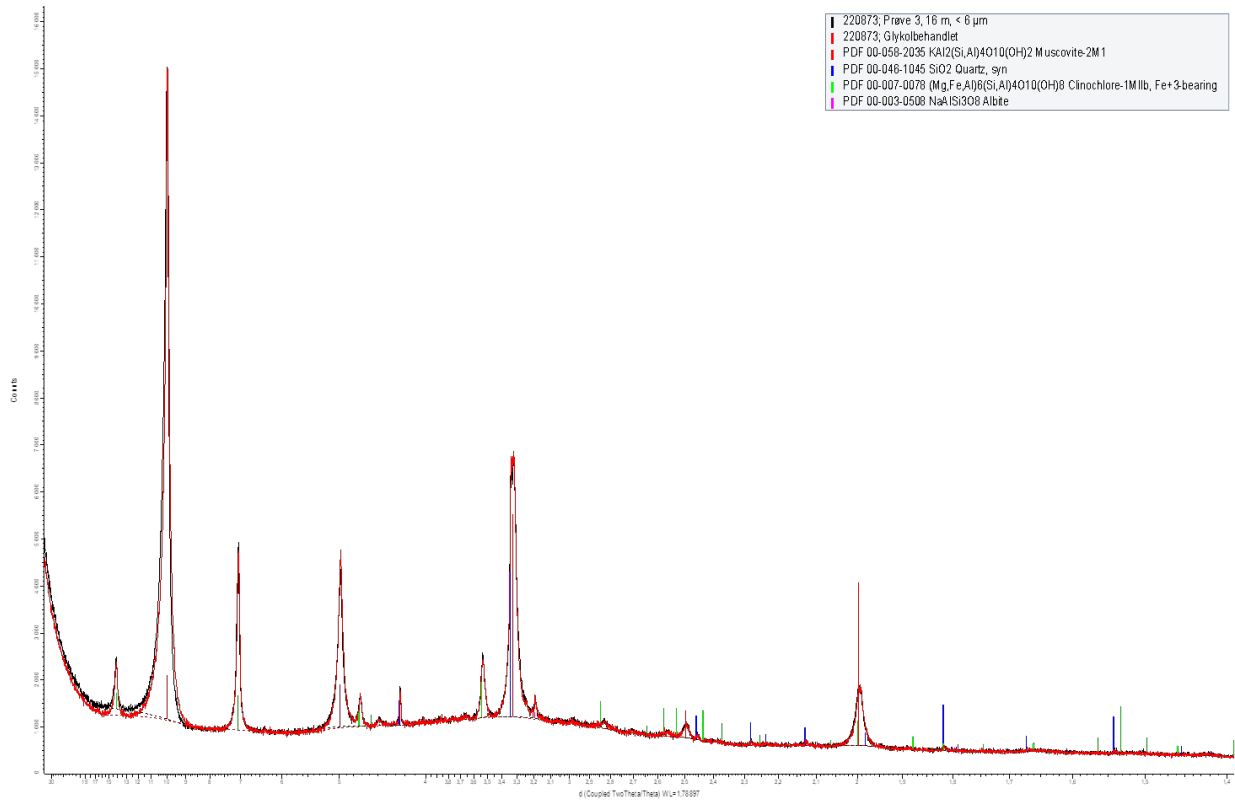
Figur C.12: Diffraktogram for prøve 4, 18 m.



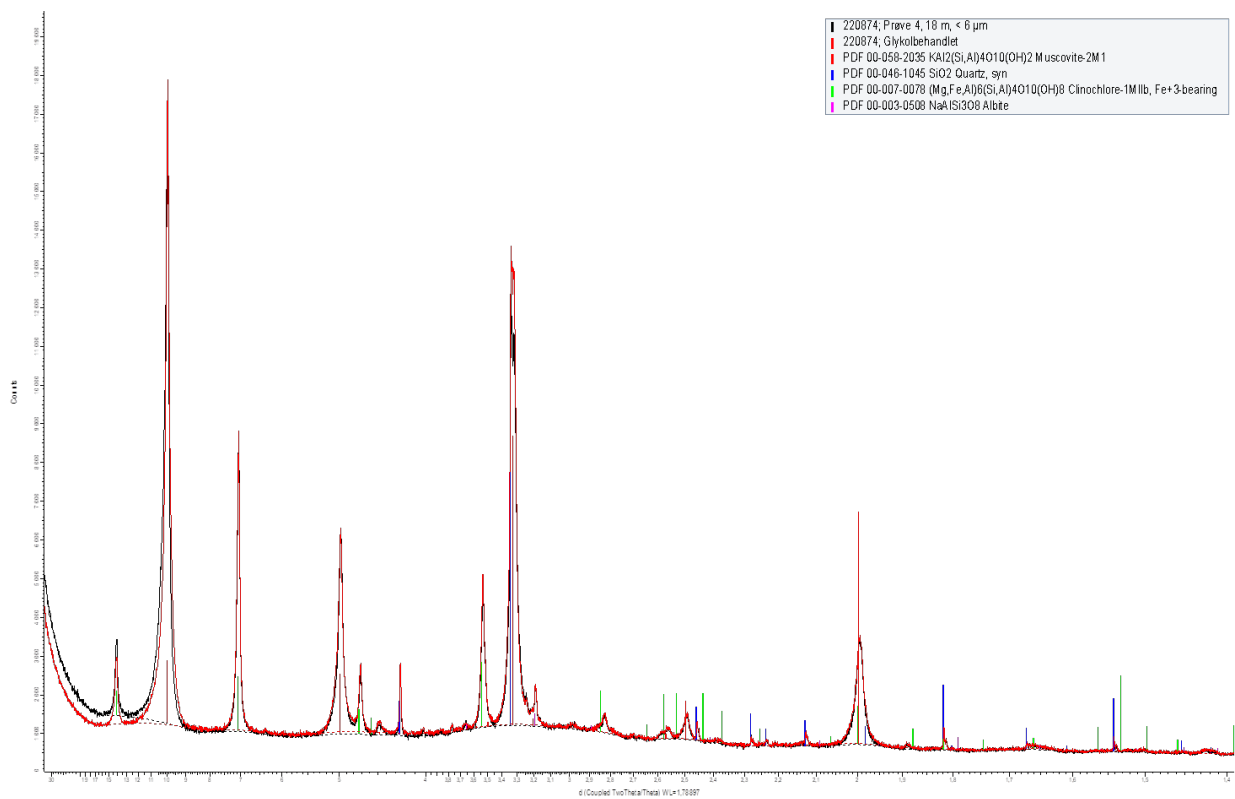
Figur C.13: Diffraktogram for glykolbehandlet prøve 1, 11,5 m.



Figur C.14: Diffraktogram for glykolbehandlet prøve 2, 12,5 m.



Figur C.15: Diffraktogram for glykolbehandlet prøve 3, 16 m.



Figur C.16: Diffraktogram for glykolbehandlet prøve 4, 18 m.

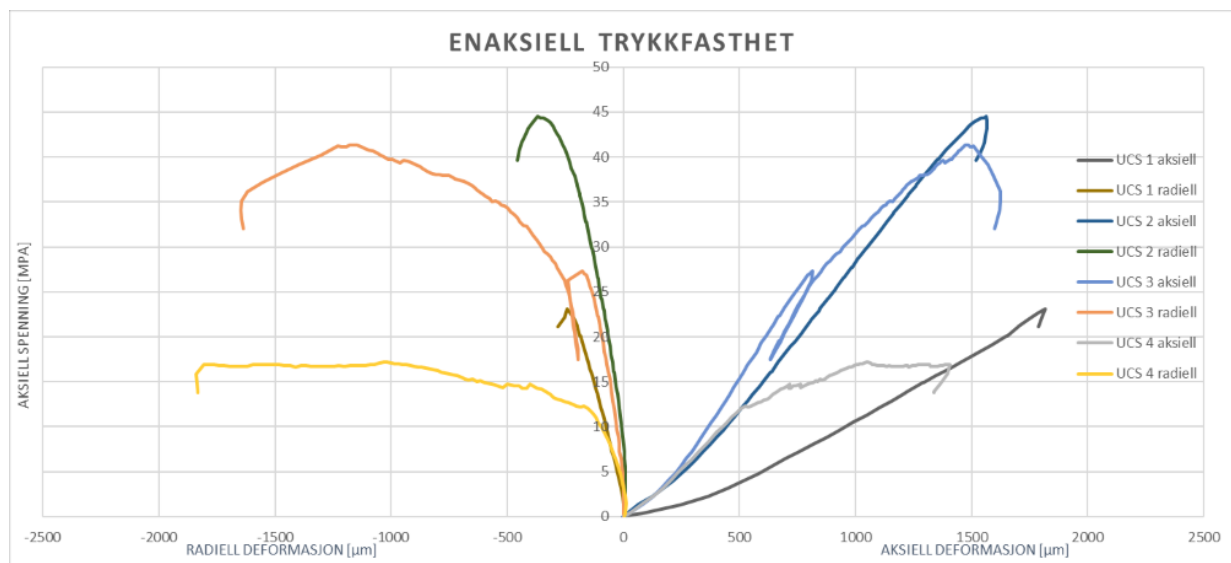
C.3.2 Enaksiell trykkfasthet

Tabell C.2: Størrelse på prøvestykker brukt i UCS

Prøvenr.	Kjernerdybde [m]	Diameter [mm]	Lengde [mm]	Vekt [g]	Tetthet [g/cm ³]
1	11,5	50,49	133,06	732,89	2,75
2	12,5	50,50	132,97	724,89	2,72
3	16,0	50,54	133,13	731,46	2,74
4	18,0	50,49	132,96	727,83	2,73
Gjennomsnitt		50,49	133,03	729,27	2,74

Tabell C.3: Testresultater enaksiell trykkfasthet

Prøvenr.	Kjernerdybde [m]	UCS [MPa]	E-modul [GPa]	Sekantmodul [GPa]	ν [-]	Tangent Point [MPa]
1	11,5	23	15	13	0,16	12
2	12,5	45	34	28	0,24	23
3	16	41	41	25	0,28	20
4	18	17	28	12	0,39	7
Gjennomsnitt		32	30	20	0,23	20



Figur C.17: Aksiell og radiell tøyning plottet mot spenning for de fire prøvestykkene som ble testet.

C.3.3 Resultater braziltest

Tabell C.4: Testresultater braziltest

Prøvenr.	Kjernedybde [m]	Kraft [kN]	σ_t [MPa]
1	9,25	3,1	1,6
2	9,5	4,0	2,0
3	9,5	12,7	6,6
4	16	13,6	7,2
5	16	20,1	10,6
6	18	12,1	6,4
7	18	5,9	3,1
8	18	7,8	3,8

Streakede verdier beskriver testene som feilet.

C.3.4 Resultater punktlasttest

Tabell C.5: Resultater punktlasttest diametralt, parallelt med foliasjonen.

Kjernedybde [m]	Prøvenr.	Type	D [mm]	F [kN]	P [kN]	D_e^2 [mm ²]	D_e [mm]	I_s [N/m ²]	F_{korr}	$I_{s(50)}$
9,25	1	d	50,5	1,1	1,0	2549,2	50,5	0,4	1,0	0,4
9,5	2	d	50,6	2,5	2,4	2556,3	50,6	0,9	1,0	0,9
11,5	3	d	50,4	1,3	1,3	2538,1	50,4	0,5	1,0	0,5
12,5	4	d	50,5	4,9	4,7	2554,3	50,5	1,9	1,0	1,9
12,5	5	d	50,5	2,5	2,4	2554,3	50,5	0,9	1,0	0,9
16	6	d	50,6	1,9	1,8	2558,3	50,6	0,7	1,0	0,7
									Gjennomsnitt godkjente	0,6
									Gjennomsnitt alle* verdier	0,8

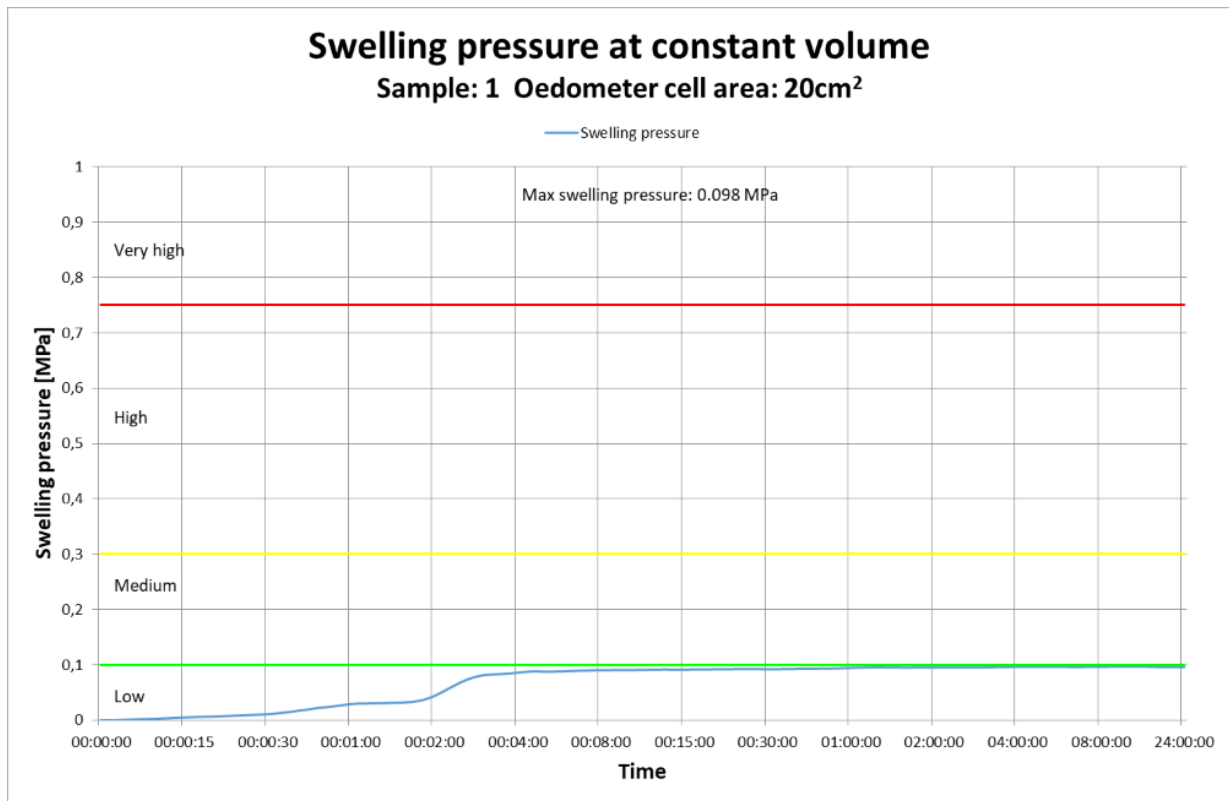
Tabell C.6: Resultater punktlasttest aksielt, vinkelrett på foliasjonen.

Kjerne- dybde [m]	Prøvenr.	Type	D [mm]	W [mm]	F [kN]	P [kN]	D_e^2 [mm ²]	D_e [mm ²]	I_s [N/m ²]	F_{korr}	$I_{s(50)}$
9,25	1	a ⊥	31,8	50,5	8,7	8,4	2044,3	45,2	4,1	1,0	3,9
9,25	2	a ⊥	36,4	50,5	8,6	8,3	2340,0	48,4	3,5	1,0	3,5
9,25	3	a ⊥	21,7	50,5	7,6	7,4	1396,9	37,4	5,3	0,9	4,6
9,25	4	a ⊥	25,0	50,5	11,0	10,6	1605,9	40,1	6,6	0,9	6,0
9,5	5	a ⊥	37,9	50,6	10,0	9,7	2439,8	49,4	4,0	1,0	3,9
9,5	6	a ⊥	37,2	50,6	8,2	7,9	2392,2	48,9	3,3	1,0	3,3
11,5	7	a ⊥	34,4	50,4	6,0	5,8	2209,2	47,0	2,6	1,0	2,6
11,5	8	a ⊥	31,3	50,4	7,1	6,8	2009,0	44,8	3,4	1,0	3,2
12,5	9	a ⊥	32,2	50,5	5,2	5,0	2066,2	45,5	2,4	1,0	2,3
12,5	10	a ⊥	46,1	50,4	8,4	8,1	2956,3	54,4	2,7	1,0	2,8
16	11	a ⊥	24,4	50,6	5,5	5,3	1571,4	39,6	3,4	0,9	3,1
16	12	a ⊥	31,3	50,5	2,8	2,7	2012,1	44,9	1,3	1,0	1,3
-	13	a	32,6	50,3	2,0	1,9	2090,4	45,7	0,9	1,0	0,9
-	14	a ⊥	34,4	50,7	6,6	6,4	2221,9	47,1	2,9	1,0	2,8
Gjennomsnitt godkjente										4,0	
Gjennomsnitt alle * verdier										3,1	

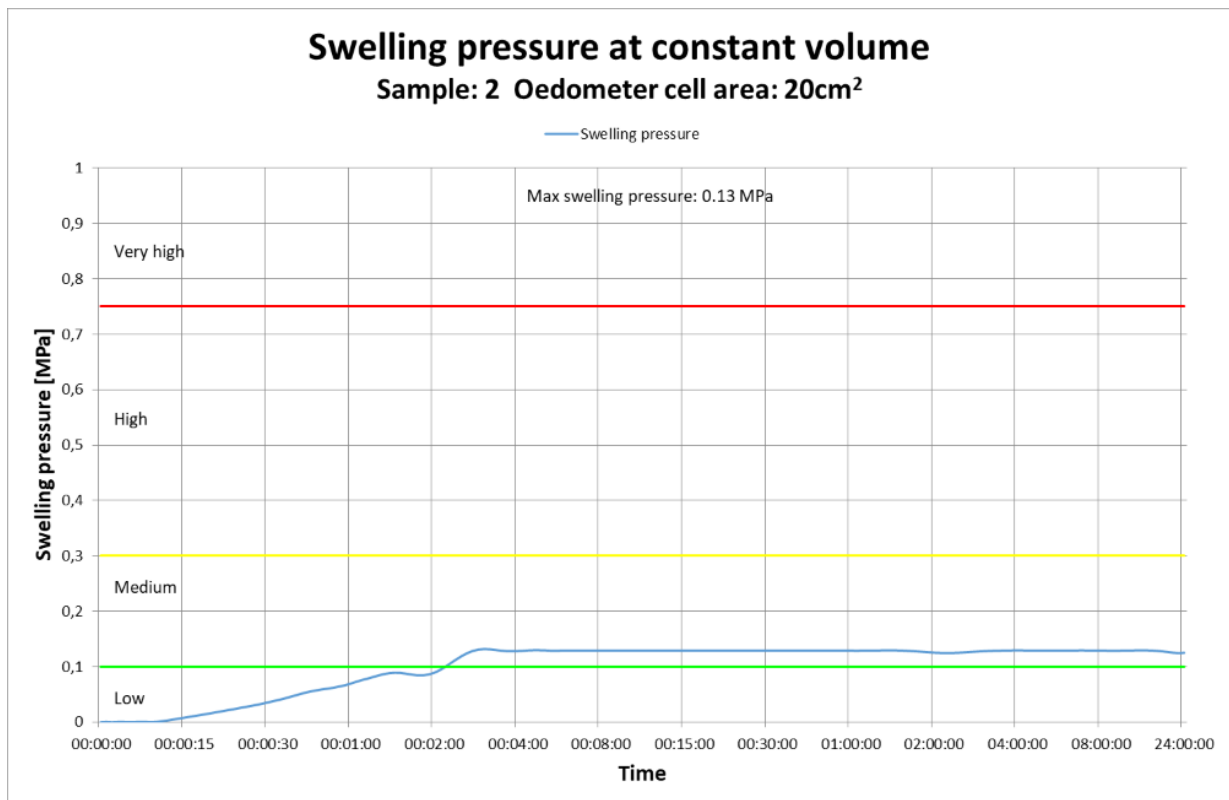
* For gjennomsnitt av alle verdier er både godkjente og ikke godkjente tester tatt med og det er etter kravene fra ISRM tatt vekk de to laveste og høyeste verdiene for de aksielle testene siden det her er gjennomført flere enn 10 tester, mens for de diameterale testene er det kun fjernet den høyeste og laveste verdien.

~~Strekede verdier~~ beskriver testene som feilet.

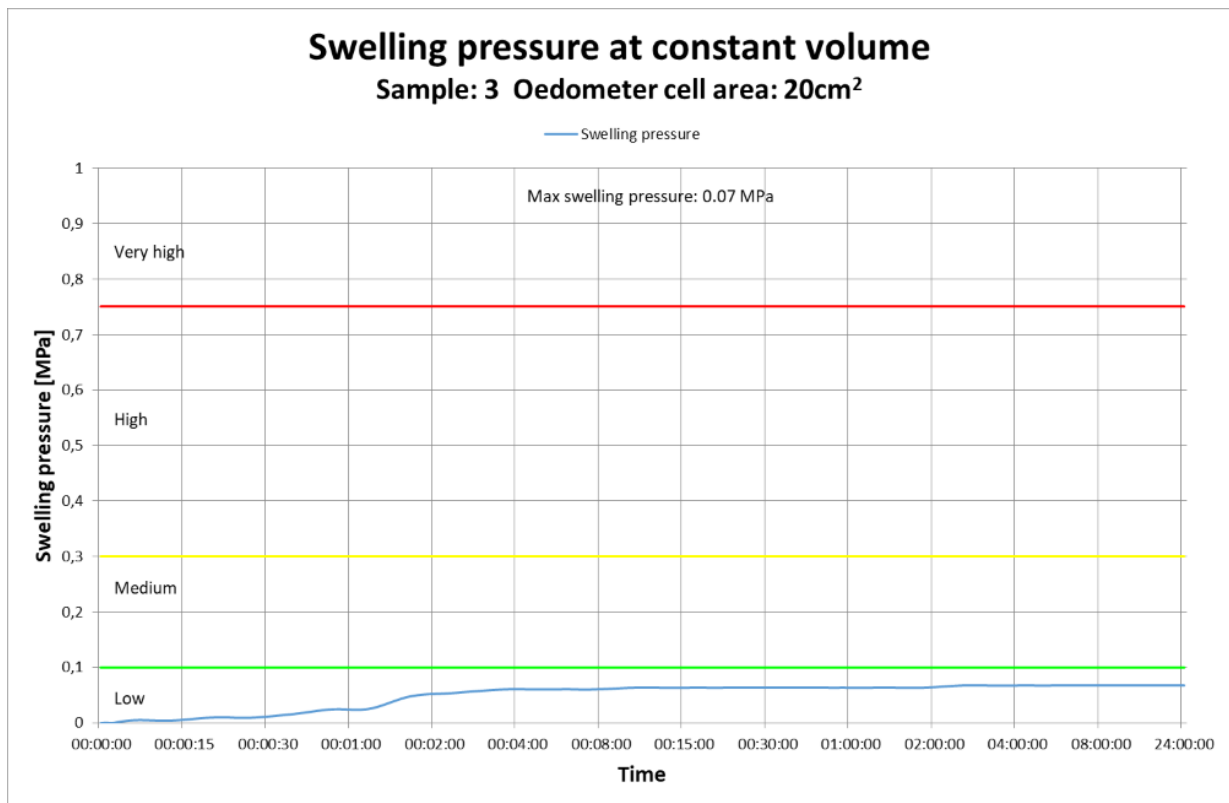
C.3.5 Svelling av pulver



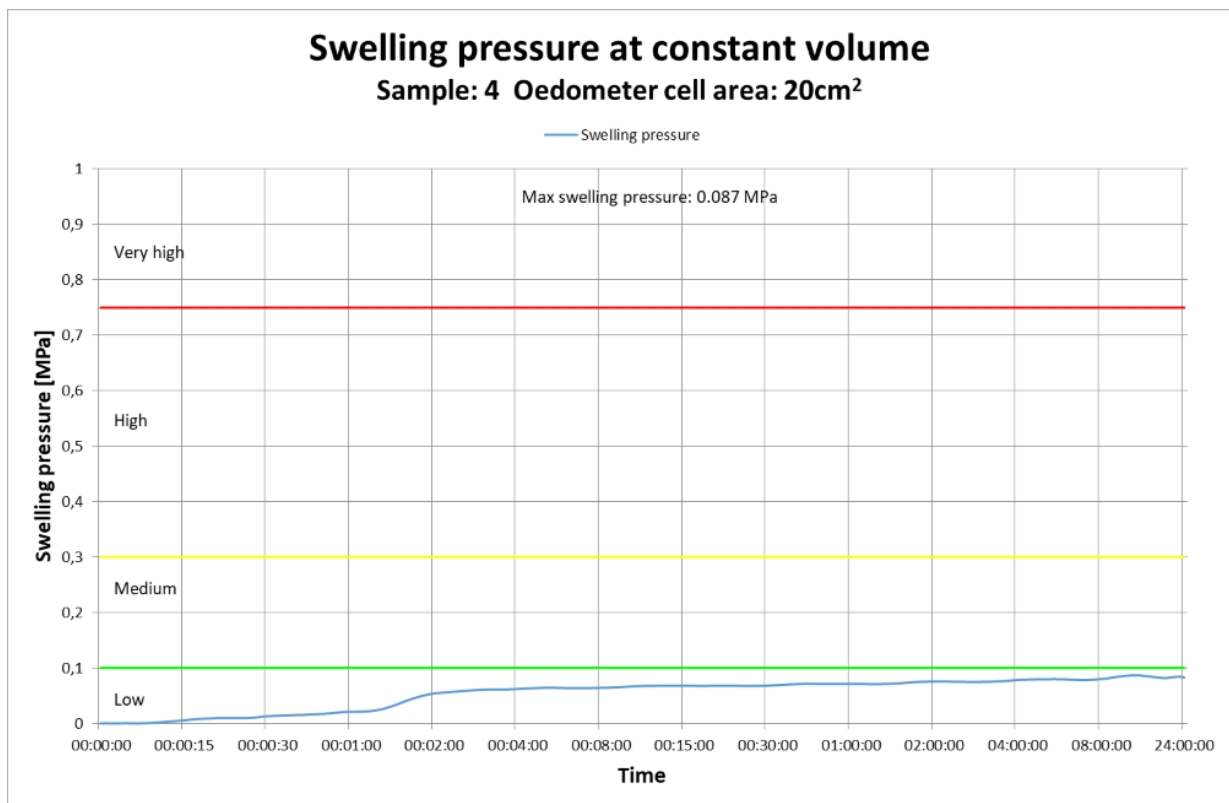
Figur C.18: Svelling av pulver for prøve 1 fra 11,5 m.



Figur C.19: Svelling av pulver for prøve 2 fra 12,5 m.



Figur C.20: Svelling av pulver for prøve 3 fra 16,0 m.



Figur C.21: Svelling av pulver for prøve 4 fra 18,0 m.

C.4 Nye laboratorietester

C.4.1 Preparering til XRD og svelling av pulver

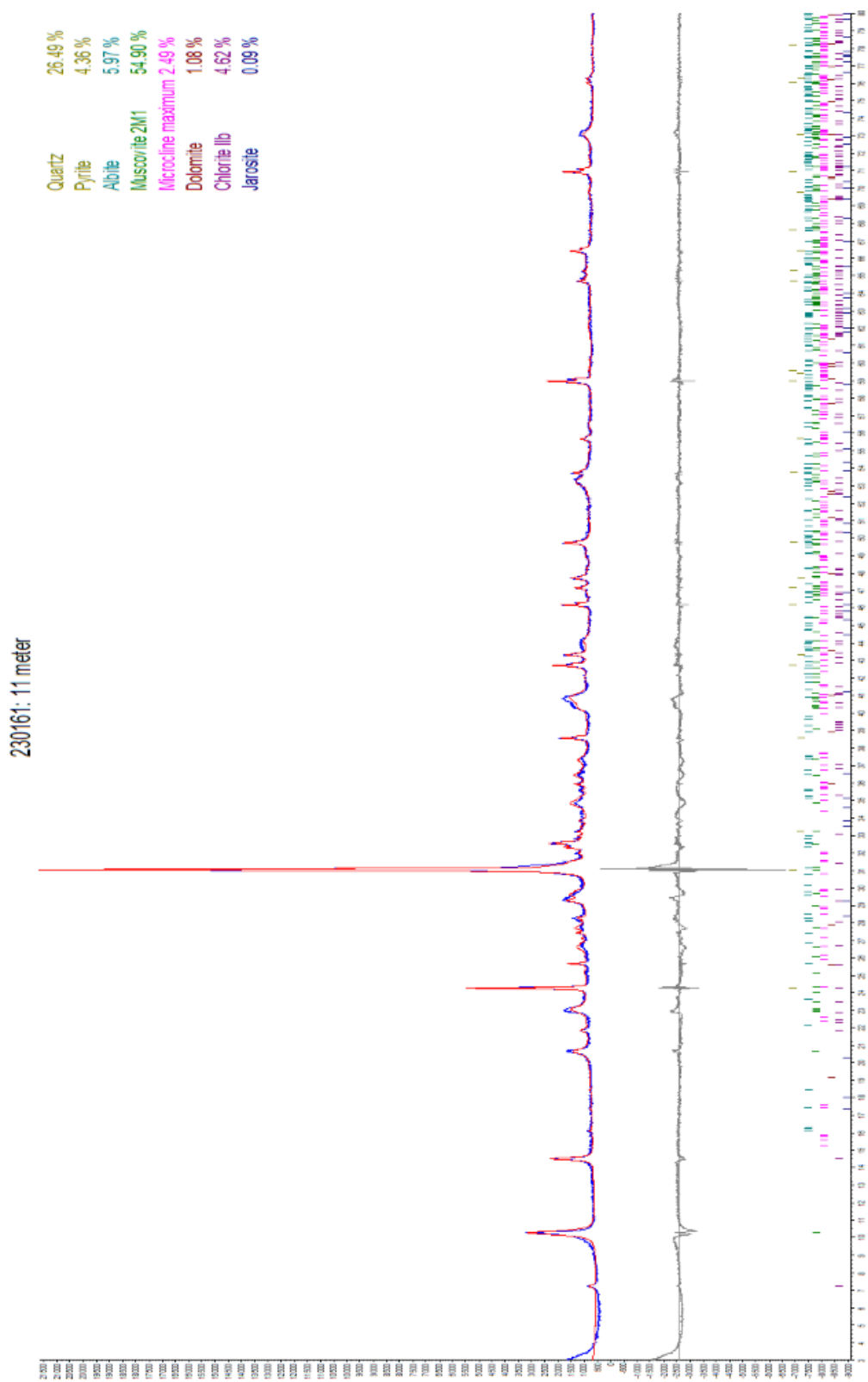


Figur C.22: Prøvematerialet av kjernebit fra 11 m klart til test for svelling av pulver. Prøvematerialet har vært gjennom “Fly Press Rock Crusher”, “Splitter” og “Skivesvingmølle”.

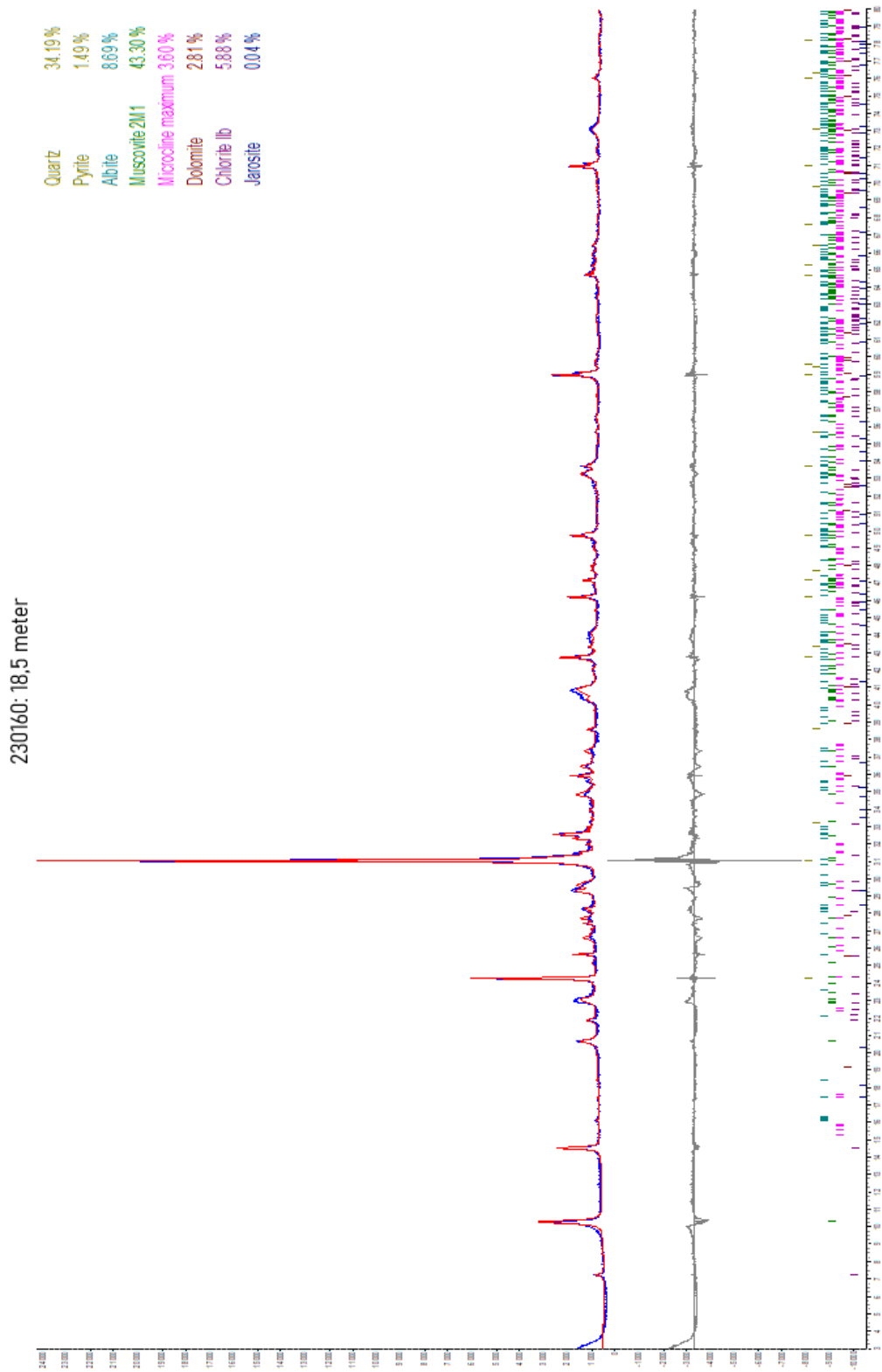


Figur C.23: Prøvematerialet av kjernebit fra 18,5 m klart til test for svelling av pulver. Prøvematerialet har vært gjennom “Fly Press Rock Crusher”, “Splitter” og “Skivesvingmølle”.

C.4.2 XRD

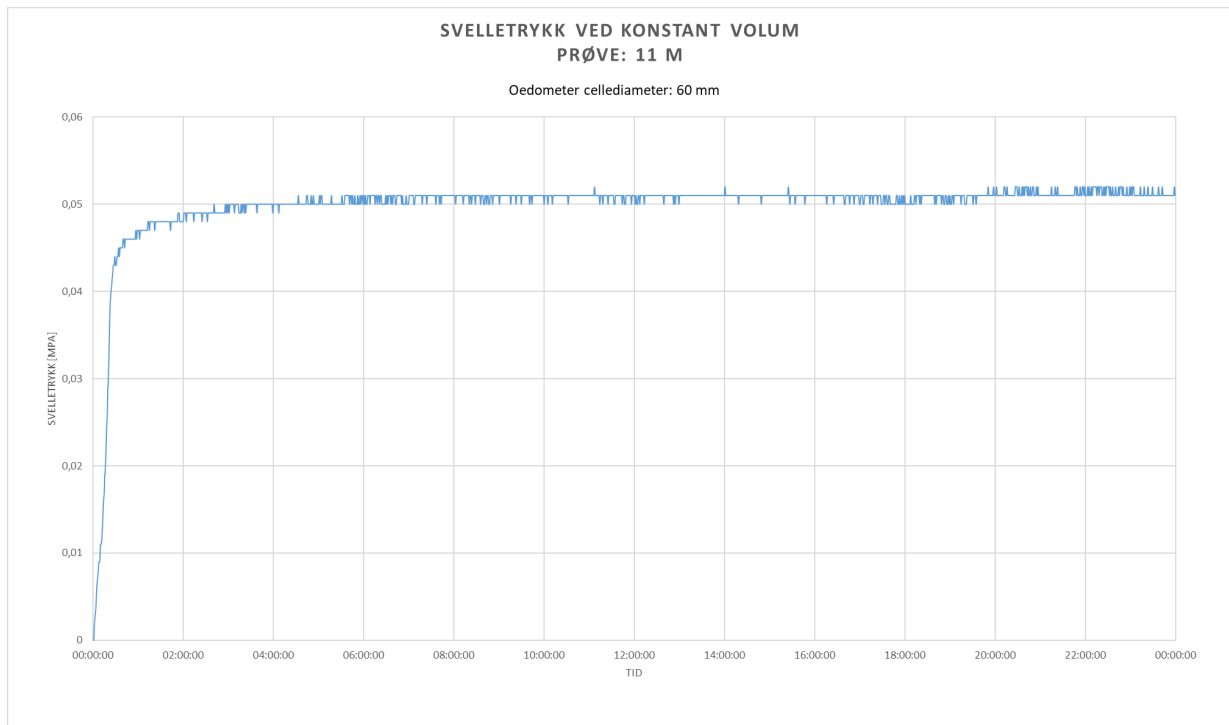


Figur C.24: Diffraktogram for prøve fra 11 m.

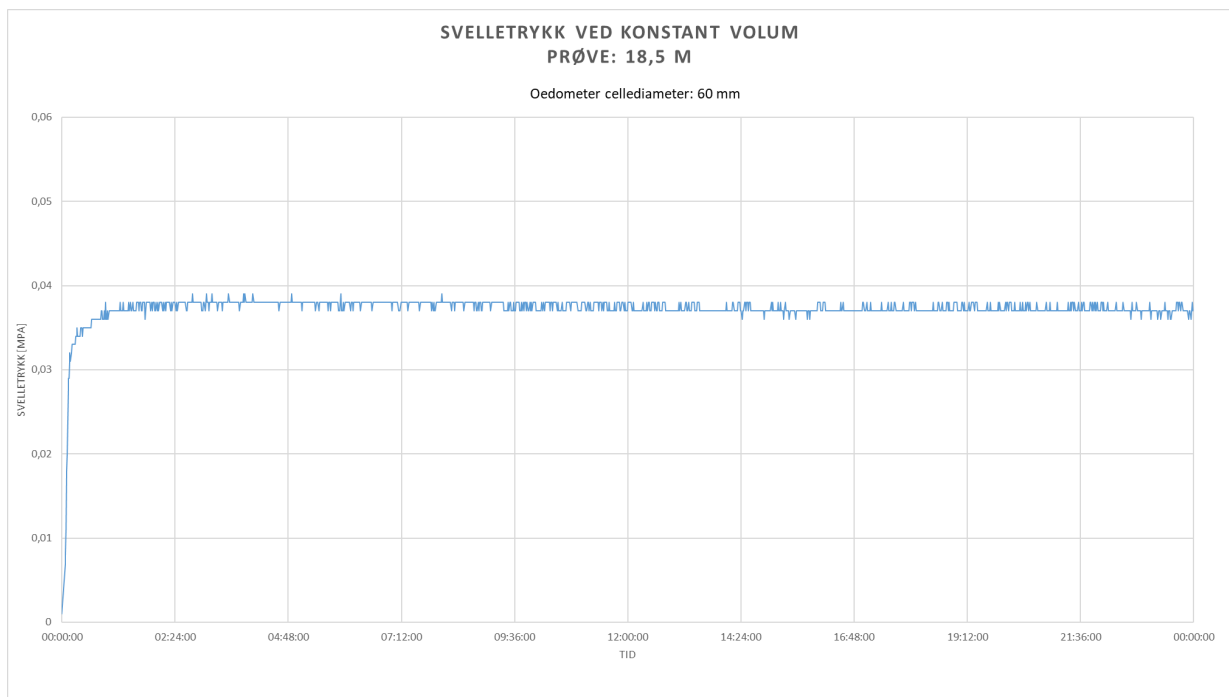


Figur C.25: Diffraktogram for prøve fra 18 m.

C.4.3 Svelling av pulver

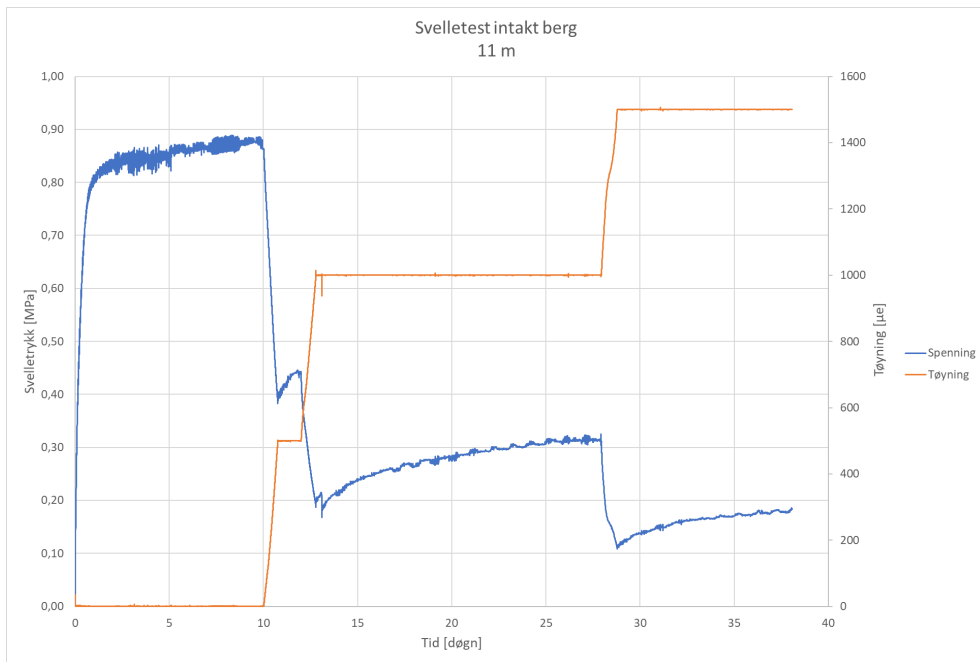


Figur C.26: Svelling av pulver for prøve fra 11 m.

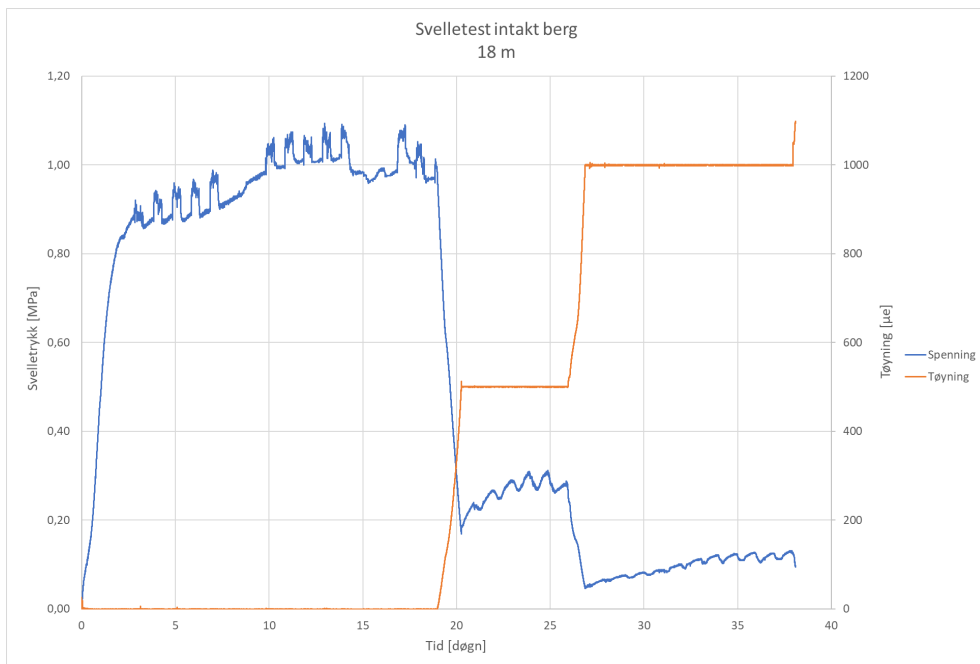


Figur C.27: Svelling av pulver for prøve fra 18,5 m.

C.4.4 Svelling av intakt berg



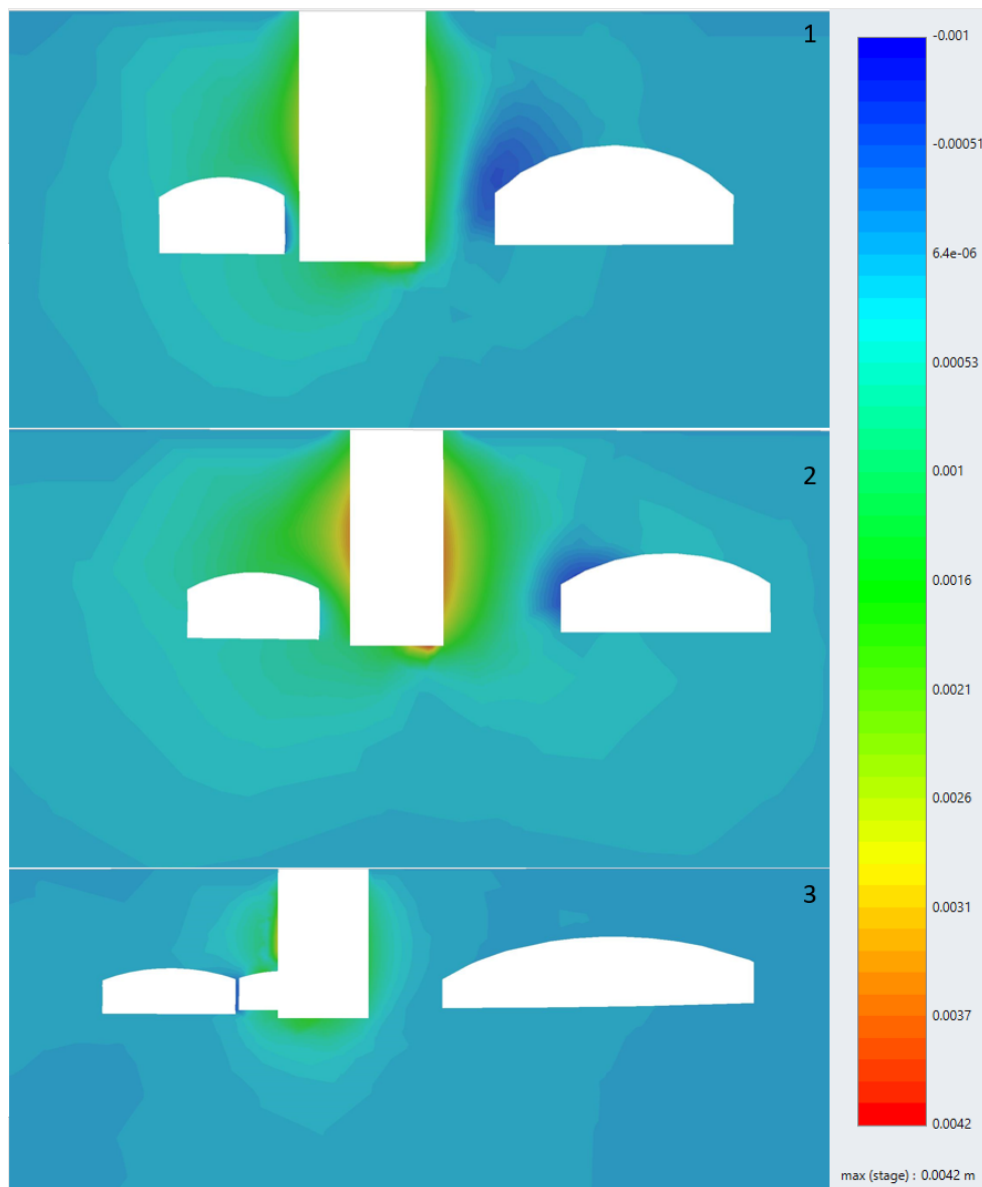
Figur C.28: Svellingstrykk og tøyning plottet mot tid for prøve fra 11 m testet andre gang for svellingstest av intakt berg.



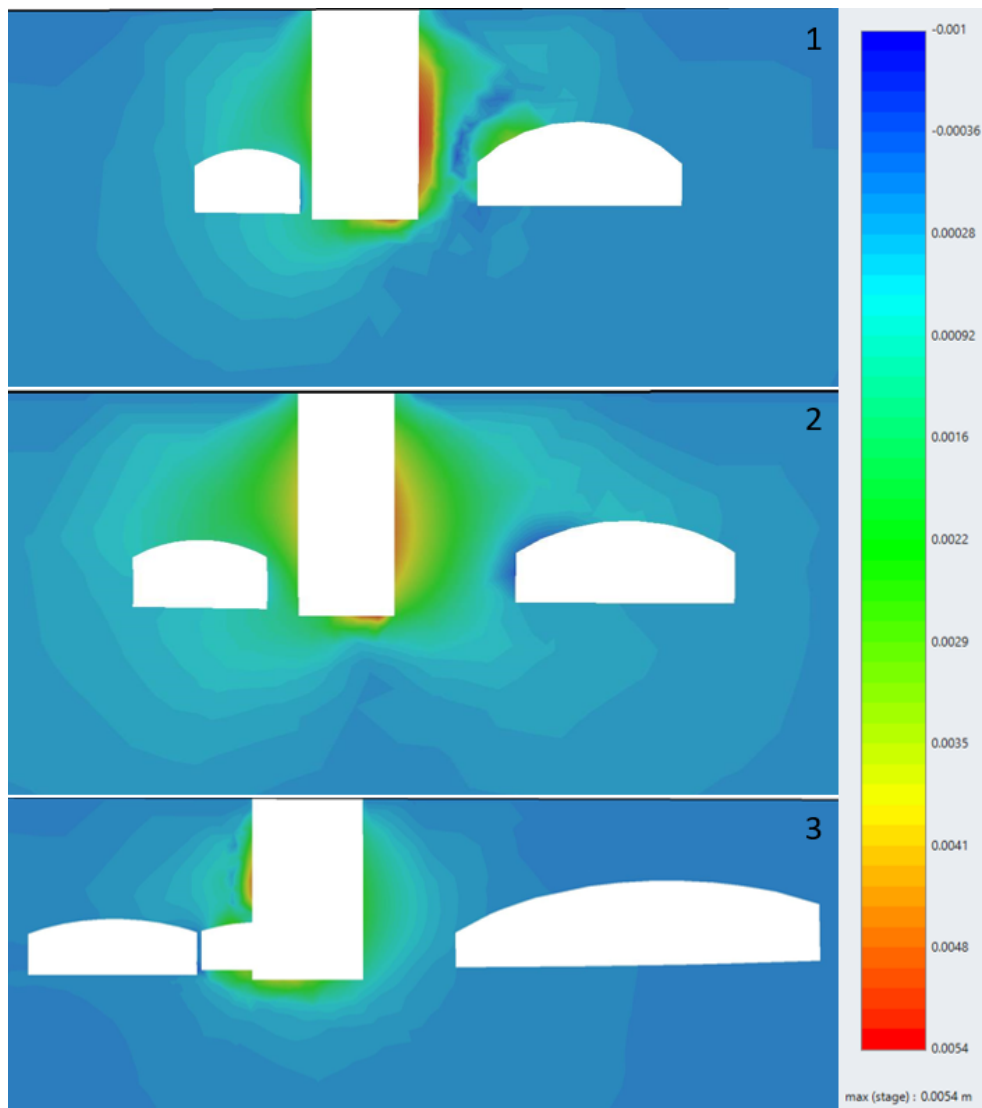
Figur C.29: Svellingstrykk og tøyning plottet mot tid for prøve fra 18,5 m for svellingstest av intakt berg.

D Vedlegg- Numerisk analyse

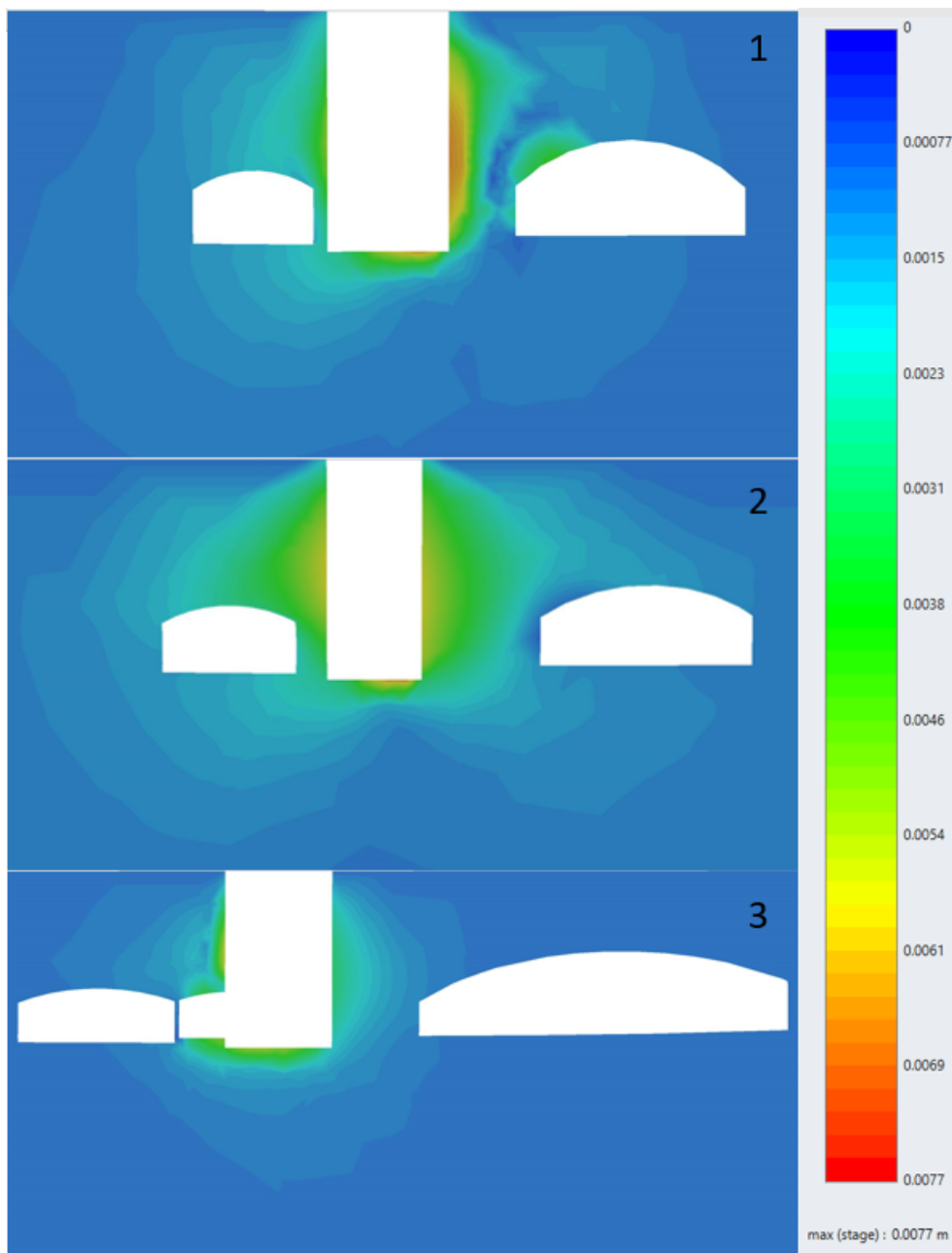
D.1 Deformasjon



Figur D.1: Resultat av deformasjon i RS3 med svelletrykk på 0 MPa med 3 plan for å analysere resultatene.

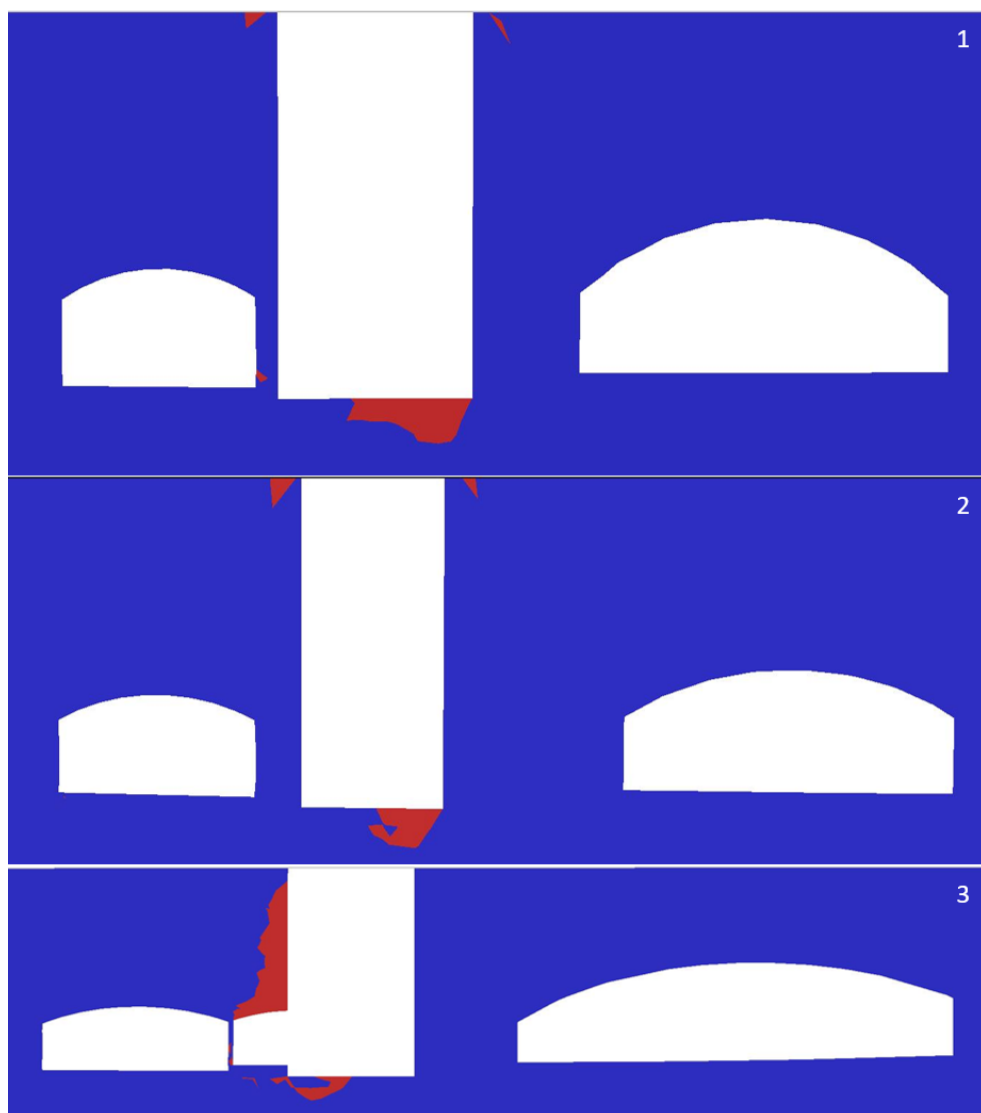


Figur D.2: Resultat av deformasjon i RS3 med svelletrykk på 0,12 MPa med 3 plan for å analysere resultatene.

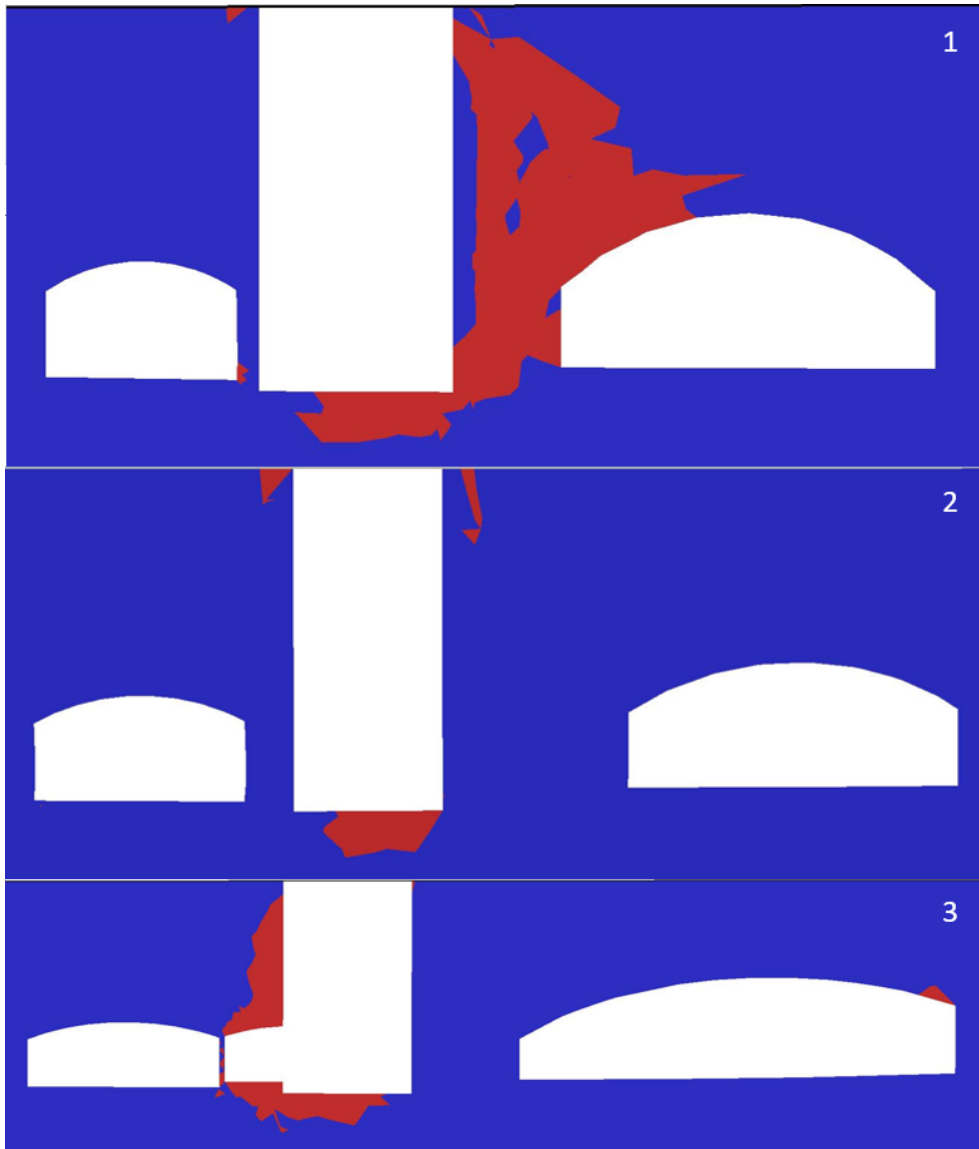


Figur D.3: Resultat av deformasjon i RS3 med svelletrykk på 0,2 MPa med 3 plan for å analysere resultatene.

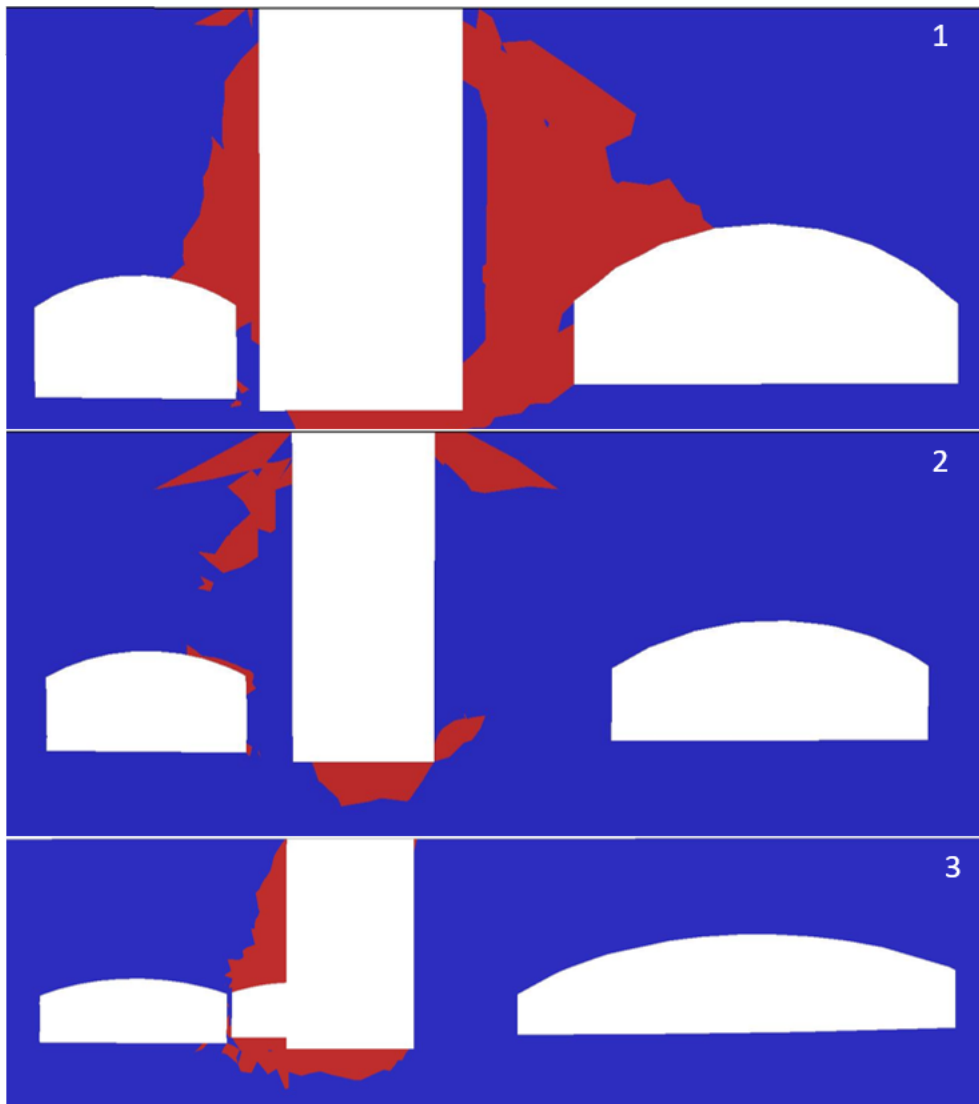
D.2 Bruddannelse



Figur D.4: Modell av bruddannelse i RS3 uten svelletrykk med 3 plan for å analysere resultatene.



Figur D.5: Modell av bruddannelse i RS3 med svelletrykk på 0,12 MPa med 3 plan for å analysere resultatene.



Figur D.6: Modell av bruddannelse i RS3 med svelletrykk på 0,2 MPa med 3 plan for å analysere resultatene.

