

Susanne Bøe

Ingeniørgeologisk kartlegging og numerisk modellering i UDEC og RS2, med parameterstudier, for Fornebubanen

Masteroppgave i Geologi

Veileder: Charlie C. Li, Panagiotis Chryssanthakis

Mai 2020

Susanne Bøe

Ingeniørgeologisk kartlegging og numerisk modellering i UDEC og RS2, med parameterstudier, for Fornebubanen

Masteroppgave i Geologi

Veileder: Charlie C. Li, Panagiotis Chryssanthakis

Mai 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for geovitenskap og petroleum



Kunnskap for en bedre verden

Sammendrag

I forbindelse med prosjektering av den nye t-banestrekningen Fornebubanen har det blitt uttrykt interesse for å se nærmere på ingeniørgeologisk numerisk modellering. Målet med denne oppgaven er å sammenlikne de to modelleringsprogrammene UDEC og RS2, primært mht. modelleringsresultater, for et utvalgt tverrsnitt langs Fornebubanen. Valgt tverrsnitt befinner seg sør for Flytårnet stasjon på Fornebulandet. Som grunnlag for den numeriske modelleringen er det utført et litteraturstudium og feltarbeid for å bli bedre kjent med prosjektet og geologien i prosjektområdet, samt å skaffe input til modelleringen.

Feltarbeidet som er gjennomført i forbindelse med denne oppgaven indikerer at bergmassen i prosjektområdet i stor grad er som beskrevet i litteratur. Bergmassen består hovedsakelig av knollekalk med lokale magmatiske intrusjoner og tegn til folding. Det er to hovedsprekkesett i knollekalken som kan observeres i hele feltområdet. Egenskaper i bergmassen varierer internt i bergartsgrupper og mellom ulike sprekkesett. Generelt vurderes bergmassekvaliteten som middels til dårlig med RMR og GSI.

Parameterstudier inngår i forbindelse med modellering i de to programmene. Internt i de to parameterstudiene vurderes resultatene som logiske. Destabiliserende justeringer, som redusert sidespenning, sprekkefyll, redusert GSI og introduksjon av sprekker, medfører f.eks. økte forflytninger og høyere last og flere brudd i bolter. Bergsikring har derimot stabiliserende effekt. Det mest ustabile området i modellene ser ut til å være ved pilar. Modellering av sprekker påvirker mønstrene til de ulike resultatene.

UDEC-resultatene vurderes generelt å være fornuftige i både størrelsesorden og mønster. Feltresultatene gir svært ulike resultater i UDEC og RS2 mht. størrelsesorden, der RS2-resultatene er en del lavere enn UDEC-resultatene. Med redusert GSI og vha. sprekkemodellering blir RS2-resultatene mer like UDEC-resultatene. Det er samtidig flere ting som tyder på at RS2 med Hoek-Brown-bruddkriteriet er dårligere egnet til å simulere denne bergmassens oppførsel på en realistisk måte enn UDEC.

RS2-modellen som vurderes som best egnet til å studere det aktuelle tverrsnittet, av RS2-modellene denne oppgaven, er en RS2-modell med GSI basert på feltresultatene og eksplisitte sprekker. Man bør imidlertid være kritisk særlig til størrelsesorden på modelleringsresultatene fra en slik modell, da disse ikke nødvendigvis vurderes som helt realistiske for bergmassen i dette tilfellet. Det kan argumenteres for at modelleringen i RS2 i mange tilfeller gir gode nok resultater, men for den aktuelle bergmassen anbefales modellering i UDEC for fornuftige modelleringsresultater. Den numeriske modelleringen i denne oppgaven demonstrerer hvordan valg av modelleringsprogram, bruddkriterier og input er av betydning i forbindelse med ingeniørgeologisk numerisk modellering.

Abstract

During planning of the new metro line Fornebubanen, interest has been expressed for a study of engineering geological numerical modelling related to the project. The goal of this thesis is to compare the two modelling programs UDEC and RS2, primarily with respect to modelling results, for a selected cross section along the metro line. The selected cross section is located south of Flytårnet station at the Fornebu peninsula. As basis for the numerical modelling, a literature study and field work has been conducted, to become better acquainted with the project and the geology of the project area, as well as to provide input for the modelling.

The conducted field work indicates that the rock mass in the project area is largely as described in literature. The rock mass mainly consists of alternating layers of shale and limestone nodules, with local magmatic intrusions and sign of folding. Two main joints sets can be recognized in the layered rock mass across the field area. Properties in the rock mass vary within rock types and between joint sets. Generally, the rock mass is of medium to poor quality, according to the RMR and the GSI-system.

The numerical modelling includes parametric studies. The results within each parametric study are considered logical. Destabilizing adjustments, such as reduced horizontal stress, addition of joint coatings, reduced GSI and introduction of joints, results in for instance increased displacements and higher loads in and more failure of rock bolts. Rock support increases stability. The most unstable area in the models appears to be the pillar area. Modelling joints affects the patterns of the different results.

In general, the UDEC modelling results are considered reasonable in both magnitudes and patterns. When modelling with field results as input, the magnitudes of the RS2 modelling results are significantly lower than the UDEC modelling results. By reducing the GSI and introducing joints in the RS2 models, the results from the two modelling programs become more alike. Nonetheless, RS2, with the Hoek-Brown failure envelope, seems to be less suited for realistic simulation of the behavior of this rock mass, compared to UDEC.

An RS2 model with GSI based on field results and explicit joint modelling is considered the most suitable RS2 model for studying the selected cross section, of all the RS2 models in this thesis. It is, however, important to be critical of especially the magnitude of the modeling results of such a model, since these aren't necessarily considered realistic for the rock mass in question. One may argue that the RS2 modelling in many cases may provide sufficiently good results. Still, in order to get reasonable modelling results for this rock mass, modelling in UDEC is recommended over RS2. The numerical modelling of this master thesis demonstrates how choice of modelling program, failure envelope and input is of importance during engineering geological numerical modelling.

Forord

Denne oppgaven er skrevet i perioden august 2019 til mai 2020 som avsluttende del av min mastergrad i geologi, med spesialisering innenfor ingeniørgeologi, ved institutt for geovitenskap og petroleum (IGP) ved NTNU. Hovedveileder for denne oppgaven er professor Charlie C. Li ved IGP. Oppgaven er skrevet i samarbeid med COWI AS, med ingeniørgeolog Panagiotis Chryssanthakis som ekstern veileder. Oppgavens tittel og beskrivelse er utarbeidet i samarbeid med Panagiotis Chryssanthakis og Charlie C. Li.

Jeg vil takke Panagiotis Chryssanthakis og COWI for at jeg fikk mulighet til å skrive oppgave i samarbeid med dem. Å få lov til å sitte i COWIs lokaler i Oslo med lav terskel for å spørre om råd, hjelp og innspill av både Panagiotis Chryssanthakis og andre ingeniørgeologer i COWI har vært uvurderlig. Panagiotis Chryssanthakis sin entusiasme og engasjement i oppgaven settes stor pris på. Lån av feltutstyr, kontorplass, kraftig PC og andre ressurser fra COWI er også høyt verdsatt.

Videre vil jeg takke Charlie C. Li for oppfølging, råd og veiledning gjennom flere møter, e-poster og telefonsamtaler det siste året. En takk rettes også til Olav Hval ved Prosjektgruppen Fornebubanen (PGF) og andre i PGF for adgang til prosjektets lokaler og dokumenter. Jeg vil også takke ingeniørgeologer i Multiconsult for adgang til gamle rapporter fra VEAS-tunnelen og innspill til spørsmål jeg har hatt rundt oppgaven. Nghia Trinh fortjener også en takk for nyttig veiledning om numerisk modellering.

Til slutt vil jeg takke min far, Morten Bøe-Valø, og min forlovede, Wilhelm Berg-Jacobsen, for hjelp med gjennomlesing. Jeg vil også takke hunden min, Atlas, for hyggelig selskap i felt.

Asker, mai 2020

Susanne Bøe

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	i
Abstract	iii
Forord	v
Innholdsfortegnelse	vii
Figurliste	ix
Tabelliste	xv
1 Introduksjon	1
2 Bakgrunnsinformasjon	3
2.1 Fornebubanen.....	3
2.2 Oslofeltets geologiske historie.....	5
2.3 Erfaringer fra tunneler i nærområdet	9
3 Teori	15
3.1 Klassifisering av bergmasse.....	15
3.1.1 Q-systemet.....	15
3.1.2 RMR.....	17
3.1.3 GSI.....	19
3.1.4 Konvertering mellom klassifikasjonssystemer.....	21
3.2 Numerisk modellering	21
3.3 Egenskaper til berg	24
3.3.1 Bruddkriterier	24
3.3.1.1 Generalisert Hoek-Brown bruddkriterium.....	24
3.3.1.2 Barton-Bandis bruddkriterium	25
3.3.2 Dilasjon.....	28
3.3.3 Moduler og stivhet.....	28
4 Ingeniørgeologiske grunnundersøkelser	31
4.1 Oversikt over sentrale grunnundersøkelser	31
4.1.1 Prosjekteringens feltarbeid	31
4.1.2 Kjerneboring	31
4.1.3 Laboratorietesting	31
4.1.4 Egen feltkartlegging	32
4.2 Resultater fra egen feltkartlegging	34
4.2.1 Bergarter og forvitring	34

4.2.2	Oppsprekking	37
4.2.3	Sprekkeegenskaper	42
4.2.3.1	Sprekkelengde og sprekkavstand	42
4.2.3.2	JCS	43
4.2.3.3	JRC	44
4.2.3.4	Sprekkefylling	46
4.2.3.5	Sprekkeåpning	48
4.2.4	Bergmasseklassifisering	50
4.3	Resultater fra prosjekteringens feltarbeid	53
4.4	Resultater fra kjerne logging	54
4.5	Resultater fra laboratorietesting	55
4.6	Diskusjon av grunnundersøkelser	56
5	Numerisk modellering	61
5.1	Valg av tverrsnitt og modellutforming	61
5.2	Materialeegenskaper	65
5.3	UDEC-modellering	68
5.3.1	Resultater fra UDEC-modellering	69
5.4	RS2-modellering	79
5.4.1	Resultater fra RS2-modellering	81
5.5	Diskusjon av numerisk modellering	92
6	Videre arbeid	101
7	Konklusjon	103
8	Referanser	105
9	Personlig kommunikasjon	111
10	Vedlegg	113

Figurliste

Figur 1: Oversiktskart over Fornebubanen med planlagt trasé og stasjoner (Esri, 2011; Oslo kommune, 2019).....	3
Figur 2: Forenklet geologisk tidsskala som dekker det relevante tidsintervallet for beskrivelse av den geologiske historien i Oslofeltet.	5
Figur 3: Stratigrafisk oversikt over den kambrosilurske lagrekka med etasjeinndeling i området Oslo-Asker (Ramberg <i>et al.</i> , 2013).....	6
Figur 4: Forenklet geologisk kart over Oslograben (Carstens, 2011).	8
Figur 5: Oversiktskart som indikerer planlagt trasé og stasjoner til Fornebubanen sammen med plassering og trasé til tunneler i nærområdet.	10
Figur 6: Diagram som forbinder Q-verdi med bergmasseklasse og sikringskategori (NGI, 2015).	16
Figur 7: Skjema for bestemmelse av GSI i oppsprukket bergmasse (Hoek og Marinos, 2000).	20
Figur 8: Ruhetsprofiler til sammenlikning med sprekkeflater for bestemmelse av JRC, etter Barton og Choubey (1977).	26
Figur 9: Skjema for kvantitativ bestemmelse av JRC vha. lengde og amplitude på sprekkeplan, etter Barton og Bandis (1990).....	26
Figur 10: Skjema for bestemmelse av JCS («Uniaxial compressive strength») vha. "rebound number", Schmidt-hammerorientering, og tetthet.....	27
Figur 11: Plott som illustrerer hvordan en sprekke lukkes gradvis for hver lastsyklus i lukkeforsøk (Barton, Bandis og Bakhtar, 1985) (pers.kom., Chryssanthakis, 2020b).	30
Figur 12: Kart som viser plasseringen til de 17 utvalgte feltlokalitetene.....	33
Figur 13: Kart som viser hvilken bergart som er observert på de ulike lokalitetene i feltområdet (Esri, 2011; Førde et al., 2019a).	34
Figur 14: Knollekalk fra lokalitet 1. Lag med lysebrune kalkknoller er godt synlige i bergmassen som ellers består av mørk leirskifer.	35
Figur 15: Nærbilde av skifrig leirskifer i knollekalk fra lokalitet 11. Slik skifrihet er typisk konsentrert til overflaten.	35
Figur 16: Knollekalk fra lokalitet 28 med vesentlig større andel av leirsiker enn kalk, foruten om en klynge med mer massive kalklag til høyre i bildet.	35
Figur 17: Leirstein fra lokalitet 36 med tett oppsprekking.	35
Figur 18: Fenokrystaller i rombeporfyr på lokalitet 38, på både fersk og forvitret flate. .	36

Figur 19: Diabasgang i knollekalk på lokalitet 14. Samme bildet er vist to ganger i figuren og gangens grenser er fremhevet med gule linjer nederst.	36
Figur 20: Tykk forvittringshud i leirstein fra lokalitet 36.	36
Figur 21: Sprekkerose som viser målt strøkretning til alle målte sprekker i knollekalk og leirstein i feltområdet. Tunnelaksens orientering er indikert med oransje og lilla skravering.	37
Figur 22: Polplott med konturer som viser målt orientering til HS1 i knollekalk og leirstein, på tvers av lokaliteter.	38
Figur 23: Polplott med konturer som viser målt orientering til HS2 i knollekalk og leirstein, på tvers av lokaliteter.	38
Figur 24: Polplott med konturer som viser målt orientering til SS1 i knollekalk og leirstein, på tvers av lokaliteter.	39
Figur 25: Polplott med konturer og plan som viser målt orientering til grenser mellom gangbergart og knollekalk/leirstein, på tvers av lokaliteter.	39
Figur 26: Stereonett som viser målt orientering til SS2 i knollekalk og leirstein, systematisert og fargekodet etter lokalitet.	40
Figur 27: Polplott som viser alle fire sprekkesett som er definert i knollekalk og leirstein.	40
Figur 28: Polplott som viser målt orientering til SGS1 og -2 på tvers av lokaliteter.	41
Figur 29: Polplott som viser målt orientering til HGS på tvers av lokaliteter.	41
Figur 30: Diagram som viser hyppighet av ulike sprekkelengdeklasser hos de ulike sprekkesettene i feltområdet.	42
Figur 31: Diagram som viser hyppighet av ulike sprekkeavstandsklasser hos de ulike sprekkesettene i feltområdet.	42
Figur 32: Resultater fra estimering av JCS i knollekalk, leirstein og gangbergarter på tvers av lokaliteter.	43
Figur 33: Resultater fra estimering av JCS i knollekalk og leirstein.	44
Figur 34: Resultater fra estimering av JCS i gangbergarter.	44
Figur 35: Resultater fra estimering av JRC i knollekalk, leirstein og gangbergarter på tvers av lokaliteter.	45
Figur 36: Resultater fra estimering av JRC i gangbergarter.	45
Figur 37: Resultater fra estimering av JRC i knollekalk og leirstein.	45

Figur 38: Diagram som viser ulike typer sprekkefylling som er observert i felt, med og uten differensiering mht. hvor sprekkefyllingen er observert.	46
Figur 39: Diagram som viser typisk tykkelse på sprekkefylling i feltområdet, med og uten differensiering mht. hvor sprekkefyllingen er observert.	46
Figur 40: Eksempler på kalsittfylling med glidespeil på sprekkeplan fra lokalitet 23 (A) og knust materiale i sprekkeplan på lokalitet 31 (B).	47
Figur 41: Diagram som viser hvilke typer sprekkefylling som er vanlig i de ulike sprekkesettene i knollekalk og leirstein.	47
Figur 42: Diagram som indikerer forekomst av sprekker med og uten sprekkefylling, mht. ulike sprekkesett i knollekalk og leirstein.	47
Figur 43: Diagram som viser typisk sprekkefyllingstykkelshet mht. ulike sprekkesett i knollekalk og leirstein.	48
Figur 44: Oversikt over typisk tykkelse til utvalgte sprekkefyllingstyper, på tvers av sprekkesett i knollekalk og leirstein.	48
Figur 45: Oversikt over målt sprekkeåpning i feltområdet, med og uten differensiering mht. hvor sprekkeåpning er observert.	49
Figur 46: Oversikt over typisk sprekkeåpning i gangbergarter mht. ulike sprekkesett i slik bergmasse.	49
Figur 47: Oversikt over typisk sprekkeåpning i knollekalk og leirstein mht. ulike sprekkesett i slik bergmasse.	49
Figur 48: Oversikt over resultater fra klassifisering med RMR i feltområdet.	51
Figur 49: Oversikt over resultater fra klassifisering med GSI i feltområdet.	51
Figur 50: Kart som viser geografisk fordeling av RMR- og GSI-klassifisering i knollekalk og leirstein i feltområdet (Esri, 2011).	52
Figur 51: Sammenheng mellom Q' og RMR (til venstre) og Q' og GSI (til høyre).	60
Figur 52: Skjematisk kart over prosjektområdet.	62
Figur 53: Lengdeprofil av Fornebubanen (Lawton, 2019).	62
Figur 54: Tunneltverrsnitt med mål i meter, tegnet etter Prosjektgruppen Fornebubanen (2020).	63
Figur 55: Sprekkegeometri i UDEC.	64
Figur 56: Konturplott som viser forflytning uten sikring for de ulike modellene i parameterstudiet i UDEC.	70

Figur 57: Konturplott som viser forflytning med sikring for de ulike modellene i parameterstudiet i UDEC.	71
Figur 58: Vektorplott som viser forflytninger i UDEC-modellene med $K = 0,5$ og $K = 2$ uten sprekkefyll, med sikring.	72
Figur 59: Plott som indikerer skjærforflytning i sprekker i UDEC-modellene med $K = 2$ og $K = 0,5$ uten sprekkefyll, med sikring.	73
Figur 60: Konturplott som viser fordeling til største (øverst) og minste (nederst) hovedspenning i UDEC-modellene med $K = 0,5$ og $K = 2$ uten sprekkefyll, med sikring.	74
Figur 61: Sammenlikning av maksimal boltelast i de ulike boltene i tverrsnittet på tvers av modellene.	75
Figur 62: Fordeling av boltelast og brudd i bolter i modellen ned $K = 2$ med sprekkefyll, sammen med enkel fremstilling av forflytning og boltnummerering.	76
Figur 63: Visuelt eksempel på fordeling av aksial-, skjærkrefter og moment på sprøytebetong fra UDEC-modellen med $K = 0,5$	77
Figur 64: Oversikt over maksimal aksial-, skjærkraft og moment på sprøytebetong i de ulike modellene i UDEC.	77
Figur 65: Oversikt over brudd og hefttap i sprøytebetongen i de ulike modellene i UDEC.	78
Figur 66: Grafisk fremstilling av utviklingen av antall brudd og hefttap i sprøytebetongen fra modell til modell i parameterstudiet i UDEC.	79
Figur 67: Oversikt over absolutt forflytning i modellene med GSI 39 (til venstre) og 15 (til høyre), uten sikring.	81
Figur 68: Grafer som viser maksimal absolutt forflytning rundt tunnelene.	82
Figur 69: Diagram som viser differanse i forflytning mellom usikrede og sikrede modeller i RS2.	83
Figur 70: Plott av total forflytning i modellen med GSI 15 med sikring.	83
Figur 71: Plot som viser total forflytning, sprekker som sklir og skjærforflytning i sprekker i modellene med GSI 39 (til venstre) og 15 (til høyre) uten sikring.	85
Figur 72: Plott av bruddutvikling i ulike RS2-modeller.	86
Figur 73: Oversikt over bruddutvikling i bergmassen ved ulike GSI i RS2-modeller uten sprekker.	86
Figur 74: Plott av største hovedspenning i ulike RS2-modeller.	87

Figur 75: Fordeling av minste hovedspenning i RS2-modellen med GSI 15, uten sprekker og sikring.	88
Figur 76: Skjematisk oversikt over aksiallast langs bolter i RS2-modellene med GSI 39 (til venstre) og GSI 15 (til høyre).	89
Figur 77: Skjematisk oversikt over brudd i bergsikring i RS2-modellene med GSI 39 (til venstre) og GSI 15 (til høyre).	90
Figur 78: Fordeling av aksial-, skjærkrefter og moment på sprøytebetong i RS2-modellene med GSI 15 med og uten sprekker.	91
Figur 79: Eksempel på bergmassekvalitet fra eget feltarbeid sammen med eksempler på dårligere bergmasse fra Hoek og Brown (2019).....	97

Tabelliste

Tabell 1: Poengsystem for bergmasseklassifisering etter RMR (Bieniawski, 1989).	18
Tabell 2: Oversikt over de ulike sprekkeseffene som er definert i bergmassen, med tilhørende representativ eller gjennomsnittlig fallretning og fall.	41
Tabell 3: Oversikt over største og minste registrerte sprekkelengde og -avstand for de enkelte sprekkeseffene, samt estimat av typisk sprekkelengde og -avstand.....	43
Tabell 4: Estimert gjennomsnittlig JCS for de ulike bergartsgruppene og sprekkeseffene i feltområdet.....	44
Tabell 5: Estimert gjennomsnittlig JRC for de ulike bergartsgruppene og sprekkeseffene i feltområdet.....	46
Tabell 6: Oversikt over gjennomsnittlig sprekketryllingstykkelse i de ulike bergartsgruppene, sprekkeseffene og for utvalgte sprekketryllingstyper i feltområdet. ...	48
Tabell 7: Oversikt over gjennomsnittlig sprekketrylling i de ulike bergartsgruppene og sprekkeseffene i feltområdet.....	50
Tabell 8: Oversikt over RMR- og GSI-klassifisering i knollekalk og leirstein på de ulike lokalitetene i feltområdet.....	51
Tabell 9: Oversikt over RMR- og GSI-klassifisering i gangbergarter på de ulike lokalitetene i feltområdet.....	51
Tabell 10: Oversikt over gjennomsnittlig RMR og GSI i knollekalk, leirstein og gangbergarter.....	51
Tabell 11: Ekvivalente RMR og GSI beregnet fra utvalgte Q'-verdier fra resultatene fra feltkartlegging (Førde, 2019) og kjernelogging (Førde <i>et al.</i> , 2019b).....	53
Tabell 12: Sammenlikning av klassifiseringsresultater fra enkeltlokaliteter som inngår i både prosjektets (Førde, 2019) og egen feltkartlegging.....	54
Tabell 13: Oversikt over de viktigste laboratorieresultatene fra testing på prøver av knollekalk og skifer (Hagen, 2018a; 2018b; Førde <i>et al.</i> , 2019b).....	55
Tabell 14: Oversikt over de viktigste laboratorieresultatene fra testing på prøver av gangbergarter (Hagen, 2018a; 2018b; Førde <i>et al.</i> , 2019b).....	56
Tabell 15: Egenskaper til intakt berg i UDEC.	65
Tabell 16: Bergmasseeenskaper i RS2.	65
Tabell 17: Oversikt over sprekketryllingseenskaper, og verdier til parametere brukt i mellomregning for disse, i UDEC.....	66
Tabell 18: Bolteegenskaper i UDEC og RS2.....	67

Tabell 19: Sprøytebetongegenskaper i UDEC og RS2.....	67
Tabell 20: Nye verdier for egenskapene som påvirkes av parameterstudiet der effekten til sprekkefyll studeres.....	69
Tabell 21: Numeriske resultater fra UDEC-modelleringen.....	71
Tabell 22: Nye verdier for egenskapene som påvirkes av parameterstudiet i RS2.	80
Tabell 23: Numeriske verdier for maksimal absolutt forflytning i RS2-modellene, sammen med maksimal forflytning fra UDEC-modellene med $K = 1$	84
Tabell 24: Oversikt over numeriske resultater for aksial-, skjærkraft og moment på sprøytebetong i utvalgte RS2-modeller og i UDEC-modellen med $K = 1$	91
Tabell 25: Forenklet oppsummerende oversikt som viser hvordan ulike resultater (første kolonne) kvantitativt påvirkes av ulike justeringer i de ulike programmene.....	95

1 Introduksjon

I forbindelse med prosjektering og bygging av den nye t-banestrekningen Fornebubanen har det blitt uttrykt interesse for å se nærmere på ingeniørgeologisk numerisk modellering. Det finnes ulike programmer og metoder man kan bruke for numerisk modellering innenfor ingeniørgeologi i dag. Et mye brukt program er RS2 fra rocscience som baserer seg på kontinuerlig FEM-modellering. Mer informasjon om Fornebubanen gis i seksjon 2.1 og numerisk modellering beskrives nærmere i seksjon 3.2.

Overdekningen langs Fornebubanen er generelt lav (Førde *et al.*, 2019b). Følgelig forventes ikke høye spenningskonsentrasjoner som kan føre til bruddutvikling i intakt berg i bergmassen å være et problem. Blokkstabilitet forventes å være den primære stabilitetsutfordringen i prosjektet (Hammet og Hoek, 1981), utover utfordringer knyttet til kryssing av svakhetssoner og intrusjoner i bergmassen. Derfor ble det vurdert som interessant å se nærmere på et diskontinuerlig modelleringsprogram. Ekstern veileder Panagiotis Chryssanthakis har mye erfaring med Itascas modelleringsprogram UDEC, som bruker diskontinuerlig DEM-modellering. For denne oppgaven ble det derfor valgt å bruke RS2 og UDEC til å modellere et tverrsnitt sør for Flytårnet stasjon på Fornebubanen.

Målet med oppgaven er å sammenlikne de to modelleringsprogrammene UDEC og RS2 primært mht. modelleringsresultater for det utvalgte tverrsnittet. Det legges da vekt på å studere og sammenlikne resultater som gir informasjon om stabilitet i tverrsnittet. Resultater som viser forflytninger i bergmassen vurderes som viktige indikatorer på stabilitet. Andre sentrale resultater, som bruddutvikling, spenninger og laster og brudd i bergsikring, vurderes også. Vha. parameterstudier studeres også hvordan ulike faktorer påvirker modelleringsresultatene i de to programmene.

Sammenlikning av modelleringsresultater legger vekt på å trekke ut likheter og forskjeller ved de to programmene. Videre kan fordeler og ulemper trekkes frem for å vurdere om ett av programmene f.eks. er mer realistisk eller på en eller annen måte er bedre egnet enn det andre, eller om programmene kan likestilles.

Grunnlaget for gjennomføring av den numeriske modelleringen består av et litteraturstudium og feltarbeid. Hensikten med litteraturstudiet er å sette seg inn i prosjektet og geologien i prosjektområdet. Dette gjøres ved å gå gjennom litteratur om Oslofeltets geologiske historie, rapporter om utførte grunnundersøkelser fra prosjekteringen av Fornebubanen og rapporter og andre dokumenter som beskriver geologiske og ingeniørgeologiske forhold ved prosjekter i nærområdet. Denne informasjonen er sentral for å planlegge feltarbeid og gir input til senere modellering.

Feltarbeidet er designet med fokus på sprekkekartlegging og bergmasseklassifisering på utvalgte lokaliteter spredt over hele prosjektområdet. Det innhentes informasjon fra felt i eget feltarbeid som ikke er kartlagt i forbindelse med prosjekterings grunnundersøkelser. Nesten all nødvendig input for bergmassen kan fastsettes enten direkte fra eller med utgangspunkt i eget feltarbeid eller resultater fra prosjekterings grunnundersøkelser.

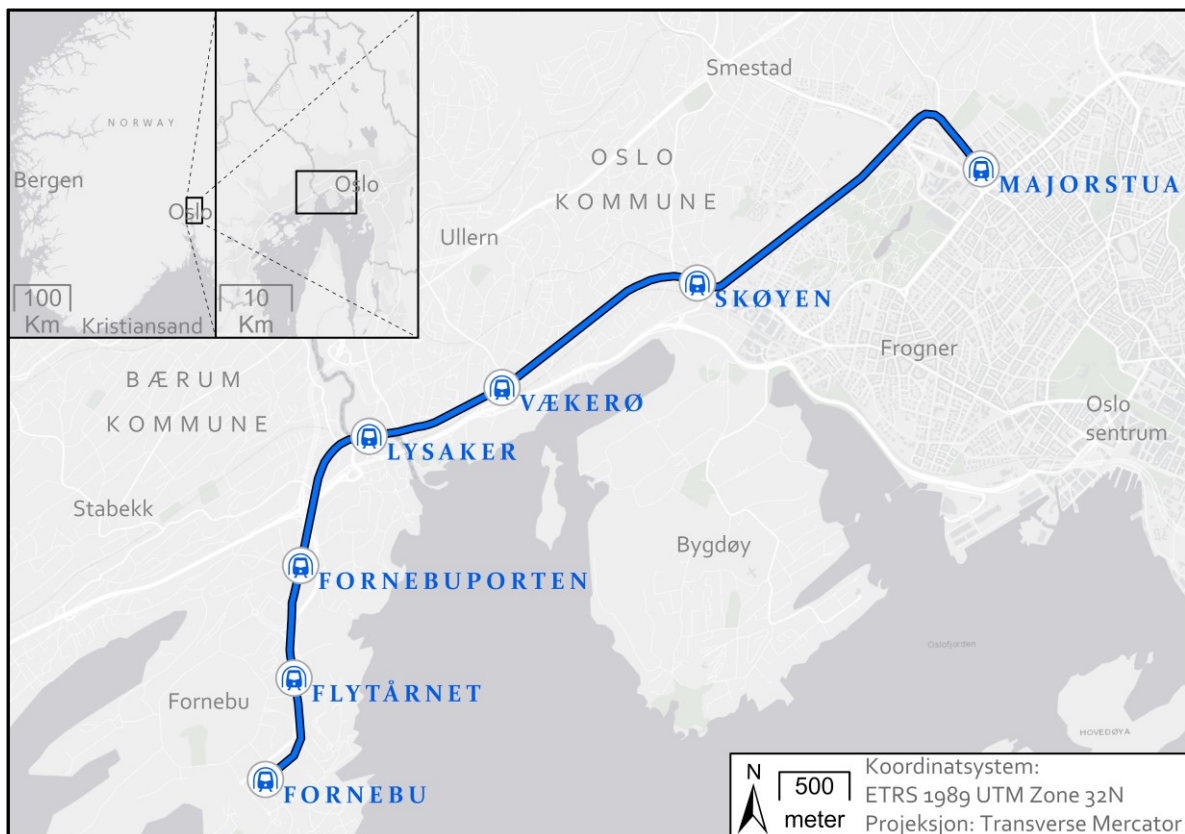
Opprinnelig var det planlagt å utføre kjernelogging i forbindelse med denne oppgaven. Pga. utfordringer knyttet til tilgang på borkjerner fra prosjektet kunne dette dessverre ikke gjennomføres. Det kunne også vært aktuelt å utføre noe arbeid i laboratorium utover det som allerede er gjort av tester i forbindelse med prosjekteringen. Dermed kunne input som f.eks. basis og residual friksjonsvinkel blitt fastsatt med mindre usikkerhet, men dette har det ikke vært anledning til.

En numerisk modell vil som regel alltid være en forenkling i virkeligheten (Jing, 2003). Det finnes mange faktorer som kan påvirke stabilitet i tunneler og bergrom. Modellene som er laget for denne oppgaven tar hensyn til geologiske og geometriske faktorer. Selv om det er satt begrensning her har det fortsatt vært nødvendig å gjøre forenklinger. Forenklinger gjøres blant annet for å unngå overkompliserte modeller og av hensyn til tid. Tid har naturligvis satt begrensning for omfang av numerisk modellering i forbindelse med denne oppgaven, men også for omfang av egne grunnundersøkelser. Geologien i feltområdet er mer variert enn den fremstår i de numeriske modellene. Det har ikke vært hverken mulig eller naturlig å inkludere alle forhold som er kartlagt i felt i de numeriske modellene.

2 Bakgrunnsinformasjon

2.1 Fornebubanen

Fornebubanen er et samferdselsprosjekt i Oslo og Bærum som går ut på å bygge ut ny T-banestrekning mellom Majorstua og Fornebu. I skrivende stund er prosjektet godt i gang med detaljprosjektfasen. Den nye T-banestrekningen skal bli ca. 8 km lang og skal bygges i dobbeltsporet tunnel. Langs traséen skal det bygges seks underjordiske stasjoner. Disse stasjonene skal ha midtplattform, hvilket innebærer at den dobbeltsporede tunnelen må utvides og splittes til enkeltsporede tunneler ved stasjonene. Teoretisk sprengningsprofil varierer mellom 49,1 m² og 180 m² for tunnel, avhengig av tunnelgeometrien. Stasjonene blir 24 m brede og 200-260 m lange (Førde *et al.*, 2019b). En oversikt over traséen og alle stasjonene er gitt i figur 1. På Majorstua kobles den nye T-banestrekning på eksisterende T-banenett (Oslo kommune, 2019).



Figur 1: Oversiktskart over Fornebubanen med planlagt trasé og stasjoner (Esri, 2011; Oslo kommune, 2019).

Hensikten med prosjektet er å styrke kollektivtilbudet ut mot Fornebu. På den måten kan man både møte og stimulere til vekst i Oslo-regionen og samtidig gjøre det lettere for folk å la bilen stå. Ansvarlig for prosjektet er en egen etat med navn Fornebubanen, som ble

opprettet i januar 2017. Bygging er planlagt å starte på Fornebu i 2020 med ferdigstilling og åpning i 2027 (Oslo kommune, 2019).

Det er utført en rekke grunnundersøkelser i prosjektet. Resultatene fra disse undersøkelsene viser at berggrunnen i hovedsak består av vekslende kalkstein, skifer og knollekalk. De sedimentære bergartene er foldet om en NØ-SV-orientert foldakse og intrudert av ganger bestående av syenitt, syenittporfyr eller diabas. Flere svakhetssoner forekommer i bergmassen og viser seg gjerne som dyprenner i terrenget. Disse er orientert både N-S og ØNØ-VSV. Dominerende strøkretninger til sprekker i bergmassen er NØ-SV og NV-SØ. Fallet varierer mellom tilnærmet vertikalt og mer flatliggende. Gangbergarter er typisk mer oppsprukket enn de sedimentære bergartene. Tunneltraséen er orientert omtrent NØ-SV mellom Majorstua og Lysaker og omtrent N-S mellom Lysaker og Fornebu. Det vil si at tunnelaksen er orientert både parallelt med, normalt på og med spiss vinkel til sprekker og svakhetssoner langs traséen.

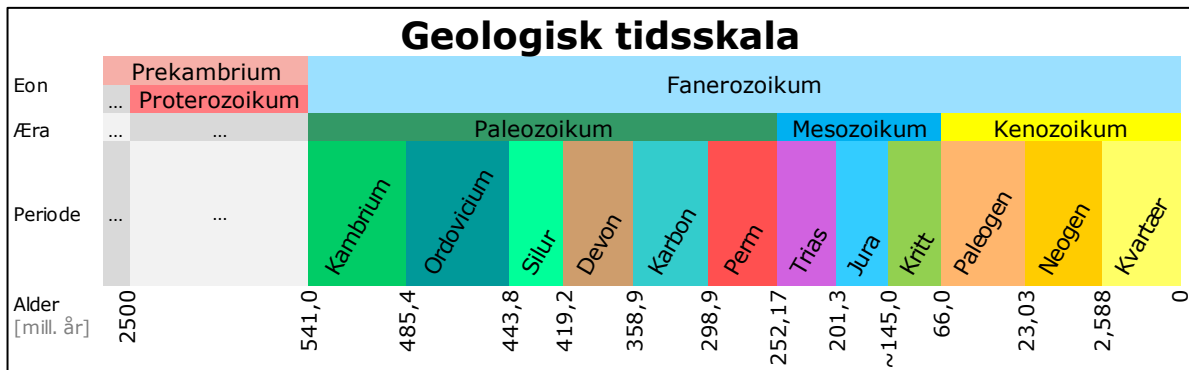
I april 2018 ble det estimert at 36 % av bergmassen tunnelen går gjennom kan klassifiseres som god til svært god kvalitet i henhold til Q-systemet. Videre er 22,5 % antatt som middels kvalitet, 26% som dårlig og resterende 15,5 % som svært dårlig til eksepsjonelt dårlig kvalitet bergmasse. En nærmere innføring i Q-systemet gis i seksjon 3.1.1.

Bergoverdekningen er på det meste oppe i 60 m langs traséen, men flere steder faller bergoverdekningen til under 10 m. Særlig på Fornebulandet er bergoverdekningen lav. Pga. liten overdekning skal f.eks. Fornebu stasjon og deler av Fornebuporten stasjon bygges som åpen byggegrop i berg. Ellers planlegges det å bygge tunnel og stasjoner som fjelltunnel og berghaller. Stasjonene får komplekse design med både skrå og vertikale sjakter for diverse formål. Det skal etableres flere påhugg, blant annet vha. tverrslag, langs traséen.

Tunneler og bergrom er planlagt sikret med bolter og sprøytebetong som tilpasses bergforholdene i henhold til Håndbok N500 til Statens vegvesen (2020). Denne sikringen kan suppleres med forbolter, sprøytebetongbuer, lange stag, gitterdragere eller full utstøpning hvis f.eks. berget er veldig oppkjust eller overdekningen er svært lav. Slike tiltak kan kombineres med redusert salvelengde, delte salver, sømboring og mekanisk uttak. Spesielle stabiliserende tiltak, som rørskjerm og grunnfrysing, kan vurderes ved særlig vanskelige partier. Vanntetting er planlagt utført med systematisk forinjeksjon og vanntett betong. Tetthetskrav varierer langs tunnelen (Førde *et al.*, 2019b).

2.2 Oslofeltets geologiske historie

Geologien i Oslofeltet består av kambrosilurske, senkarbonske og permiske bergarter (Ramberg *et al.*, 2013). Et utdrag av den geologiske tidsskalaen er gitt i figur 2. Hva som omtales som Oslofeltet i geologisk sammenheng omfatter et område som er betydelig større enn hva folk flest tenker på som Stor-Oslo. Historien som oppsummeres i denne underseksjonen er forsøkt begrenset til Oslo, Asker og Bærum, så langt det er naturlig.



Figur 2: Forenklet geologisk tidsskala som dekker det relevante tidsintervallet for beskrivelse av den geologiske historien i Oslofeltet. Fremstilt med utgangspunkt i (Ramberg *et al.*, 2013).

Superkontinentet Rodinia begynte å sprekke opp i senprekambrium. Norge ble da en del av et mindre kontinent med navn Baltika som befant seg sør for ekvator. Baltika var på vei vekk fra et annet kontinent kalt Laurentia, og mellom disse to kontinentene åpnet det seg et hav kalt Iapetushavet. Transgresjon fra nord i løpet av kambrium la hele Oslofeltet under vann innen mellomkambrium. Dermed begynte kambrosilurske avsetninger å bli avsatt på erodert grunnfjell. En oversikt over den kambrosilurske lagrekka er gitt i figur 3. Det refereres til de ulike etasjene i denne figuren i teksten.

Nederst i lagrekka finner man alunskifer med innslag av svart kalkstein (et. 2e, 3a) avsatt under anoksiske forhold på havbunnen. I ordovicium ble oksygentilførselen i vannet bedre, noe som førte til avsetning av grå skifer, samt knollekalk og lag med ren kalkstein (et. 3aγ-5a). Disse tre bergartene opptrer vekselvis i lagrekken.

I midtre ordovicium forekommer lag av bentonitt i lagrekken. Asken som dannet bentonittlagene kom fra vulkanutbrudd i vulkanske øybuer mellom Laurentia og Baltika, i det disse kontinentene var på vei mot hverandre igjen. Lukkingen av Iapetushavet begynte sent i kambrium og fortsatte inn i devon med dannelse av den kaledonske fjellkjeden. Istid på Gondwana i sen ordovicium medførte senkning i havnivå. Bergartene avsatt i denne epoken viser tegn til at flere områder ble hevet over eller nære havnivå med avsetning av grov sandstein og kalkstein (et. 5b).

Serie/Epoke	Formasjon	Etg	Tykkelse	Bergart	
Silur	Pridoli	Stubdal	10	750	[Bergart: sort/grå]
		Sundvollen	10	500	
	Ludlow	Steinsfjord	9	260	[Bergart: murstein]
		Malmøy	8c-d	35	
		Skinnerbukt	8a-b	90	
	Wenlock	Vik	7c	80	[Bergart: grønn]
		Rytteråker	7a-b	50	
	Llandovery	Solvik	6a-c	190	[Bergart: sandstein]
Ordovicium	Øvre/Sein	Langøyene-Langår	5b	50-60,13-35	[Bergart: svart]
		Husbergøy	5a	10-35	
		Skogerholm	4d	33-43	
		Skjerholm	4c γ	35-40	
		Grimsøy	4c β	10-40	
		Venstøp	4c α	7-10	
		Solvang	4b δ	12-20	
		Nakkholm	4b γ	13-20	
		Frognerkil	4b β	10-20	
		Arnestad	4b α	22-40	
		Voll	4a β	>45	
	Midtre/Mellom	Elnes	4a α 3cd	ca. 60	[Bergart: svart]
		Huk	3c	ca. 7	
	Undre/Tidlig	Tøyen	3b	ca. 20	[Bergart: svart]
Bjørkåsholm		3a γ 3a	ca. 1		
Kambrium	Øvre/Sein	Alunskifer	2e	ca. 75	[Bergart: svart]
	Midtre/Mellom				[Bergart: svart]
	Undre/Tidlig				[Bergart: grunnfjell]

Figur 3: Stratigrafisk oversikt over den kambrosilurske lagrekka med etasjeinndeling i området Oslo-Asker (Ramberg *et al.*, 2013). Lagtykkelse er angitt i meter. I høyre kolonne er skifer indikert som sort/grå, kalk som murstein, sandstein som små prikker og grunnfjell som vertikale streker.

Etter istiden på Gondwana steg havnivået igjen og i tidlig silur ble mørke skifre med innslag av sand, silt og kalkslam (et. 6a-c) dannet i Oslo og Bærum. Etter hvert som kildene for sand og leire ble lagt under havet igjen fikk man dannelse av kalkstein og knollekalk (et. 7a-c). Baltika og Laurentia begynte å nærme seg hverandre og dannelsen av en forlandsgrøft medførte en overgang til sedimentasjon på økt havdyp med svart skifer (et. 8a-b). Bentonittlag og konglomerater i lagrekken indikerer forekomst av både vulkansk aktivitet og jordskjelv i denne epoken. Etter hvert som den kaledonske fjellkjeden begynte å reise seg i nordvest ble sand og slam skylt ut i bassenget. Ny innsynkning førte igjen til

økt havdyp og dannelse av svart skifer fulgt av havnivåsenkning og avsetning av kalkstein (et. 8c-d, 9). Etter hvert ble erosjonsproduktene sand og grus fra kaledonidene dominerende avsetningsmateriale og en mektig rød sandstein ble avsatt i sen silur og inn i devon (et. 10).

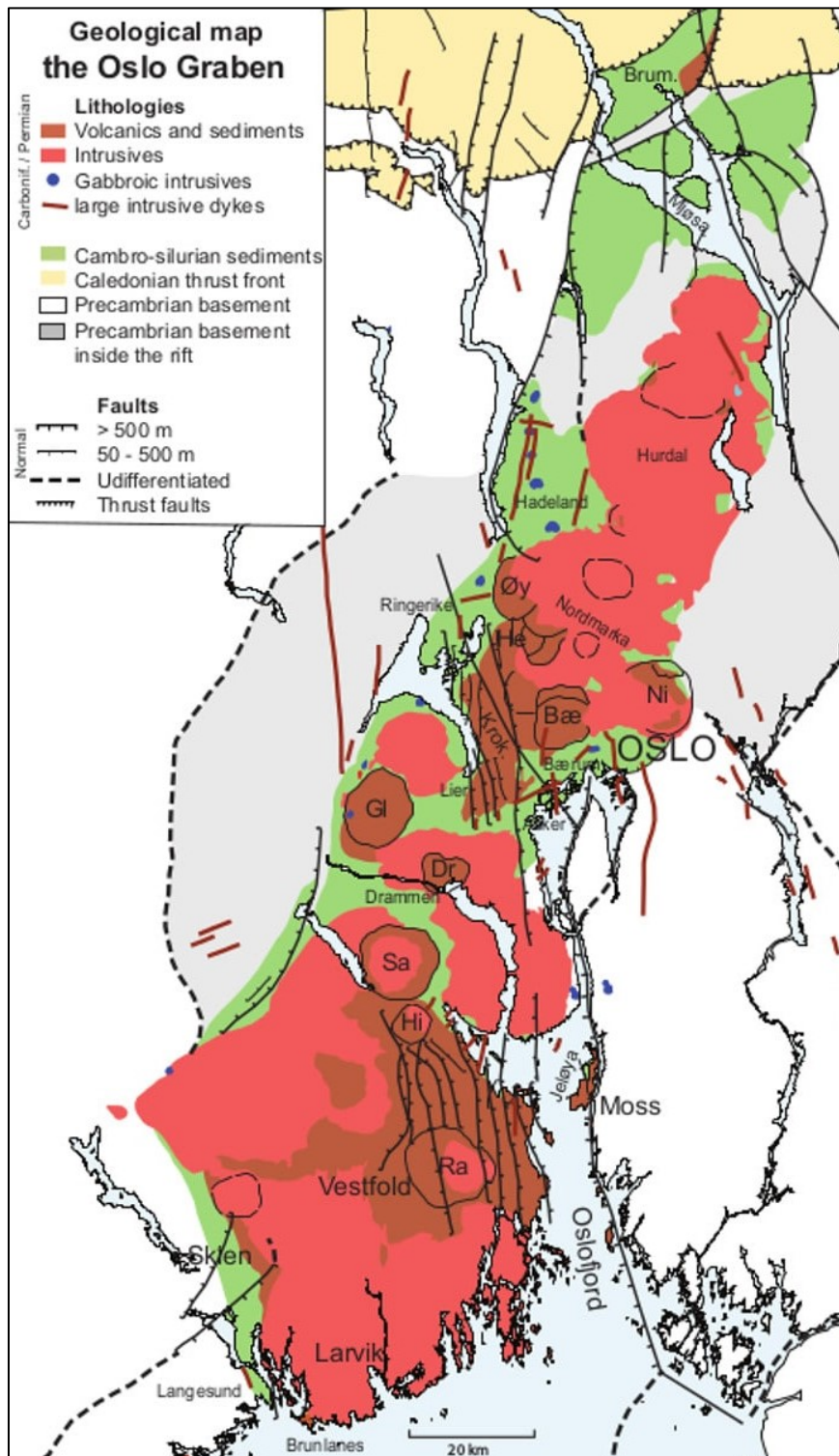
Under den kaledonske fjellkjedefoldingen ble Laurentia skjøvet over Baltika. Transportretningen var mot sørøst i Oslo og Asker. Et resultat av denne prosessen var deformasjon av den kambrosilurske lagrekka i Oslofeltet. Lagrekka ble foldet og samtidig brutt opp av en rekke små og store reversforkastninger. Dette pågikk hele silur og inn i devon. I tidlig devon sluttet fjellkjededannelsen og spenningsfeltet endret seg fra kompresjon til ekstensjon. Samtidig fortsatte erosjon og forvitring av fjellkjeden og den foldede kambrosilurlagrekka.

Innen karbon hadde Norge passert ekvator og var på vei videre nordover. I senkarbon ble det igjen avsatt bergarter i Oslo-området over en vinkeldiskordans. Da var avsetningsmiljøet mer kontinentalt, til forskjell fra avsetningsmiljøet i kambrium-silur som primært var marint og grunnmarint. Den første bergarten i denne lagrekka er rød leirstein med innslag av sandstein, kalk og evaporitter. Over dette finner man vekslende sandstein, konglomerat, skifer og kalkstein. Det er flere inkonformiteter i lagrekka.

Ved overgangen mellom karbon og perm begynte rifting i Oslofeltet. Den Laurasiske tektoniske platen Norge befant seg på kolliderte med andre tektoniske plater sør for Norge. Dermed oppstod bevegelse langs en stor NV-SØ-orientert strøforkastning i sør. Dette førte til Ø-V-strekking av jordskorpa i Osloområdet. I tillegg var det veldig varm under Oslofeltet, hvilket startet smelteprosesser og svekket jordskorpa ytterligere. Det var generelt større magmatisk aktivitet sør i Oslofeltet, med avtagende aktivitet nordover. I det tidlige stadiet medførte riftingen dannelse av vulkanoklastisk konglomerat i veksling med sandstein og skifer i Osloområdet. Lava størknet i sills i dypet og dannet blant annet mænaittganger orientert parallelt med lagdelingen i eksisterende bergmasse. Bentonitt forekommer også i denne lagrekka. Disse bergartene ble videre underlagt en tykk lavastrøm av basalt.

Riftingen i Oslofeltet var på sitt mest ekstreme i tidlig perm. Oslofeltet ble forkastet ned som en graben langs store N-S-gående normalforkastninger og lå i en riftdal. Det vertikale spranget ved enkelte av disse hovedforkastningene er lokalt oppe i ca. 3000 m. Lange spaltevulkaner fulgte hovedforkastningenes orientering og ut av disse kom det strømmer av rombeporfyrlava. Store basaltiske sentralvulkaner bygde seg opp, med overgang til mer eksplosiv, felsisk vulkanisme, før sentralvulkanene kollapset og dannet kalderaer. Batolitter, magmaplugger og mindre intrusjoner størknet i dypet utover i perm og frem til midtre trias. Ganger i området er typisk orientert omtrent N-S. De vanligste gang- og

dypbergartene i området er diabas, rombeporfy, syenitt, granitt og gabbro. Intrusjon av varme smelter i bergmassen medførte kontaktmetamorfose av eksisterende bergmasse.



Figur 4: Forenklet geologisk kart over Oslo graben (Carstens, 2011).

Resten av mesozoikum og i store deler av kenozoikum lå Oslofeltet over havnivå og erosjon formet landmassene. Det har vært flere perioder med landheving i kenozoikum. Istider de siste 2,6 millioner år har vært viktige for forming av landskapet som preger Norge i dag.

Breerosjon har bidratt til å danne betydelig relieff i topografien. Svakheter i bergmassen, som forkastningssoner og knusningssoner, er ofte markert som daler, fjorder og liknende i topografien ettersom disse områdene er lettere å erodere. I Oslofeltet er 1-3 km med bergmasse erodert vekk siden tidlig trias. Dermed er et bredt spekter av bergarter eksponert i området. I figur 4 kan man se hvordan både kambrosilurske, senkarbonske og permiske bergarter er bevart i Oslograbenen, innrammet av grunnfjell på begge sider. I geologiske berggrunnskart over prosjektområdet, som i vedlegg 1, er det tydelig at sedimentære bergartsgrenser stryker NØ-SV og repetisjon av de sedimentære bergartene vitner om deformasjon. Fornebubanen går primært gjennom sedimentære bergarter fra 4. etasje (ref. figur 3). Forkastinger og ganger kutter den sedimentære bergmassen flere steder (NGU, 2019).

I forbindelse med siste istid og isavsmeltingen ble løsmasser avsatt som blant annet morene- og deltaavsetninger. Tyngden av isen hadde presset landet ned. Dermed ble både sand, grus og leire avsatt på områder som i dag er blitt land pga. landheving som fortsatt pågår. I dag ligger marin grense på 222 m.o.h. i Oslo på det høyeste (Ramberg *et al.*, 2013).

2.3 Erfaringer fra tunneler i nærområdet

I Oslo-området finnes det en rekke tunneler. Denne seksjonen oppsummerer relevante erfaringer fra noen av dem. Fokus er rettet mot geologi og beskrivelse av bergmassen, samt bergsikring og vanntetting. De utvalgte tunnelene er Granfosstunnelen, Fjellinjentunnelen, VEAS-tunnelen, Bærumstunnelen og Oslotunnelen. Disse er valgt med utgangspunkt i nærhet til Fornebubanen. En oversikt over hvor disse tunnelene befinner seg i forhold til Fornebubanen er vist i figur 5.

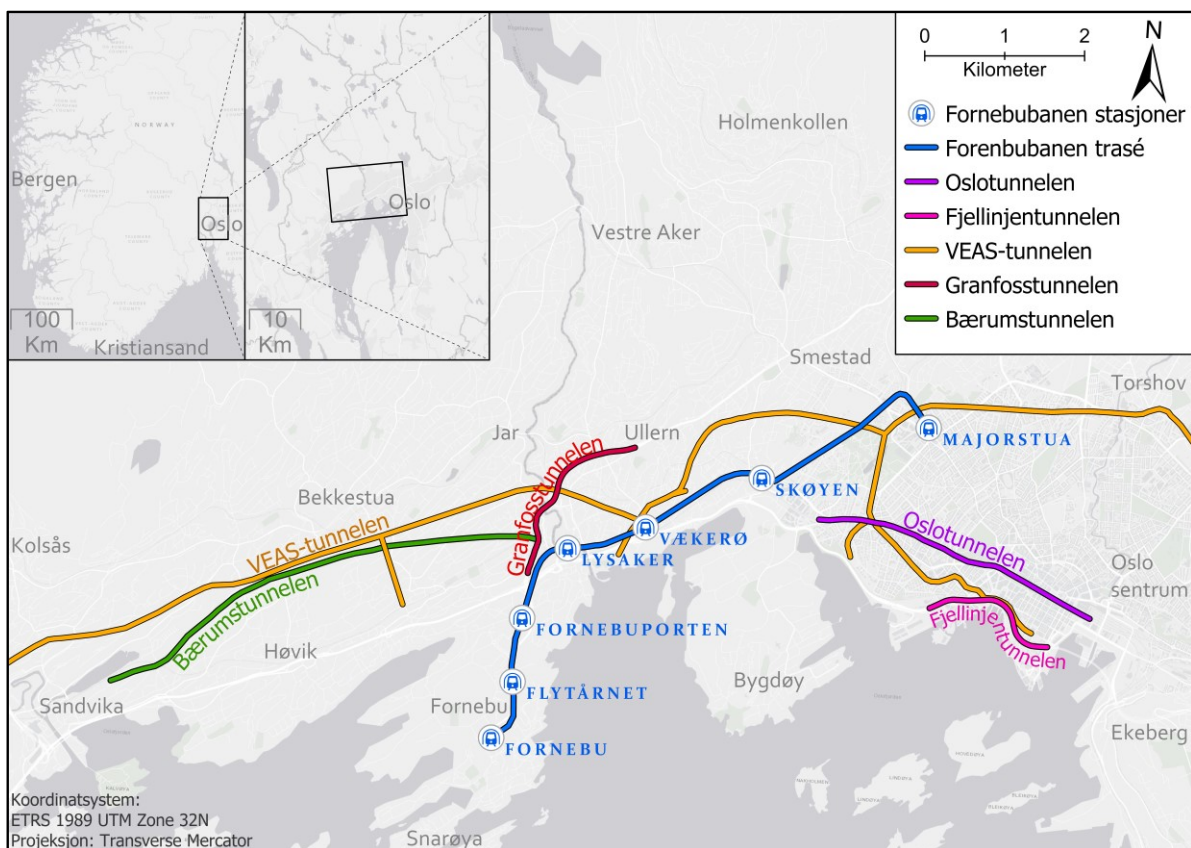
VEAS-tunnelen er et tunnelsystem av avløpstunneler som frakter avløpsvann i Oslo, Asker og Bærum til et renseanlegg ved Slemmestad i Asker. Den ble bygget på 70- og tidlig 80-tallet. Tunnelsystemet består av totalt ca. 42 km med tunnel. Ca. 38 km av dette er drevet med tunnelboremaskin (TBM) med diameter 3,0-3,5 m (Asting, 1980). Overdekning varierer mellom ca. 2 og over 50 m (Hansen, 1975). Traséen ligger svært nærme Fornebubanen både ved Majorstua og Vækerø. Her vil Fornebubanen krysse henholdsvis ca. 10 m over og ca. 15 m under VEAS-tunnelen (Prosjektgruppen Fornebubanen, 2019).

Oslotunnelen er en ca. 3,8 km lang, dobbeltsporet togtunnel som går mellom Skøyen og Oslo S. 2,9 km av tunnelen er fjelltunnel som ble bygget på 70-tallet (NSB, 1980; Karlsruud, 1981; Jarslett, 2018). På 90-tallet ble det bygget en ekstra stasjonshall til Nationalteatret stasjon (Kalager, 1997). Fjelloverdekningen varierer langs strekningen, fra ca. 40 m til 0 m der tunnelen går gjennom løsmasser (NSB, 1980).

Fjellinjentunnelen er en ca. 2,6 km lang, toløps veitunnel som går mellom Framnes ved Vika og Havneleret ved Bjørvika i Oslo. Ca. 1,5 km av tunnelen er fjelltunnel som ble bygget sent på 80-tallet. Tunnelen har tre til fire kjørefelt pr. løp og overdekningen varierer mellom ca. 5 og 40 m langs strekningen (Berge, 1987; 1989; Solum, 1988).

Granfosstunnelen er en ca. 2,2 km lang, toløps veitunnel som går mellom Lysaker og Ullern (Statens vegvesen, 1993; Skanska, 2019). 1,9 km av tunnelen er fjelltunnel som ble bygget på tidlig 90-tallet. Tunnelen har to til tre kjørefelt pr løp og overdekningen varierer mellom ca. 2 og 20 m langs strekningen (Berge, 1990).

Bærumstunnelen er en ca. 6,5 km lang, dobbeltsporet tog tunnel mellom Lysaker og Sandvika. 6 km av tunnelen er fjelltunnel som ble bygget i perioden 2007-2011 (Kalager, 2006; Wisting og Askheim, 2019). Overdekningen varierer mellom ca. 3 m og over 50 m langs strekningen (Multiconsult, 2006; Holsbrekken og Nesje, 2008).



Figur 5: Oversiktskart som indikerer planlagt trasé og stasjoner til Fornebu-banen sammen med plassering og trasé til tunneler i nærområdet. Fornebu-banens stasjoner og trasé er tegnet etter Oslo kommune (2019), traséen til VEAS-tunnelen er tegnet etter georeferert bilde av kart fra Storjordet, Asting og Fredriksen (1988). Resterende tunneler er tegnet etter Kartverket (2014). Alle tegnede kartelementer er omtrentlige. Bakgrunnskart er hentet fra Esri (2011).

De geologiske forholdene er svært like for alle de utvalgte tunnelene. Bergmassen består primært av leirskifer, kalkstein og knollekalk. Alunskifer, sandstein, kalksandstein og bentonitt er også påtruffet i forbindelse med enkelte av prosjektene. De sedimentære

bergartene beskrives som foldet. Skifrihet og lagdeling har typisk strøkretning NØ-SV til Ø-V og dominerende fallretning mot NV til N. Fallet varierer.

Det er definert to hovedsprekkesett i bergmassen. Grad av oppsprekking varierer i området. Det ene hovedsprekkesettet stryker NØ-SV til Ø-V, parallelt med lagdelingen i de sedimentære bergartene, med varierende fall i nordlig retning. Det andre hovedsprekkesettet stryker N-S til NV-SØ med bratt fall. Disse kan være delvis fylt med kalsitt. I tillegg forekommer det sporadiske sprekker. Lokalt kan sporadiske sprekker være så tallrike at de må anses som et tredje sprekkesett. Berget er typisk ekstra oppsprukket i foldaksene. Oppsprekking er større i leirskifer enn i knollekalk.

Bergmassen er intrudert av ganger bestående av syenitt, diabas, rombeporfyr og mænaitt. Ganger stryker typisk N-S eller parallelt med lagdelingen, med variabelt fall. Mektigheten varierer, men gangene er normalt ikke tykkere enn noen få meter. Syenittganger kan ha stor mektighet, mens diabasganger typisk er mindre mektige. Hyppigheten av ganger varierer og kan se ut til å øke mot Oslo fra vest.

Oppsprekking i gangene varierer og gangbergartene er typisk mer oppsprukket enn de sedimentære bergartene. Gangene har særegne sprekke mønstre, typisk med tre sprekkesett. Diabasganger kan være svært oppsprukket med høy grad av omdanning til leire. Syenitt- og mænaittganger beskrives typisk som mer massive. Gjennomsettende, åpne sprekker med leirfylling kan følge bergartsgrenser mellom gangbergart og sedimentær bergart.

Det er en rekke større og mindre forkastningssoner i området. Dominerende strøkretning til disse er enten N-S eller ØNØ-VSV, med variabelt fall. Forkastningssoner kan være preget av delvis omdanning av knust berg til leire og svelleleire forekommer. Tre viktige svakhetssoner i området er Lysakerdyprenna under jernbanen ved Lysaker, under Lysakerelva og Bunnefjordforkastningen under Rådhusplassen i Oslo. Øst for Bunnefjordforkastningen er geologien helt annerledes enn det som er beskrevet ovenfor, med en blanding av gneis, amfibolitt, rombeforfyr, mænaitt og noe alunskifer (NSB, 1980; Lien og Løset, 1980; Løset, 1981; Geoteknisk kontor, 1983; Barton og Løset, 1986; Berge, 1988; Storjordet, Asting og Fredriksen, 1988; Statens vegvesen, 1993; Chryssanthakis og Backer, 1995; Multiconsult, 2006; Kalager, 2006).

I forbindelse med bygging av Granfosstunnelen ble ca. 55 % av bergmassen klassifisert som dårlig og ca. 25 % som middels kvalitet med Q-systemet. Resten av bergmassen ble klassifisert dårligere enn dette (Statens vegvesen, 1993). Dette står i kontrast mot Bærumstunnelen, hvor 30 % ble klassifisert som dårlig, 40 % som middels og 20 % som god kvalitet med Q-systemet (Multiconsult, 2006). Ved driving av VEAS-tunnelen ser det også ut til at en stor andel av bergmassen ble klassifisert som god kvalitet med Q-systemet

(NGI, 1983). Det kan altså se ut til å være signifikante variasjoner i bergmassekvalitet i området.

Bergspenninger er målt øst for Bunnefjordforkastningen, 10-20 m under bakken. Målingene viser at største hovedspenning er orientert N-S, tilnærmet horisontalt og er i størrelsesorden 1,0-2,3 MPa. De to andre hovedspenningene ble målt svært lave og er orientert Ø-V og vertikalt. Den største hovedspenningen er betydelig høyere enn det som forventes fra gravitasjonsspenninger. Følgelig er denne spenningen antatt å være en tektonisk horisontalspenning som er konsentrert i de stive bergartene øst for forkastningssonen. Dermed forventes kun gravitasjonsspenninger, der vertikal spenning er større enn eller lik horisontalspenninger, i de bløtere, sedimentære bergartene vest for Bunnefjordforkastningen (Garshol og Blindheim, 1989).

Typisk bergsikring i tunnelene er systematisk bolting med radielle innstøpte bolter og stålfiberarmert sprøytebetong. (Løset, 1981; Storjordet, 1981; Berge, 1989; Berge og Fromreide, 1989; Garshol og Blindheim, 1989; Statens vegvesen, 1993; Arntsen, 1997; Multiconsult, 2006; Holsbrekken og Nesje, 2008)(pers.kom., Heimli, 2019). Tyngre sikring har vært nødvendig flere steder pga. f.eks. lav overdekning og/eller dårligere bergmassekvalitet. Her har bergsikringen blitt supplert med ulike kombinasjoner av ekstra lag med sprøytebetong, én til to rader med innstøpte forbolter, tettere radiell bolting, lengre radielle bolter, fjellbånd, sprøytebetongbuer, stålbuer, gitterdragere, utstøpning, rørbolter og glassfiberbolter. Oppdeling av stuff, redusert salvelengde, pilotunnel, sømboring, injeksjon og frysing har også vært anvendt som stabiliserende tiltak i tunnelene.

Områder som har trengt tyngre sikring har vært:

- I påhuggsområdene til Granfosstunnelen
- I Granfosstunnelen gjennom svakhetssonene under Lysakerelva og Lysakerdyprenna
- I Granfosstunnelen i en svelleleiresone under Ullern
- I Fjellinjentunnelen ved dyprenne ved Munkedamsveien i Oslo
- I Fjellinjentunnelen ved kryssing under avløpstunnel i Oslo
- I Fjellinjentunnelen ved kryssing av Bunnefjordforkastningen
- I VEAS-tunnelen i forbindelse med et ras ved kryssing av forkastningssone på Lysaker
- I Bærumstunnelen ved kryssing under en vei ved Sandvika
- I Bærumstunnelen ved kryssing under tverrslag til VEAS-tunnelen ved Skallum
- I Bærumstunnelen ved kryssing under en dyprenne mellom Lysaker og Skallum
- I Oslotunnelen ved kryssing under en dyprenne i Frognerområdet
- I Oslotunnelen ved tangering av en dyprenne ved Nationaltheatret

I VEAS-tunnelen er det satt inn betydelig mindre sikring enn i de andre utvalgte tunnelene. Her er sikring typisk kun satt inn i forbindelse med kryssing av forkastninger og ganger. Sikring i VEAS-tunnelen har stort sett bare bestått av bolter og/eller sprøytebetong, og stedvis utstøping (Løset, 1981).

Forinjeksjon er anvendt i alle de utvalgte tunnelene for å forebygge grunnvannssenking og setninger. Injeksjonsarbeidene har foregått systematisk i hele eller deler av tunnelen i noen tunneler, og mer usystematisk i andre. I noen områder har det vært problemer med innlekkasjer og vanskelig å få gode resultater med forinjeksjonen, blant annet pga. problemer med tetting mellom injeksjonspakkere og fjell i dårligere bergmasse. Etterinjeksjon har vært anvendt i større eller mindre grad i alle tunnelene. Langs strekningen Majorstua-Lysaker i VEAS-tunnelen ble det brukt spesielt mye etterinjeksjon fordi man hadde problemer med å utføre forinjeksjon fra TBM. I Granfosstunnelen, Fjellinjentunnelen og Oslotunnelen er også vanntett støp tatt i bruk. I Fjellinjentunnelen og Oslotunnelen var vanntett støp en del av designløsningen, mens man i Granfosstunnelen måtte ty til vanntett støp i et lite strekke da hverken for- eller etterinjeksjon ga tilfredsstillende resultater (Asting, 1980; Karlsruud, 1981; Rohde og Grøner, 1987; Solum, 1988; Storjordet, Asting og Fredriksen, 1988; Berge, 1989; Statens vegvesen, 1993; Arntsen, 1997; Kalager, 2006; Holsbrekken og Nesje, 2008).

3 Teori

I denne seksjonen presenteres teori som er aktuell for oppgaven. Det er fokusert på å gi leseren en innføring i metoder og formelgrunnlag som omtales senere i oppgaven.

3.1 Klassifisering av bergmasse

Q-systemet, RMR og GSI er de vanligste klassifikasjonssystemene som brukes på bergmasse i dag. Felles for disse klassifikasjonssystemene er at de tilbyr metoder for å kvantifisere bergmassens kvalitet ut fra beskrivelser av egenskaper i bergmassen. De ulike klassifikasjonssystemene tar utgangspunkt i ulike forhold ved bergmassen i sin klassifisering. Ingen av klassifikasjonssystemene tar derimot hensyn til absolutt alle forhold som kan regnes som viktige for stabilitet. Kritik rettes også mot at kvantifisering generelt kan være vanskelig. Likevel er bergmasseklassifisering utbredt innen ingeniørgeologien i dag (Nilsen, 2016).

3.1.1 Q-systemet

I forbindelse med all feltkartlegging og kjernelogging knyttet til Fornebubanen er Q-systemet brukt for klassifisering av bergmassen (Førde *et al.*, 2019a; Førde *et al.*, 2019b). Q-systemet er et klassifiseringssystem som baserer seg på seks ulike parametere for å beregne en Q-verdi. En Q-verdi kan kategoriseres som f.eks. god eller dårlig bergmassekvalitet og relateres til ulike sikringskategorier med forslag til permanent sikring. Klassifiseringssystemet ble utviklet som et hjelpemiddel til å vurdere stabilitet i tunneler og bergrom, men kan også brukes ved klassifisering av berg i dagen (NGI, 2015). Beregning av Q-verdi gjøres etter formel [1]:

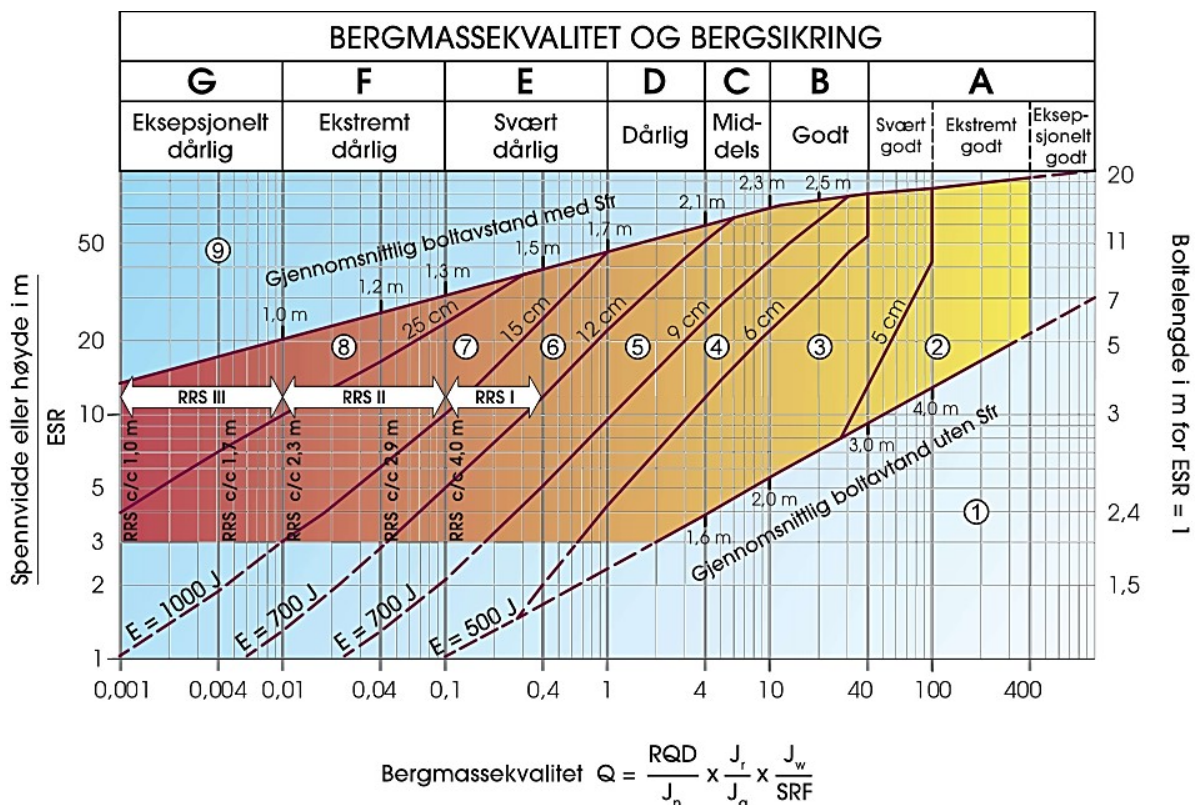
$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (\text{NGI, 2015}) \quad [1]$$

der de ulike parameterne er definert som følger:

- RQD: beskriver oppsprekkingsgrad. Høyt tall betyr lite oppsprukket bergmasse.
- J_n : beskriver antall sprekkeseett i bergmassen. Høyt tall tilsvarer mange sprekkeseett.
- J_r : beskriver sprekkeruhet både på stor og liten skala. Jo ruere et sprekkeplan er, jo høyere verdi får parameteren.
- J_a : beskriver sprekkefylling. Jo mindre gunstig sprekkefylling et sprekkeplan har, jo høyere verdi får parameteren.
- J_w : beskriver innlekkasjeforhold i tunnel og bergrom. Jo mer vanninnstrømming eller høyere vanntrykk det er, jo lavere verdi får parameteren.

- SRF: beskriver speningsforhold i bergmassen i forhold til bergmassens karakter. Ugunstige spenningsforhold medfører $SRF > 1$.

I tilfeller der J_w og SRF er vanskelige å estimere, som i forbindelse med kjernelogging, blir Q-verdien estimert omtrentlig. Ved å sette disse to parameterne lik 1 i formel [1] oppnås en modifisert eller tilsynelatende Q-verdi, kalt Q' (Hoek, Kaiser og Bawden, 1995). Generelt vil den numeriske verdien til parameterne som plasseres i nevnerne i formel [1] være høy for ugunstige forhold. Tilsvarende vil verdien til tellerne være lav for ugunstige forhold. J_r og J_a kan få ulike verdier i ulike sprekkesett og i beregning av Q-verdi brukes da de minst gunstige verdiene. Slik sikrer Q-systemet at ugunstige forhold bidrar til lav Q-verdi og dermed klassifisering i lavere kvalitetsklasser og anbefaling om tyngre sikring. For å bestemme sikringskategori må blant annet bergrommets sikkerhetskrav vurderes gjennom en faktor som kalles "Excavation Support Ratio" (ESR). En oversikt over bergmasseklasser og sikringskategorier som funksjon av Q-verdi er gitt i figur 6. Det henvises til håndboken til NGI (2015) for forklaring av figuren.



Figur 6: Diagram som forbinder Q-verdi med bergmasseklasse og sikringskategori (NGI, 2015). For forklaring av detaljer i figuren henvises det til håndbok fra NGI (2015).

Anbefalingene Q-systemet tilbyr er basert på empiri, med få eksempler fra svake bergarter. En annen svakhet ved Q-systemet er at tunnelens eller bergrommets orientering i forhold til de ulike sprekkesettene ikke vurderes. Sprekkes lengde og blokkform vurderes heller ikke. RQD kan gi en slags total sprekkefrekvens, men sprekkefrekvens til hvert enkelt sprekkesett er ikke informasjon som registreres gjennom Q-systemet. Å bruke andre

klassifiseringssystemer i tillegg til Q-systemet kan bidra til å sikre en mer fullstendig kartlegging av bergmassen, da ulike klassifiseringssystemer har ulike styrker og legger vekt på ulike forhold (NGI, 2015; Nilsen, 2016).

3.1.2 RMR

Forkortelsen RMR står for "Rock Mass Rating". RMR er et klassifikasjonssystem som baserer seg på seks parametere. Disse parameterne brukes til å beregne en RMR som kan kategoriseres som f.eks. god eller dårlig bergmassekvalitet. For de ulike kvalitetsklassene estimeres en "Average stand-up time" med tilhørende spennvidde for en underjordisk konstruksjon i bergmassen, samt kohesjon og friksjonsvinkel til bergmassen. Videre har også dette klassifikasjonssystemet anbefalinger om permanent sikring i tunnel. Klassifikasjonssystemet kan med andre ord brukes til både ren klassifisering i felt og tunnel, og i tillegg være et hjelpemiddel til å vurdere stabilitet og sikring i tunnel og bergrom (Bieniawski, 1989).

De ulike parameterne som inngår i RMR får poeng etter et bestemt poengsystem vist i tabell 1. Poengene summeres til en RMR mellom 0 og 100, der 100 vil si svært god bergmassekvalitet. De ulike parameterne som inngår i RMR er:

- Bergartens intakte styrke: punktlaststyrke og/eller enaksiell trykkstyrke.
- RQD.
- Sprekkeavstand.
- Sprekkeegenskaper: herunder ruhet, lengde, åpning, forvitring og innfylling.
- Grunnvannforhold: vanninnstrømming, vanntrykk og generelle vannforhold vurderes.
- Orientering til diskontinuiteter: hvor fordelaktig en konstruksjon er orientert i forhold til orientering til sprekkesett.

Poengsystemet er vektet slik at parametere som anses å ha stor betydning for bergmassekvaliteten har høyere maksimal poengsats enn mindre viktige parametere. Sprekkeegenskaper anses i så måte å være den viktigste parameteren. RMR bør defineres med utgangspunkt i egenskapene til det mest dominerende sprekkesettet, evt. gjennomsnitt av flere sprekkesett. Systemet er basert på empiri og det presiseres at man ikke kan stole blindt på anbefalingene det tilbyr. RMR kan anvendes som ett av flere hjelpemidler under ingeniørgeologisk prosjektering.

Tabell 1: Poengsystem for bergmasseklassifisering etter RMR (Bieniawski, 1989).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Uniaxial comp. strength is preferred		
		Uniaxial comp. strength	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
Rating			15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90-100 %	75-90 %	50-75 %	25-50 %	< 25 %		
Rating			20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0,6-2 m	20-60 cm	60-200 mm	< 60 mm		
Rating			20	15	10	8	5		
4	Conditions of discontinuities	Length	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		Rating	6	4	2	1	0		
		Separation	none	< 0,1 mm	0,1-1 mm	1-5 mm	> 5 mm		
		Rating	6	5	4	1	0		
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided		
Rating	6	5	3	1	0				
Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling					
Rating	6	-	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm	0		
Rating	6	4	2	2	0				
Weathering	unweathered	slightly w.	moderately w.	highly w.	decomposed				
Rating	6	5	3	1	0				
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length [L/min]	0	< 10	10-25	25-125	> 125		
		u / σ_1	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing		
		Rating	15	10	7	4	0		
u = joint water pressure, σ_1 = major principal stress									
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATION									
Strike and dip orientations		Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very unfavorable			
Rating	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12			
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25			
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60			
C. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELING									
Strike perpendicular to tunnel axis									
Drive with dip				Drive against dip					
Dip 45-90 degrees		Dip 20-45 degrees		Dip 45-90 degrees		Dip 20-45 degrees			
Very favorable		Favorable		Fair		Unfavorable			
Strike parallel to tunnel axis				Irrespective of strike					
Dip 20-45 degrees		Dip 45-90 degrees		Dip 0-20 degrees					
Fair		Very unfavorable		Fair					
D. ROCK MASS CLASS DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20				
Class No.	I	II	III	IV	V				
Description	Very good	Good	Fair	Poor	Very poor				
E. MEANING OF ROCK MASS CLASSES									
Class No.	I	II	III	IV	V				
Average stand-up time	20 years for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2,5 m span	30 minutes for 1 m span				
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300-400 kPa	200-300 kPa	100 -200 kPa	< 100 kPa				
Friction angle of the rock mass [degrees]	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15				

RMR vurderer noen elementer som er utelatt fra Q-systemet. Dette gjelder f.eks. sprekkeavstand og hvordan tunnelen er orientert i forhold til sprekkesettene. RMR vurderer også styrken til intakt berg. Hvorvidt dette er fordelaktig ovenfor Q-systemet er vanskelig å si, ettersom all bergmasse er preget av diskontinuiteter i større eller mindre grad. Q-systemet vurderer blant annet bergmassens kompetanse gjennom SRF. Sånn sett tar begge klassifikasjonssystemene hensyn til styrke i sin klassifisering. En svakhet ved RMR er at det ikke tar hensyn til antall sprekkesett eller spenningsforhold, slik Q-systemet gjør. RMR ser, i likhet med Q-systemet, heller ikke på blokkform (Bieniawski, 1989; NGI, 2015).

3.1.3 GSI

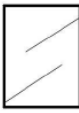
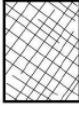




Forkortelsen GSI står for «Geological Strength Index». Dette klassifikasjonssystemet ble utviklet for å kunne beregne parameterne som inngår i det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet (se seksjon 3.3.1.1), da eksisterende klassifikasjonssystemer (RMR og Q) ikke klarte å tilfredsstille dette behovet. GSI bestemmes kvalitativt vha. beskrivelse av strukturer og sprekkeegenskaper i bergmassen etter et skjema (Hoek, Kaiser og Bawden, 1995). Indeksen har blitt revidert flere ganger siden den ble introdusert og skjemaet som brukes for bestemmelse av GSI i dag ble publisert av Hoek og Marinos (2000). Dette skjemaet gjelder for oppsprukket bergmasse og er vist i figur 7. GSI varierer mellom 10 for veldig dårlig bergmasse, til 100 for intakt berg (Hoek, Kaiser og Bawden, 1995).

I motsetning til RMR og Q-systemet er GSI laget for å kunne studere bergmassens egenskaper. Det innebærer at noen av forholdene RMR og Q-systemet vurderer ikke er direkte relevante for GSI. Dette gjelder grunnvannsforhold, SRF i Q-systemet og orientering til strukturer i RMR. Disse forholdene inngår derfor ikke i estimering av GSI og de resterende fire parameterne som inngår i RMR og Q-systemet er videre forenklet til to parametere i GSI (Marinos, Marinos og Hoek, 2007).

Ettersom bare to parametere inngår i bestemmelsen av GSI, kan GSI oppleves som enklere å forholde seg til enn Q og RMR. GSI kan sånn sett være praktisk å bruke for å få et kjapt inntrykk av bergmassekvaliteten. Ettersom GSI ikke er utvidet til å gi anbefalinger om bergsikring kan den ikke erstatte hverken Q-systemet eller RMR under ingeniørgeologisk kartlegging og prosjektering. GSI er en nøkkelindeks for bruk av Hoek-Brown bruddkriteriet som brukes i numerisk modellering i dag. Dermed kan bestemmelse av GSI likevel være et verdifullt hjelpemiddel i stabilitetsvurdering under ingeniørgeologisk prosjektering.

En viktig antagelse ved bruk av GSI er at bergmassen kan anses som homogen og isotrop med mange, tilfeldig orienterte sprekker. Dersom bergmassen har dominerende og/eller spredte strukturelementer som ser ut til å kunne være signifikante for stabiliteten, bør ikke GSI brukes. I slike tilfeller kan det være mer fornuftig å studere egenskapene til disse

strukturelementene nøyere. Videre påpekes det at det i de fleste tilfelle er mer realistisk å estimere et GSI-intervall enn én konkret GSI for bergmassen.

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced is water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
		Very rough, fresh unweathered surfaces	Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Smooth, moderately weathered and altered surfaces	Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			40	30	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes				20	10
		N/A	N/A			

Figur 7: Skjema for bestemmelse av GSI i oppsprukket bergmasse (Hoek og Marinos, 2000).

Cai *et al.* (2004) presenterte i sin artikkel en metode for å bestemme GSI på en kvantitativ måte. Metoden benytter parameterne blokkvolum, V_b , og sprekkeforhold, J_c , sammen med et redigert GSI-skjema, til å finne en GSI som skal representere bergmassen. I mange tilfeller vil en bergmasses styrkeegenskaper reduseres når den går i brudd. Effekten av dette kan behandles i numerisk modellering ved å inkludere både maksimale og residuale

styrkeegenskaper til bergmassen i modellen. For å imøtekomme dette videreutviklet Cai *et al.* (2007) metoden til Cai *et al.* (2004) til å kunne estimere en residual GSI. Den residuale GSI-en fastsettes ved å redusere V_b og J_c til den opprinnelige bergmassen etter fastsatte regler. Når man bruker kvantitative klassifikasjonssystemer for GSI er det viktig å påse at resultatene man får er fornuftige. Det advares også om at kvantitativ bestemmelse av GSI blir svært usikker eller ugyldig i bergmasse som klassifiseres er utenfor intervallet $35 < GSI < 75$ (Marinos, Marinos og Hoek, 2007).

3.1.4 Konvertering mellom klassifikasjonssystemer

Det finnes formler som muliggjør omregning fra ett klassifikasjonssystem til et annet. Dette åpner for å kunne utnytte fordeler ved ulike klassifikasjonssystemer. Vha. formel [2] og [3] kan ekvivalente RMR og GSI estimeres for Q-verdier (Bieniawski, 1989; Hoek, Kaiser og Bawden, 1995). I formel [2] kan det som en forenkling antas at Q generelt er lik Q'. Dermed beregnes RMR og GSI i praksis med samme formel. Kaiser (2016) advarer imidlertid mot å bruke disse empiriske formlene, da han mener de er villedende.

$$RMR = 9 \times \ln(Q) + 44 \quad (\text{Bieniawski, 1989}) \quad [2]$$

$$GSI = 9 \times \ln(Q') + 44 \quad (\text{Hoek, Kaiser og Bawden, 1995}) \quad [3]$$

3.2 Numerisk modellering

Numerisk modellering er et viktig hjelpemiddel i ingeniørgeologisk prosjektering. Det finnes flere metoder og programmer som man kan bruke for å utføre bergmekanisk numerisk modellering. Felles for dem alle er at man forsøker å modellere bergmassens egenskaper i et dataprogram, for å simulere og studere bergmassens oppførsel. Typiske resultater fra en bergmekanisk numerisk analyse er en oversikt over forflytning, spenninger, formforandring osv. i tverrsnittet eller rommet som modelleres (Jing, 2003).

Det finnes hovedsakelig to typer metoder for bergmekanisk numerisk modellering. Disse er kontinuerlige og diskontinuerlige metoder. I kontinuerlige metoder ser man på bergmassen som et kontinuerlig medium som ikke kan deles opp i mindre blokker. Den sammenhengende bergmassen diskretiseres. Det vil si at den deles inn i et endelig antall underområder kalt elementer, for å kunne beregne resultater. Det er en forutsetning at det er en fysisk kontinuitet mellom elementene. I diskontinuerlige metoder ser man på bergmassen som diskontinuerlig. Det vil si at bergmassen modelleres som en ansamling av et endelig antall, avgrensede enkeltblokker. Internt behandles disse blokkene typisk som kontinuerlige, men det er ikke kontinuitet på tvers av blokker. En sentral forskjell mellom kontinuerlige og diskontinuerlige modelleringsmetoder er at kontinuerlige modelleringsmetoder simulerer hvordan bergmaterialet deformeres totalt sett, mens diskontinuerlige modelleringsmetoder simulerer hvordan komponenter i bergmassen

beveger seg hver for seg. I kontinuerlige modelleringsprogrammer beskriver derfor input typisk bergmassen som en helhet, mens egenskaper til sprekker og intakt berg defineres separat i diskontinuerlige modelleringsprogrammer.

At bergmassen modelleres som kontinuerlig, enten i sin helhet eller innad i enkeltblokker, er i mange tilfeller en forenkling eller generalisering. Bergmassen er ikke et kontinuerlig medium. Den består av større og mindre blokker avgrenset av diskontinuiteter, som sprekker og forkastninger. I noen tilfeller er det passende å modellere bergmassen som en ansamling av enkeltblokker med sprekker mellom. Andre ganger kan en kontinuerlig modell være like godt egnet til å studere det aktuelle problemet. Bergmassens oppsprekking og skala er viktige faktorer i forhold til å avgjøre dette. En generell regel kan være at diskontinuerlige modelleringsmetoder brukes når bergmassen er moderat oppsprukket og/eller man forventer utfordringer med blokkstabilitet. Hvis berget har mange sprekker kan en diskontinuerlig modell bli veldig detaljert. Da kan bergmassen istedenfor homogeniseres og modelleres med kontinuerlig modelleringsmetode. Hvis bergmassen er intakt eller har få sprekker som ikke forventes å gi noen problemer kan også en kontinuerlig modelleringsmetode være egnet.

Kontinuerlige og diskontinuerlige modeller beregnes på forskjellige måter. Det finnes også flere beregningsmetoder innenfor både kontinuerlige og diskontinuerlige modelleringsmetoder. Programmene som brukes for å gjøre numerisk modellering i denne oppgaven er RS2 fra Rocscience (Rocscience, 2019) og UDEC fra Itasca Consulting Group (Itasca Consulting Group Inc., 2019). Begge programmene modellerer i 2D. RS2 benytter en kontinuerlig modelleringsmetode som heter endelig element metode (FEM; etter Finite Element Method). UDEC benytter en diskontinuerlig modelleringsmetode som heter distinkt element metode (DEM; etter Distinct Element Method).

FEM er en svært fleksibel og tilgjengelig modelleringsmetode som kan brukes til å løse mange forskjellige problemstillinger. Den er derfor den mest brukte modelleringsmetoden innenfor ingeniørgeologi og bergmekanikk i dag. I FEM-modellering kan oppførselen til den kontinuerlige bergmassen beskrives vha. partielle differensiallikninger. Disse partielle differensiallikningene tilnærmes for å komme frem til en numerisk løsning på modellen. Dette gjøres ved å diskretisere bergmassen med f.eks. trekantelementer, med noder i hjørner og/eller på sidene av elementene. Elementene tildeles visse materialegenskaper, og ulike elementer kan få ulike materialegenskaper for å simulere heterogenitet i bergmassen. Videre opprettes lokale sett med algebraiske likninger for de ulike elementene vha. interpoleringsfunksjoner. Disse settes sammen til ett globalt sett med algebraiske likninger som dekker hele bergmassen. Algebraiske likningene beskriver bergmassens oppførsel, som f.eks. nodeforflytning som funksjon av laster, og kan anses som å substituere de partielle differensiallikningene på lokalt og globalt nivå. Det globale ligningssettet løses iterativt,

ved iterasjon gjennom laststeg, med hensyn til spesifiserte start- og grensebetingelser for å produsere en numerisk løsning på problemet (Rocscience, u.å.-a; Jing, 2003).

Finere diskretisering gir flere noder og mindre elementer, som igjen bidrar til mer representativ representasjon av geometri og mindre avvik i beregningene. Samtidig vil også dette forlenge beregningstiden for modellen. Man må derfor godta et kompromiss mellom beregningstid og nøyaktighet. Selv om bergmassen ansees som kontinuerlig ved bruk av FEM, er det mulig å modellere sprekker med denne metoden. Kravet om kontinuitet setter imidlertid begrensninger for hva som tillates av forflytning og deformasjon ved modellerte sprekker. Glidning, rotasjon og blokkutfall kan f.eks. ikke simuleres med FEM. Det begrenser verdien av denne funksjonen.

Andre kontinuerlige modelleringsmetoder er endelig differanse (FDM; etter Finite Difference Method) og grenseelement metode (BEM; etter Boundary Element Method). Sammenliknet med FEM bruker FDM differanser i noder for å tilnærme seg de partielle differensiallikningene og sette opp algebralikninger som beskriver bergmassen. BEM skiller seg fra FEM og FDM ved at kun grenser diskretiseres, altså f.eks. kun tunnelkontur og ikke bergmassen rundt. Matematikken i disse metodene er annerledes enn det som beskrives for FEM, men beskrives ikke nærmere her (Jing, 2003).

I DEM-modellering deles bergmassen opp i blokker med utgangspunkt i sprekkesystemet i bergmassen. Blokkene kan forflytte seg i forhold til hverandre, uten begrensning for hvor mye forflytning som tillates. UDEC kan modellere blokkene som enten rigide eller deformerbare. For å håndtere deformasjon i deformerbare blokker diskretiseres og modelleres blokkene internt vha. den kontinuerlige modelleringsmetoden FDM. Kontaktene mellom blokkene er deformerbare og beskrives med egne egenskaper og modeller. Endringer i spenningsfeltet i bergmassen kan føre til at blokker begynner å bevege på seg. Blokkenes bevegelse beregnes med bevegelseslikninger i noder i blokkene. Beregningene utføres ved iterasjon gjennom tidssteg og i hvert tidssteg oppdateres forflytning og spenninger i blokkssystemet. Når blokker forflytter seg i forhold til hverandre må kontaktene mellom dem detekteres og oppdateres. Den numeriske løsningen til modellen oppnås når en tilfredsstillende likevektstilstand er oppnådd gjennom itereringen (Jing, 2003; Itasca Consulting Group Inc., 2011a).

Fullstendig og sann representasjon av en bergmasses sprekkesystem er vanskelig, hvis ikke umulig, å oppnå. Dette er den største begrensningen ved DEM-modellering. Nøye og detaljert sprekkekartlegging vil bidra til å kunne beskrive og modellere bergmassens sprekkesystem med mindre usikkerhet. Samtidig er det vanskelig å kontrollere i hvor stor grad det modellerte sprekkesystemet likner på virkeligheten. Dette gjør resultatene fra DEM-modellering usikre. En vurdering av kvaliteten til og oversettelsen av

sprekkekartleggingen bør ligge til grunn for å vurdere hvor realistiske resultatene fra DEM-modelleringen kan være (Jing, 2003).

For at resultatene fra numerisk modellering skal være virkelighetsnære er det viktig at modellen og materialegenskapene som modelleres er representative. Numeriske modeller må ikke være eksakte kopier av virkeligheten for å ha nytte. Forenkling av virkeligheten er som oftest nødvendig i større eller mindre grad, da det er vanskelig og ofte unødvendig, å forsøke å fange hele bergmassens kompleksitet i én modell. For at numerisk modellering skal være et godt hjelpemiddel, må brukeren ha evne til å sette sammen modeller som er gode nok til å simulere sentrale bergmekaniske mekanismer for problemstillingen på en realistisk måte. Å anskaffe representative inputparametere for bergmassen er den største utfordringen for å lage gode, realistiske numeriske modeller (Jing, 2003; Nilsen, 2016).

3.3 Egenskaper til berg

En rekke egenskaper er aktuelle å fastslå i forbindelse med numerisk modellering innen ingeniørgeologi. Noen av disse kan avledes fra bergmasseklassifisering, enkle målinger og observasjoner i felt mens andre må bestemmes gjennom laboratoriearbeid. Ulike egenskaper kan også kombineres i empiriske formler for å beskrive bergmassens oppførsel. I denne underseksjonen presenteres formler og metoder som anvendes for å fastsette egenskaper som brukes i oppgavens numeriske modellering.

3.3.1 Bruddkriterier

Det finnes flere bruddkriterier innenfor ingeniørgeologien. De vanligste er Mohr-Coulomb, Hoek-Brown og Barton-Bandis bruddkriterium. Felles for disse bruddkriteriene er at de er empiriske formler som vha. egenskaper og spenninger i bergmassen beregner en styrke, eller motstand mot glidning og brudd, i bergmassen. Et bruddkriterium er et viktig element i simulering av bergmassens oppførsel i numerisk modellering. I den numeriske modelleringen som er utført i forbindelse med denne oppgaven er det valgt å bruke det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet og Barton-Bandis bruddkriteriet. Disse er valgt fordi bergmasseegenskapene som inngår i formlene er kurante å definere vha. felt- og laboratoriearbeid, samt at bruddkriteriene regnes å gi svært pålitelige resultater (Hoek, 2007).

3.3.1.1 Generalisert Hoek-Brown bruddkriterium

Det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet er et ikke-lineært bruddkriterium som defineres for bergmassen. Det bestemmer største hovedspenning ved brudd i bergmassen som funksjon av minste hovedspenning. Bruddkriteriet er gitt ved følgende formel:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \times \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (\text{Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002}) \quad [4]$$

der σ_1 og σ_3 er største og minste hovedspenning i det bergmassen går i brudd, σ_{ci} er enaksiell trykkstyrke til intakt berg målt i lab og m_b , s og a er gitt ved formlene:

$$m_b = m_i \times \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (\text{Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002}) \quad [5]$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (\text{Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002}) \quad [6]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (\text{Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002}) \quad [7]$$

m_i i formel [5] er en tabulert materialkonstant og D i formel [5] og [6] er en forstyrrelsesfaktor som reflekterer skade forårsaket av sprenging og spenningsavlastning. D settes til 0 i uforstyrret bergmasse. GSI beskriver bergmassens karakter, som forklart i seksjon 3.1.3 (Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002).

3.3.1.2 Barton-Bandis bruddkriterium

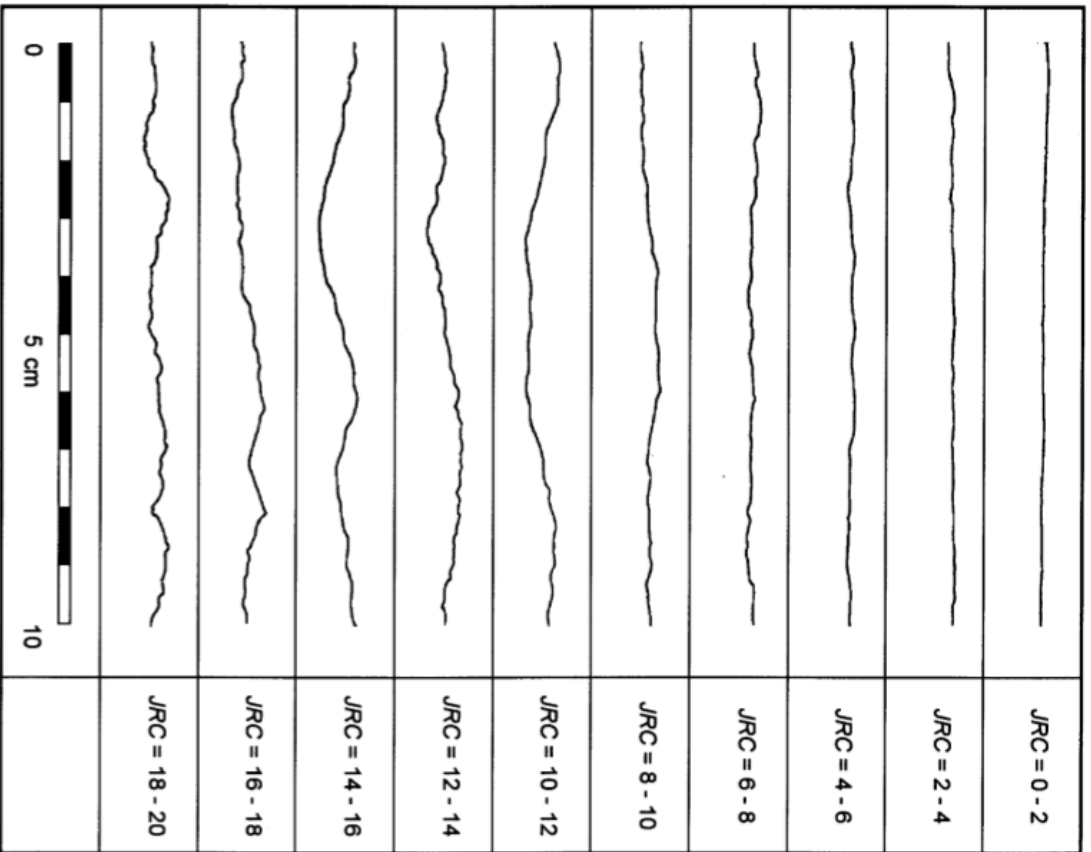
Barton-Bandis bruddkriteriet er et ikke-lineært bruddkriterium som beskriver skjærstyrke i en sprekk som funksjon av normalspenning (Barton og Bandis, 1990). Formelen for bruddkriteriet ble foreslått av Barton og Choubey (1977) og ser slik ut:

$$\tau = \sigma_n \times \tan\left(JRC \times \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi_r\right) \quad (\text{Barton og Choubey, 1977}) \quad [8]$$

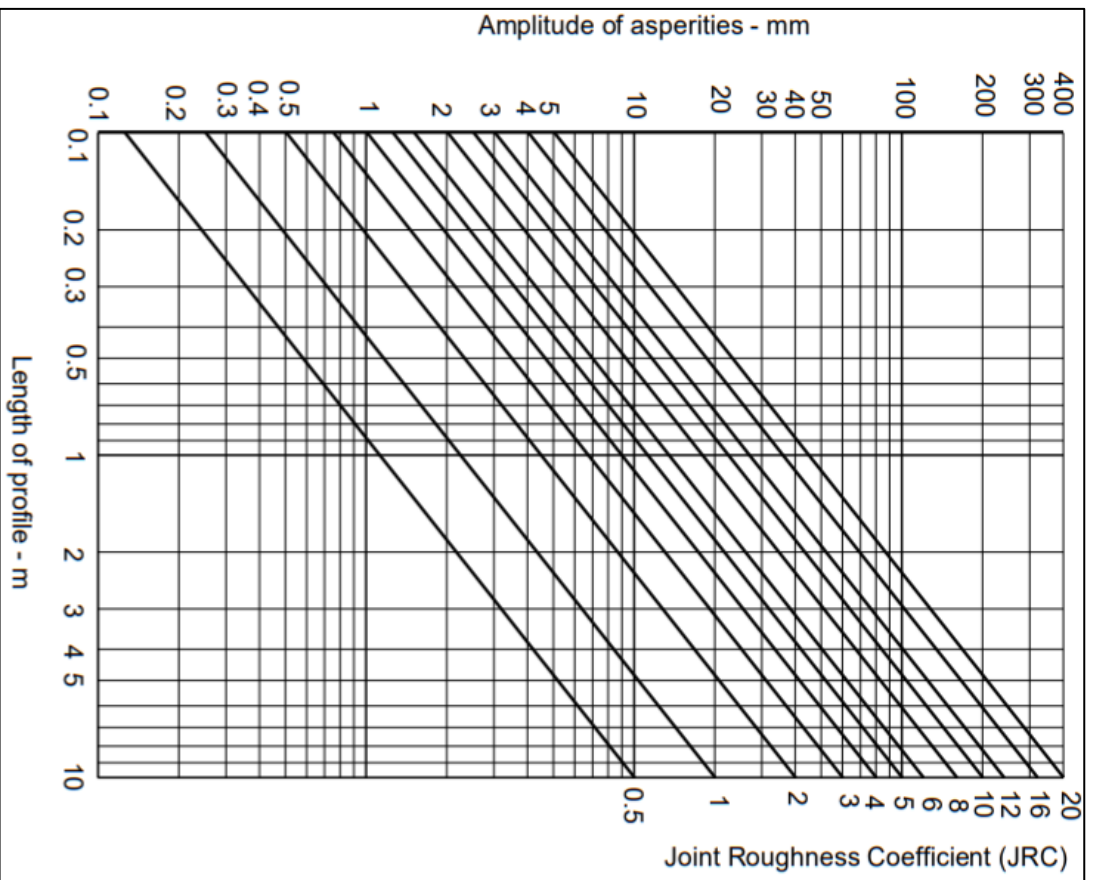
der τ er skjærstyrke, σ_n er normalspenning, JRC er en sprekkeruhetskoeffisient, JCS er en sprekkstyrkekoeffisient og φ_r er residual friksjonsvinkel.

JRC kan bestemmes visuelt ved å sammenlikne ruhetsprofiler, vist i figur 8, med den aktuelle sprekkeflaten. Alternativt finnes det et skjema, vist i figur 9, som muliggjør estimering av JRC kvantitativt (Hoek, 2007).

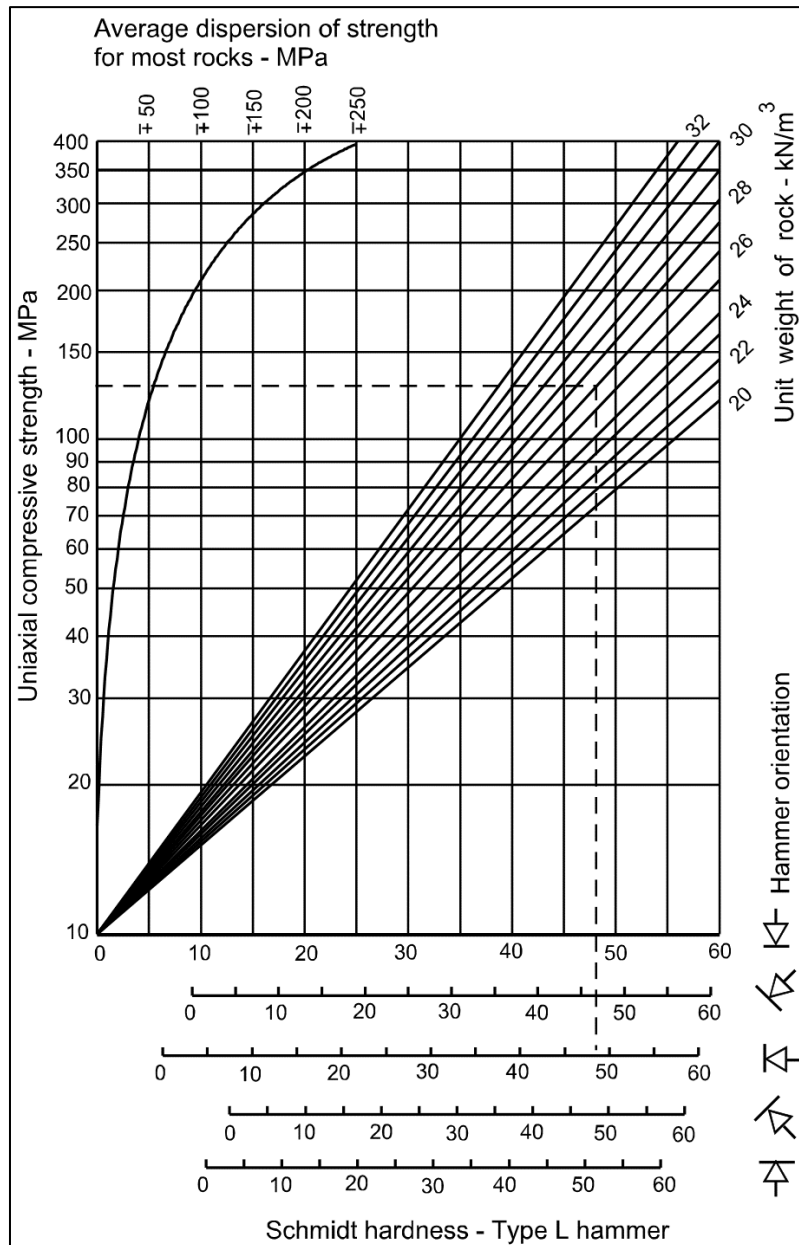
JCS kan være lik trykkstyrken til intakt berg, men forvitring og vann på sprekkeflaten vil kunne redusere JCS. Foreslått prosedyre for estimering av JCS er å måle reboundnummer (r) ti ganger pr. sprekkesett vha. en Schmidt-hammer og beregne gjennomsnittlig r basert på de fem høyeste målingene. Gjennomsnittlig r brukes videre til å estimere JCS vha. figur 10. r må korrigeres for hammerens orientering under måling (Barton og Choubey, 1977).



Figur 8: Ruhetsprofiler til sammenlikning med sprekkflater for bestemmelse av JRC, etter Barton og Choubey (1977).



Figur 9: Skjema for kvantitativ bestemmelse av JRC vha. lengde og amplitude på sprekkplan, etter Barton og Bandis (1990).



Figur 10: Skjema for bestemmelse av JCS («Uniaxial compressive strength») vha. "rebound number", Schmidt-hammerorientering, og tetthet. Etter Deere og Miller (1966).

JRC og JCS er avhengig av skala. De måles typisk på liten skala og må justeres ned for å representere et større område. Jo større skala, jo lavere blir verdiene til JRC og JCS. Barton og Bandis (1982) presenterte formler for å tilpasse JRC og JCS til skala. Disse er gjengitt i formel [9] og [10]:

$$JRC_n = JRC_0 \times \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,02 \times JRC_0} \quad (\text{Barton og Bandis, 1982}) \quad [9]$$

$$JCS_n = JCS_0 \times \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,03 \times JRC_0} \quad (\text{Barton og Bandis, 1982}) \quad [10]$$

der JRC_0 og JCS_0 er målte verdier, mens JRC_n og JCS_n er verdier tilpasset blokkstørrelse. L_0 indikerer lengde på området målinger er gjort på og settes ofte til 0,1 m. L_n er sprekkelengde og kan settes lik sprekkeavstanden til sprekkesettet som kutter sprekkeene man studerer (Barton, Bandis og Bakhtar, 1985).

φ_r er gitt av følgende formel:

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20^\circ) + 20 \times \left(\frac{r}{R} \right) \quad (\text{Barton og Choubey, 1977}) \quad [11]$$

der φ_b er basis friksjonsvinkel, r er reboundnummer på våt sprekkeflate og R er reboundnummer på tørr, uforvitret, sagd overflate. φ_b bestemmes gjennom tilt-test der to steinprøver med sagde flater legges mot hverandre og tiltes til man får glidning (Barton og Choubey, 1977).

3.3.2 Dilasjon

Ruheten langs et sprekkeplan vil føre til en volumutvidelse, kalt dilasjon (d), ved glidning i sprekkeplanet. Dilasjon angis i grader og er gitt av formel [12] (Barton og Choubey, 1977). I forbindelse med bruk av Hoek-Brown bruddkriteriet i RS2 benyttes en dilasjonsparameter uten enhet til å beskrive det samme fenomenet. Rocscience (u.å.-b) foreslår å sette denne parameteren til 1/3 til 2/3 av m_b for henholdsvis myke og harde bergarter.

$$d = \frac{1}{2} \times JRC \times \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (\text{Barton og Choubey, 1977}) \quad [12]$$

3.3.3 Moduler og stivhet

E-modul er en parameter som beskriver et materiales elastiske deformerbarhet. Den er definert som forholdet mellom normalspenning (σ_z) og normal-formforandring (ε_z) under elastisk deformasjon av et materiale, som i formel [13]. Når et materiale belastes normalt vil det forkortes i normal retning (ε_z) og utvides i radiell retning (ε_x). Poisson-tall (ν) beskriver dette forholdet, som vist i formel [14].

$$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \quad (\text{Li, 2018}) \quad [13]$$

$$\nu = - \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} \quad (\text{Li, 2018}) \quad [14]$$

Skjærmodul (G) er en tilsvarende stivhetsparameter som E-modul, som beskriver forholdet mellom skjærspenning og skjær-formforandring (Li, 2018). En tredje elastisitetsparameter er bulkmodul (K) som beskriver forholdet mellom trykk og volumforandring (Itasca

Consulting Group Inc., 2011b; Helseth, 2018). Både skjær- og bulkmodul kan beregnes vha. E-modul og poissontall, som vist i formlene [15] og [16].

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Itasca Consulting Group Inc., 2011b}) \quad [15]$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (\text{Itasca Consulting Group Inc., 2011b}) \quad [16]$$

Deformasjonsmodul (E_{rm}) til bergmasse er lavere enn E-modul til det intakte materialet i bergmassen. Flere empiriske formler er foreslått for beregning av bergmassens deformasjonsmodulus. I denne oppgaven beregnes E_{rm} blant annet vha. intakt E-modul, E_i , i formel [17].

$$E_{rm} = E_i \times \left(0,02 + \frac{1-D/2}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}} \right) \quad (\text{Hoek og Diederichs, 2006}) \quad [17]$$

Stivhet til sprekker beskrives generelt som forhold mellom spenning og forflytning i sprekkeplan. Skjærstivhet omtales som forholdet mellom skjærspenning og skjærforflytning ved skjærbelastning langs en sprekke. Normalstivhet er forholdet mellom normalspenning og normalforflytning, også kalt lukking, i forbindelse med normalbelastning på en sprekke (Goodman, 1970).

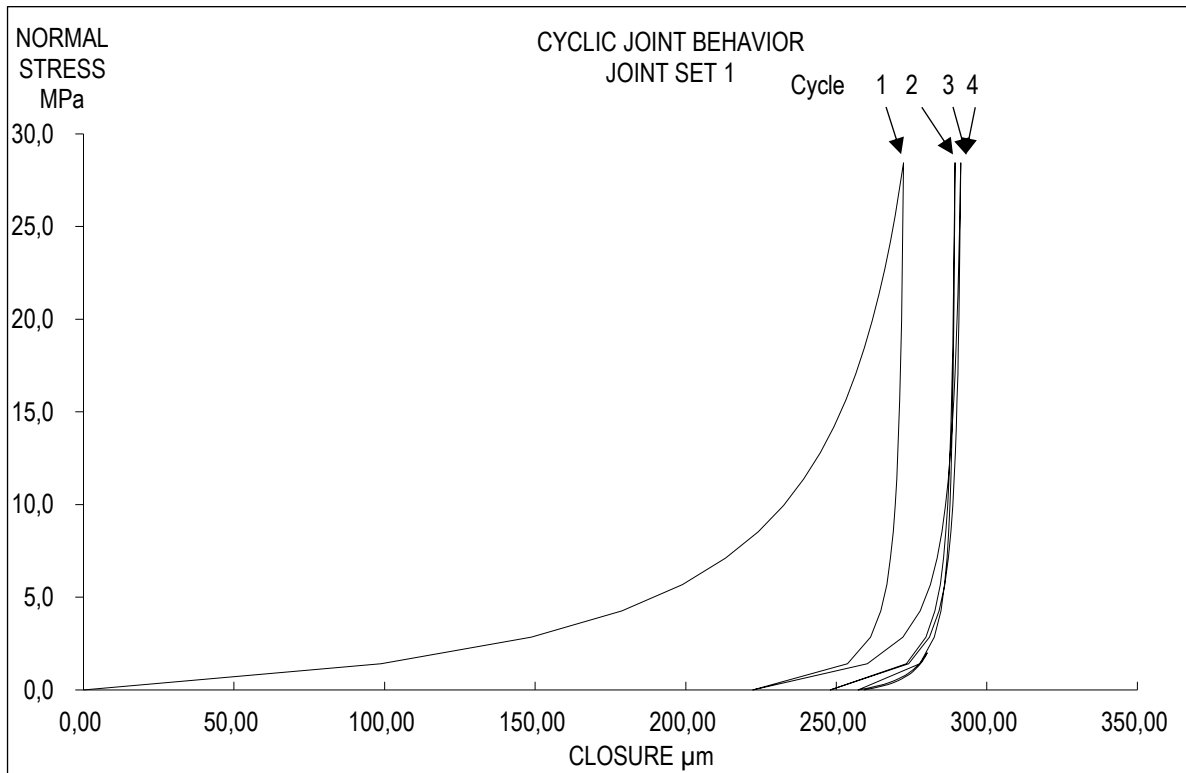
Ved skjærbelastning vil skjærforflytning oppstå samtidig som skjærspenninger bygger seg opp til et maksimum, gitt av formel [8]. Forløpt skjærforflytning ved maksimal skjærstyrke under skjærbelastning er gitt ved formel [18]. Skjærstivhet til en sprekke kan dermed beregnes ved å kombinere formel [8] og [18] til formel [19] (Barton og Bandis, 1982).

$$\delta_{peak} = \frac{L_n}{500} \times \left(\frac{JRC}{L_n} \right)^{0,33} \quad (\text{Barton og Bandis, 1982}) \quad [18]$$

$$K_s = \frac{\sigma_n \times \tan \left[JRC \times \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right]}{\delta_{peak}} \quad (\text{Barton og Bandis, 1982}) \quad [19]$$

Beregning av normalstivhet kan utføres vha. et formelverk som er utviklet basert på laboratorieforsøk der sprekker lukkes over flere sykluser. Panagiotis Chryssanthakis har bistått med et exceldokument, vist i vedlegg 2, som simulerer disse lukkeforsøkene vha. JRC_0 , JCS_0 og sprekkeåpning til et sprekkesett. I lukkeforsøkene blir en fiktiv sprekke belastet normalt over fire sykluser. Spenningsnivået i de tre første syklusene tilsvarer 60 % av JCS til sprekken, mens den siste syklusen belastes med et spenningsnivå tilpasset det aktuelle spenningsfeltet. For hver syklus vil sprekken lukkes litt og litt, som vist i figur 11, og følgelig vil stivheten til sprekken øke for hver syklus. Innen fjerde syklus antas det

at forstyrrelser fra prøvepreparering i laboratoriet er annullert. Derfor beregnes normalstivhet basert på simulering av fjerde syklus. En tommelfingerregel er at normalstivhet er i størrelsesordenen hundre ganger større enn skjærstivhet (pers.kom., Chryssanthakis, 2020b)(Barton, Bandis og Bakhtar, 1985).



Figur 11: Plott som illustrerer hvordan en sprekk lukkes gradvis for hver lastsyklus i lukkeforsøk (Barton, Bandis og Bakhtar, 1985) (pers.kom., Chryssanthakis, 2020b).

4 Ingeniørgeologiske grunnundersøkelser

I forbindelse med prosjekteringen av Fornebubanen er det, som nevnt, utført en rekke grunnundersøkelser. Undersøkelsene som er utført omfatter feltkartlegging, refraksjonsseismikk, kjerneboring, grunnboring og laboratorietesting (Førde *et al.*, 2019b). Det er også utført egen feltkartlegging i forbindelse med oppgaven. I denne seksjonen gis en innføring i de sentrale grunnundersøkelsene for oppgaven. Korte sammendrag av grunnundersøkelsene fra prosjekteringen som er vurdert som relevante for sammenlikning med eget feltarbeid og/eller for grunnlagsdata for numerisk modellering presenteres, sammen med rammene for eget feltarbeid. Videre følger resultater fra og diskusjon av disse grunnundersøkelsene. Resultatene fra eget feltarbeid er originale og er sentrale for senere numerisk modellering i denne oppgaven. Derfor er presentasjon av eget feltarbeid og resultater fra og diskusjon av dette arbeidet gitt mye fokus i denne seksjonen.

4.1 Oversikt over sentrale grunnundersøkelser

4.1.1 Prosjekterings feltarbeid

I prosjekterings feltarbeid er totalt 35 lokaliteter langs den planlagte tunneltraséen kartlagt med hensyn til sprekkeorientering, bergart og klassifisering med Q-systemet. J_w og SRF er ikke fastslått, slik at det kun er kartlagt Q'. Denne feltkartleggingen er utført i løpet av sommer 2018 og vår 2019 (Førde *et al.*, 2019a).

4.1.2 Kjerneboring

I forbindelse med prosjekteringen er det utført kjerneboring med vanntapsmålinger ved 12 lokaliteter fordelt langs den planlagte tunneltraséen. Borehullenes lengde og fall varierer mellom 120-220 m og 20-30 grader, respektivt. Alle borkjernene er logget med hensyn til type bergart og klassifisering med Q-systemet for fastsettelse av Q' (Førde *et al.*, 2019b).

4.1.3 Laboratorietesting

Det er utført laboratorietesting med hensyn til diverse bergmekaniske egenskaper i forbindelse med prosjektering av Fornebubanen. Totalt 16 borkjernprøver er testet (Førde *et al.*, 2019b). Prøvene er blant annet testet for densitet, E-modul, Poisson's forhold og enaksiell trykkfasthet ved Sintef i Trondheim. Bergart er også bestemt, men ikke ved mineralogisk analyse (Hagen, 2018a; 2018b).

4.1.4 Egen feltkartlegging

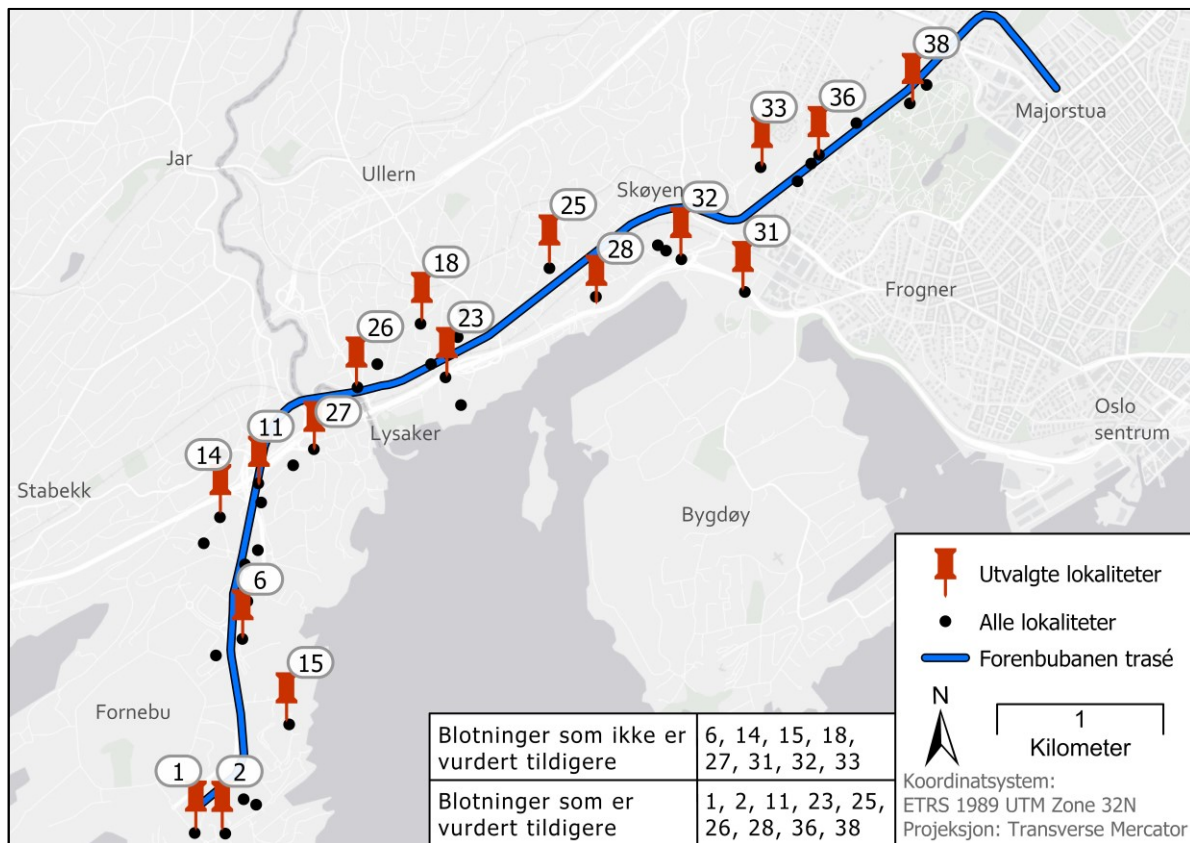
For denne oppgaven ble det besluttet å utføre egen feltkartlegging med klassifisering av RMR og GSI, samt detaljert sprekkekartlegging, på 17 lokaliteter fordelt langs traséen. Det ble besluttet å ikke klassifisere med Q-systemet, ettersom dette allerede er gjort med god dekning langs hele traséen i prosjektets feltarbeid. Da RMR og GSI, som nevnt, også er mye anvendte klassifikasjonssystemer, ble det naturlig å foreslå å bruke disse istedenfor. Klassifisering med GSI er også relevant for å kunne bruke Hoek-Brown bruddkriteriet i den numeriske modelleringen. For å kunne benytte Barton-Bandis bruddkriterium i den numeriske modelleringen ble det klart at det var nødvendig å innhente mer informasjon om sprekke i bergmassen, enn det som var samlet inn under feltarbeidet til prosjekteringen. Egen sprekkekartlegging omfatter derfor detaljerte beskrivelser av sprekkesett, inkluderer estimering av JRC og JCS.

De 17 utvalgte lokalitetene er en blanding av lokaliteter som allerede er kartlagt og vurdert gjennom prosjekteringen og lokaliteter som ikke er kartlagt og/eller vurdert gjennom prosjektet. Det ble forsøkt å velge lokaliteter som ikke er kartlagt eller vurdert i forbindelse med prosjektets feltarbeid, av hensyn til ønske om originalitet. Der det er valgt å kartlegge en allerede kartlagt lokalitet er dette begrunnet med at det er få lokaliteter i området, at blotningen er veldig stor eller at blotningen er sentral mht. geologiske forhold og/eller planlagt trasé.

Før de 17 utvalgte lokalitetene ble valgt, ble det utført en befaring i prosjektområdet. Formålet var å lokalisere bergblotninger, da tilgang på blotninger i prosjektområdet er variabel og ofte begrenset. Befaringen ble vurdert som nødvendig for å sikre at lokalitetene som ble valgt ut for detaljert kartlegging skulle være jevnt fordelt og representative i det store og tettbebygde prosjektområdet. Befaringen fant sted i perioden 3.-7. oktober 2019. Med unntak av blotninger som befinner seg på privat eiendom, ble alle blotningene som allerede er kartlagt gjennom prosjekteringen av Fornebubanen besøkt. I tillegg ble noen nye blotninger kartlagt. Totalt ble 39 bergblotninger registrert som aktuelle å kartlegge i detalj. 9 av de utvalgte 17 lokalitetene er vurdert i forbindelse med prosjekts feltarbeid, mens 8 lokaliteter er ikke vurdert tidligere i prosjektet. Et kart med alle lokalitetene er vist i figur 12 med oversikt over dette. Det ble etablert en egen nummerering under eget feltarbeid som ikke samsvarer med nummereringen som er brukt i feltkartleggingen til prosjekteringen. Detaljert kartlegging av de 17 utvalgte lokalitetene fant sted i perioden 8.-30.oktober 2019.

En rekke forhold er studert på de enkelte lokalitetene. Ved hver lokalitet gis det en generell beskrivelse av topografi og geologi på lokaliteten, samt en vurdering av forvitningsgrad og antatt -dybde i bergmassen. Videre kartlegges antall sprekkesett og for hvert sprekkesett

måles fall og fallretning, typisk sprekkelengde, sprekkeavstand, sprekkeåpning, type sprekkefylling og evt. tykkelse på sprekkefylling. I tillegg estimeres JCS og JRC for sprekkesettene. Det gjøres også en vurdering av hvordan de ulike sprekkesettene orientering forventes å påvirke stabilitet i tak og vegg i tunnel, med hensyn til den planlagte tunneltraséens orientering nær lokaliteten. Til slutt klassifiseres bergmassen på lokaliteten med RMR og GSI.



Figur 12: Kart som viser plasseringen til de 17 utvalgte feltlokalitetene, sammen med alle 39 registrerte lokaliteter fra befaringen, planlagt trasé til Fornebubanen og en oversikt over hvilke av de utvalgte lokalitetene som er vurdert fra før og ikke (Esri, 2011; Oslo kommune, 2019; Førde et al., 2019a).

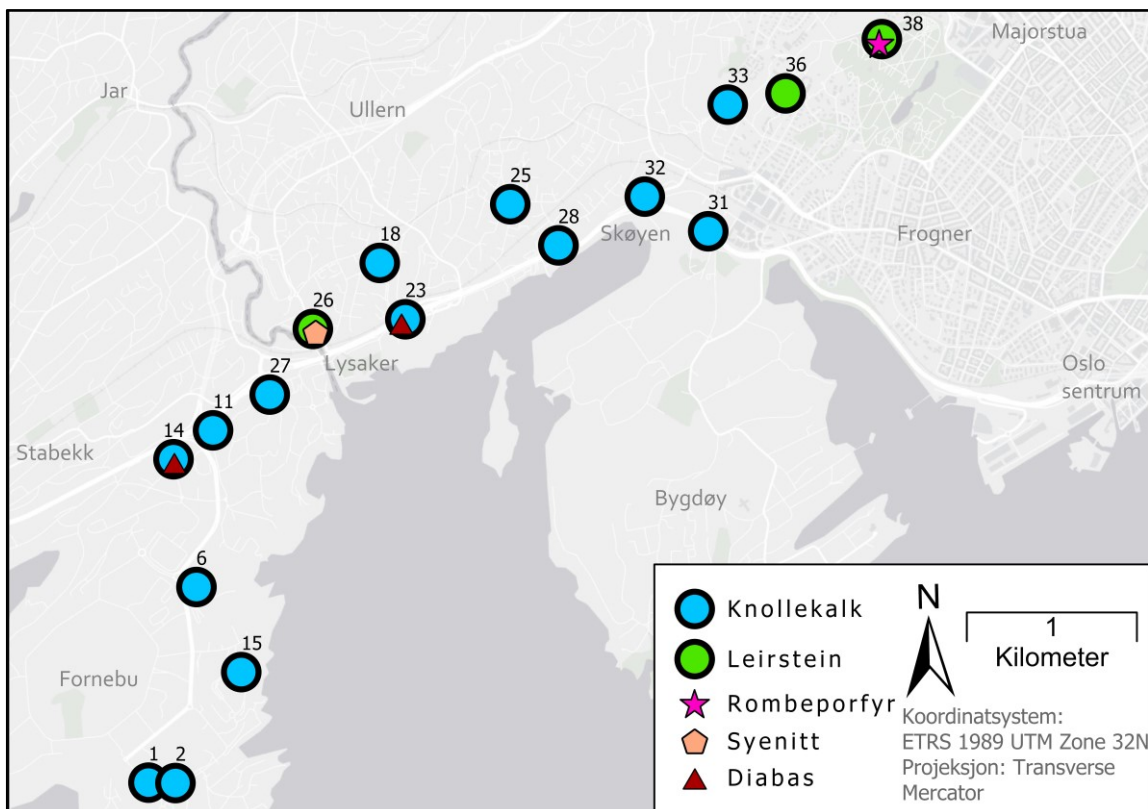
For å hente inn alle relevante data i felt er en rekke utstyr brukt. Som bistand for å sjekke forvitring og bergartstype er en geologhammer anvendt. Fall og fallretning er målt med et kompass av typen Silva Compass Expedition S med klinometer. En 2 m lang utbrettbar tommestokk er brukt for å måle lengder, mens sprekkeåpning er målt vha. en bladsøker fra Kamasa-Tools. Sprekkelengde, sprekkeavstand, sprekkeåpning og sprekkefyllingstykkelse anslås i hovedsak med omtrentlige intervall. Skjemaer for bestemmelse av JRC (figur 8, figur 9), JCS (figur 10), GSI (figur 7) og RMR (tabell 1) har også vært svært viktige for feltarbeidet. JRC estimeres primært vha. en 15 cm lang profilmal og visuell sammenlikning med ruhetsprofiler i figur 8. Målte profiler tegnes også over på papir for å kunne sammenlikne disse resultatene med kvantitativt JRC-estimat vha. figur 9. JCS estimeres vha. en "Original Schmidt" hammer fra Proceq. Her følges

prosedyren foreslått av Barton og Choubey (1977), forklart i seksjon 3.3.1.2. Det gjøres ett estimat av JRC og JCS pr. sprekkesett pr. lokalitet. RMR og et GSI-intervall estimeres som hovedregel én gang pr. lokalitet.

4.2 Resultater fra egen feltkartlegging

4.2.1 Bergarter og forvitring

Det er ikke utført noen mineralogisk analyse i forbindelse med bergartsbestemmelse i eget feltarbeid. Bergmassen er kun undersøkt visuelt. Tolkning av bergart er basert på egen erfaring, samt kunnskap om områdets geologiske historie og erfaringer fra prosjekter i området (se seksjon 2.2 og 2.3). Det er til dels også hentet støtte i rapporten til Førde *et al.* (2019a). Resultatene fra bergartsbestemmelse på de enkelte lokalitetene i feltområdet er vist i figur 13.



Figur 13: Kart som viser hvilken bergart som er observert på de ulike lokalitetene i feltområdet (Esri, 2011; Førde *et al.*, 2019a).

Den vanligste bergarten i feltområdet er knollekalk. Betegnelsen knollekalk er brukt som en fellesbetegnelse for bergmasse der lys kalk og mørk, skifrig leirskifer forekommer i veksling. Forholdet mellom andel leirskifer og kalk i denne bergarten varierer lokalt. Vanligst er hyppig veksling mellom leirskifer og lag med kalkknoller med tilsynelatende ca. 50/50 andelsfordeling, som i figur 14. Ved flere lokaliteter er andelen leirskifer høyere enn andelen kalk i knollekalken. Avstanden mellom lag med kalkknoller er da større enn

tykkelsen på knollelagene. Denne avstanden er ikke observert større enn ca. 0,5 m. Typisk knolletykkelse er ca. 2-5 cm. Grad av skiffrighet i leirskiferen varierer mellom lokaliteter og skiffrigheten er typisk konsentrert til overflaten i bergmassen, som i figur 15.



Figur 14: Knollekalk fra lokalitet 1. Lag med lysebrune kalkknoller er godt synlige i bergmassen som ellers består av mørk leirskifer. Bildet er tatt mot NØ med en 2 m lang, hvit tommestokk for skala.



Figur 15: Nærbilde av skifrig leirskifer i knollekalk fra lokalitet 11. Slik skiffrighet er typisk konsentrert til overflaten. Bildet er tatt mot SØ med fingre for skala.



Figur 16: Knollekalk fra lokalitet 28 med vesentlig større andel av leirsiker enn kalk, foruten om en klynge med mer massive kalklag til høyre i bildet. Bildet er tatt mot NØ med en 20 cm lang, hvit tommestokk for skala, markert med stiplet oval til venstre i bildet.



Figur 17: Leirstein fra lokalitet 36 med tett oppsprekking. Bildet er tatt mot SØ med hånd for skala.

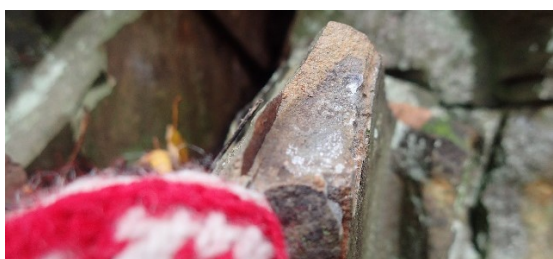
Kalk kan også forekomme som mer massive kalksteinslag, med tykkelse 5-40 cm, der ca. 10 cm tykkelse er typisk. Slike lag er observert i veksling med leirskifer, som vist i figur 16, på to lokaliteter. Massive kalklag ser ut til å ha en tendens til å forekomme i klynger. Da kan bergmassen teknisk sett karakteriseres som "knollekalk med partier med mer ren kalkstein og leirskifer i veksling". Ettersom disse partiene ikke har vist seg å være mektigere enn ca. 1-1,5 m er det likevel valgt å betegne hele bergmassen som knollekalk på disse lokalitetene.

Ved tre lokaliteter er bergmassen tolket til å bestå av ren leirstein. Det er da ikke observert kalklag eller -knoller i bergmassen. Videre fremstår leirsteinen som finkornet og homogen, med lite eller som oftest ingen skifrighet, som vist i figur 17. Leirsteinen er typisk noe tettere oppsprukket enn knollekalk.

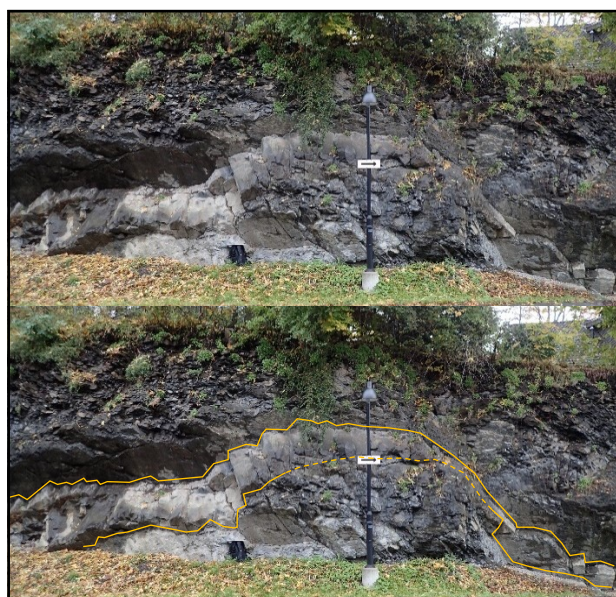
Gangbergarter er observert ved fire lokaliteter. Både diabas, syenitt og rombeporfyr er registrert. Gangbergartene skiller seg fra knollekalk og leirstein ved grovere tekstur, lysere klang ved hamring, samt at de viser mer motstand mot å sprekke opp ved hammerslag. I tilfellet for rombeporfyr har fenokrystallene i rombeporfyren, vist i figur 18, vært viktige for bergartsbestemmelse. Ellers er lys fersk farge tolket som syenitt, mens mørkegrå fersk farge er tolket som diabas.



Figur 18: Fenokrystaller i rombeporfyr på lokalitet 38, på både fersk og forvitret flate. Bildet er tatt mot SV. Fingre peker på fenokrystaller for skala.



Figur 20: Tykk forvittringshud i leirstein fra lokalitet 36. Bildet er tatt mot SØ med tuppen av en tommel for skala.



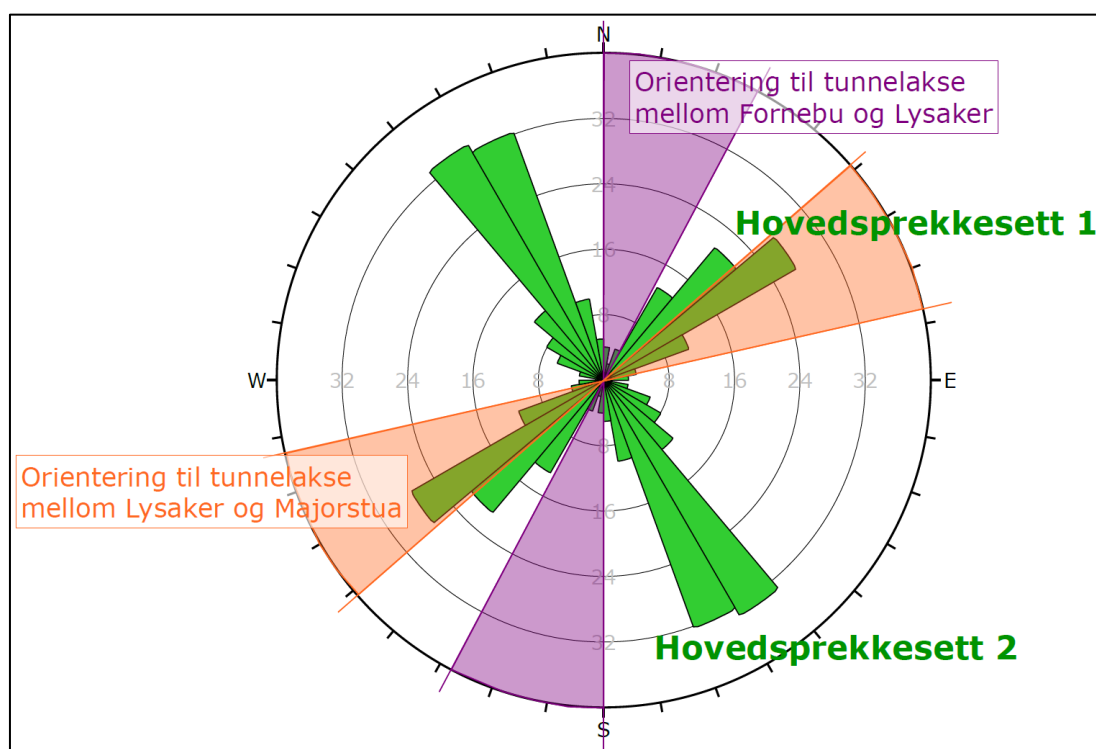
Figur 19: Diabasgang i knollekalk på lokalitet 14. Samme bildet er vist to ganger i figuren og gangens grenser er fremhevet med gule linjer nederst. Stiplet linje er antatt grense der grensen er uklar. Bildet er tatt mot ØNØ med sort sekk og lyktestolpe for skala.

Gangbergartene er aldri observert alene på en lokalitet. Ved alle fire lokalitetene der gangbergart er observert opptrer gangbergarten i gang som kutter bergmassen, slik som i figur 19. På to av de fire lokalitetene kutter gangbergart gjennom knollekalk. Ved de to andre lokalitetene kutter gangbergart gjennom leirstein. Brå overgang fra knollekalk eller leirstein til en sone med en bergart som fremstår sterkere, mer kompetent og mer grovkornet er derfor også ansett som et kjennetegn på forekomst av gangbergart. Gangbergartene har gjerne også et annet oppsprekkingsmønster, men kan forekomme både tettere og mindre tett oppsprukket enn sideberget. Mektigheten til de enkelte gangene varierer mellom 20 cm og flere meter.

Som det kommer frem av bildene i figur 14 til figur 19 er fargen på bergartene som er observert i felt påvirket av forvitring. Gulbrun til rødlig forvittringshud er observert på alle lokalitetene og på alle typer bergarter. På det meste er forvittringshuden observert å farge bergarten opp mot 1 cm innover i intakt bergmasse, som vist i figur 20. Vanlig tykkelse på forvittringshuden er imidlertid anslått til under 0,2 mm, og forvittringsgraden er generelt tolket til å være lav. Forvittringshud er observert på sprekke- og skifrihetsplan som går innover i bergmassen, så vel som på plan som er blottlagt i dagen. Dette har kommet til syne når bergartene har sprukket opp langs naturlige sprekkeplan ved hamring.

4.2.2 Oppsprekking

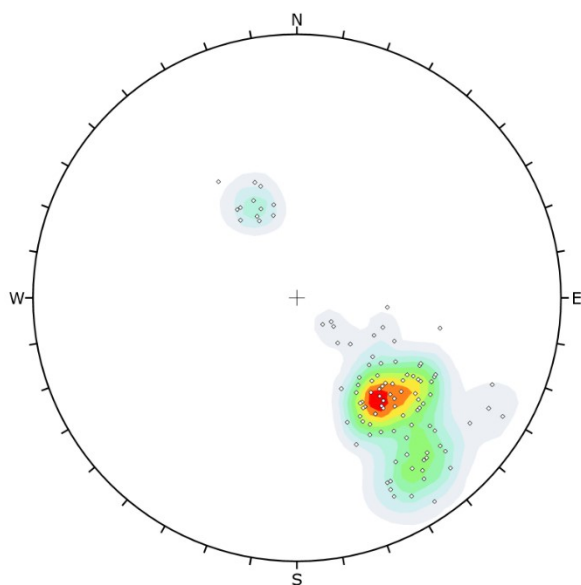
Med unntak av på to lokaliteter er det observert tre sprekkesett i knollekalk og leirstein. To av de tre sprekkesettene kan korreleres på tvers av lokaliteter, med hensyn til fall og fallretning. Sprekkerosa i figur 21 illustrerer målt strøk til alle målte sprekker i knollekalk og leirstein i feltområdet, sammen med tunnelaksens orientering (Førde *et al.*, 2019a). Her kommer det tydelig frem at det er to dominerende hovedsprekkesetninger i området. Langs tunnelstrekningen mellom Fornebu og Lysaker har tunnelaksen en spiss vinkel til begge disse hovedsprekkesettene. Mellom Lysaker og Majorstua er tunnelaksen tilnærmet parallell med hovedsprekkesett 1 (HS1) og tilnærmet normal på hovedsprekkesett 2 (HS2).



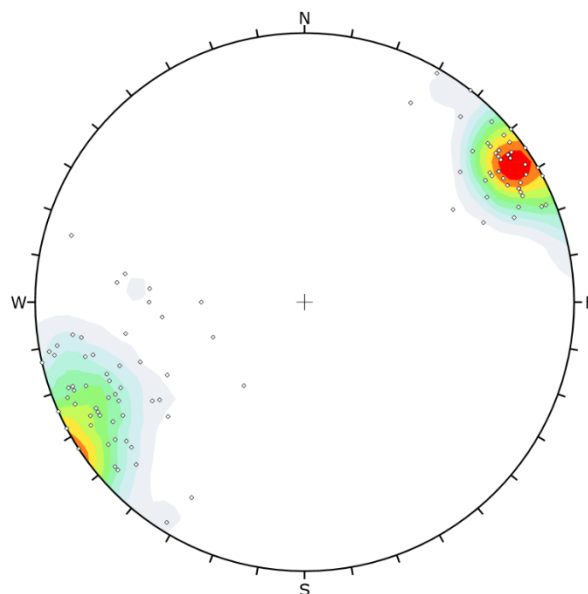
Figur 21: Sprekkerose som viser målt strøketretning til alle målte sprekker i knollekalk og leirstein i feltområdet. Tunnelaksens orientering er indikert med oransje og lilla skravering. Fremstilt vha. 198 målinger i programmet Dips fra rocscience.

HS1 er sprekker som følger lagdelingen i knollekalken. Disse faller mot NV, med unntak av på to lokaliteter, og fallet varierer som vist i figur 22. Representativ fallretning og fall er 320/55. På lokalitet 31 er knollekalken foldet og det ble målt lagdelingssprekker som faller mot både NV og SØ. Dette indikerer en foldakse som trender NØ-SV. På lokalitet 32 er også lagdelingssprekkene orientert med fall mot SØ. Lagdelingssprekker med sørøstlig fall er inkludert i figur 22. Representativ fallretning og fall til disse lagdelingssprekkene er ca. 155/40. I leirstein har det ikke vært mulig å observere lagdeling, men det har likevel blitt identifisert et sprekkesett som kan korreleres med lagdelingssprekkene i knollekalken mht. orientering.

HS2 er sprekker som er orientert tilnærmet normalt på lagdelingssprekkene i knollekalken. Disse er typisk steile og faller mot både NØ til ØNØ og SV til VSV som vist i figur 23. Typisk fallretning og fall til disse sprekkenes er omtrent 235/85. Sprekker med tilsvarende orientering er også identifisert i leirstein.



Figur 22: Polplott med konturer som viser målt orientering til HS1 i knollekalk og leirstein, på tvers av lokaliteter. Fremstilt vha. 102 målinger i programmet Dips fra rocscience. Rødt indikerer høy konsentrasjon av poler.



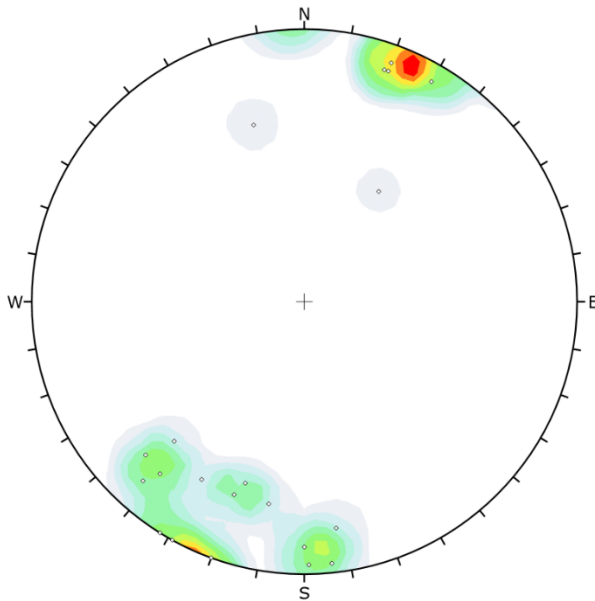
Figur 23: Polplott med konturer som viser målt orientering til HS2 i knollekalk og leirstein, på tvers av lokaliteter. Fremstilt vha. 100 målinger i programmet Dips fra rocscience. Rødt indikerer høy konsentrasjon av poler.

Orienteringen til det tredje sprekkesettet varierer fra lokalitet til lokalitet. Disse sprekkenes betegnes derfor som sporadiske sprekker. De sporadiske sprekkenes er delt i to grupper på tvers av lokalitetene; sprekker med fall over og under 45 grader. Disse sprekkenes omtales videre som sporadisk sprekkesett 1 og 2 (SS1 og SS2), respektivt. De to sporadiske sprekkesettene forekommer aldri samtidig på en lokalitet.

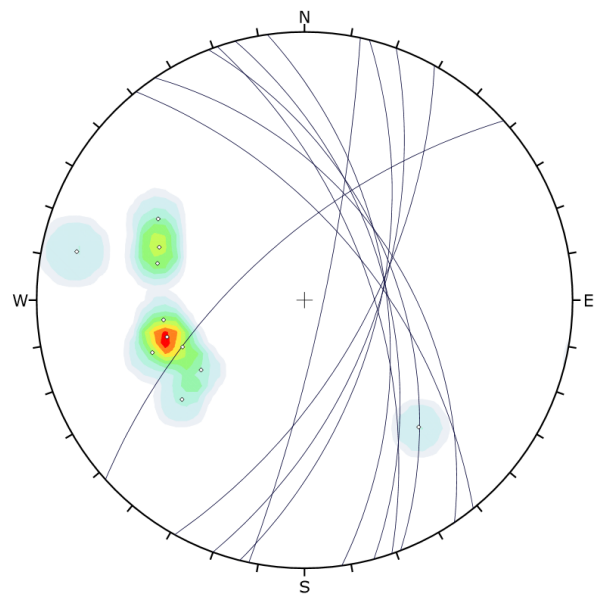
SS1 forekommer på fire lokaliteter. Orienteringen til disse sprekkenes likner på orienteringen til HS2, men fallretning til SS1 er dreid mer mot nord og sør, som vist i figur

24. Fall varierer hovedsakelig i intervallet 70-90 grader. Representativ fallretning og fall for dette sprekkesettet er estimert til ca. 020/80.

Sprekkene i SS2 faller mellom 06 og 42 grader og stryker i alle retninger, som vist i figur 26. På de enkelte lokalitetene er imidlertid fallretning som regel mer konsistent enn det ser ut som ved første øyekast. SS2 forekommer på ni lokaliteter. Gjennomsnittlig fallretning og fall til dette sprekkesettet er ca. 190/25. En sammenstilling av de fire sprekkesettene som er definert i knollekalk og leirstein er gitt i figur 27.



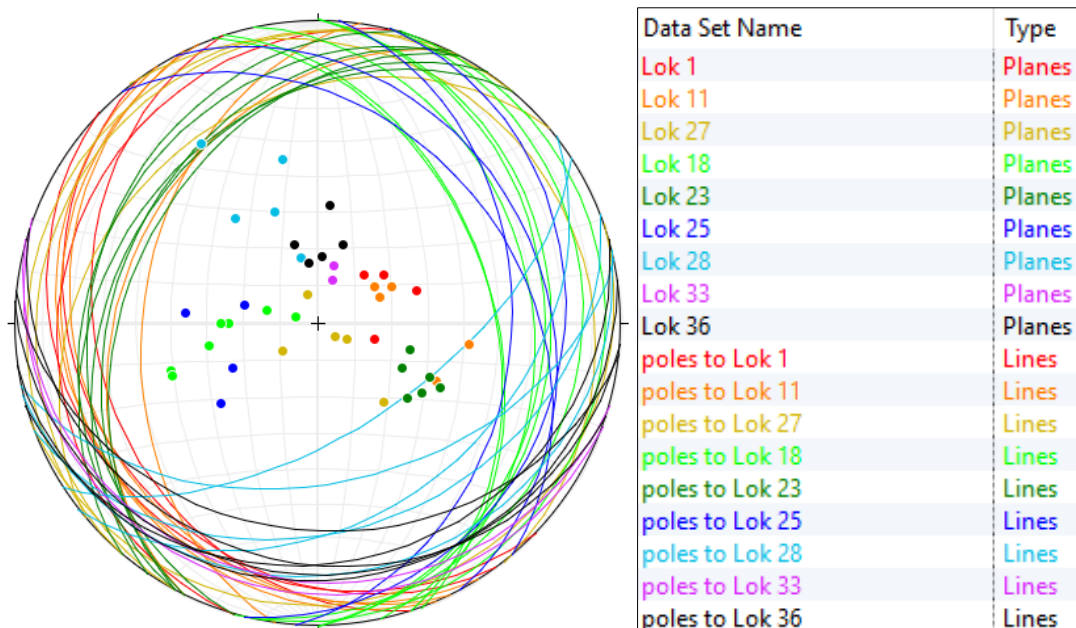
Figur 24: Polplott med konturer som viser målt orientering til SS1 i knollekalk og leirstein, på tvers av lokaliteter. Fremstilt vha. 21 målinger i programmet Dips fra rocscience. Rødt indikerer høy konsentrasjon av poler.



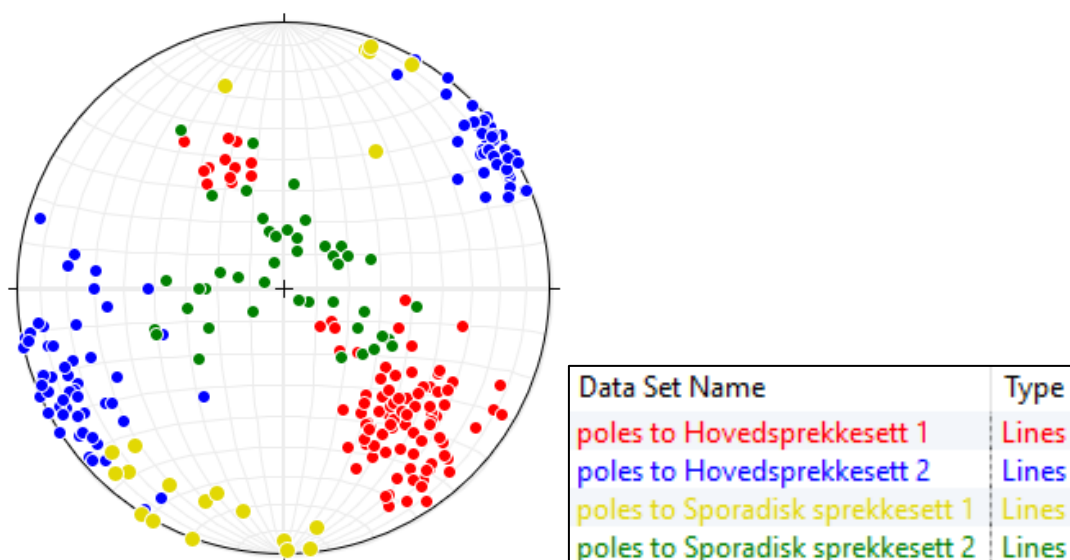
Figur 25: Polplott med konturer og plan som viser målt orientering til grenser mellom gangbergart og knollekalk/leirstein, på tvers av lokaliteter. Fremstilt vha. 11 målinger i programmet Dips fra rocscience. Rødt indikerer høy konsentrasjon av poler.

Grensen mellom gangbergart og knollekalk/leirstein er typisk plan med østlig fallretning, som illustrert i figur 25. Én grense er imidlertid orientert med fallretning mot NV. Dette er grensen mellom rombeporfyr og leirstein på lokalitet 38. Fallet varierer primært i intervallet 55-65 grader. Orienteringen til grensene er sammenliknbar med orienteringen til HS2, foruten om at fallet typisk er steilere i HS2. Samtidig påpekes det at enkelte sprekker som er klassifisert som HS2 har liknende orientering som grensene. Representativ fall og fallretning til grensene er ca. 075/60. Der denne orienteringen danner spiss vinkel med tunnelaksen vil gangbergart kunne påtreffes over lengre strekker av tunnelen.

Sprekkemønster i ganger er målt i seks ganger fordelt over tre lokaliteter. Det er observert to til tre sprekkesett i gangene. I fire ganger deles gangene opp av ett steilt og ett hellende sprekkesett. En syenittgang hadde to steile sprekkesett og rombeporfyrgangen hadde to steile og ett subhorisontalt sprekkesett. På generell basis deles gangsprekkene inn i to grupper; steile og hellende sprekker.



Figur 26: Stereonett som viser målt orientering til SS2 i knollekalk og leirstein, systematisert og fargekodet etter lokalitet. Både plan og poler til plan vises. Fremstilt vha. (Allmendinger og Cardozo, 2019).

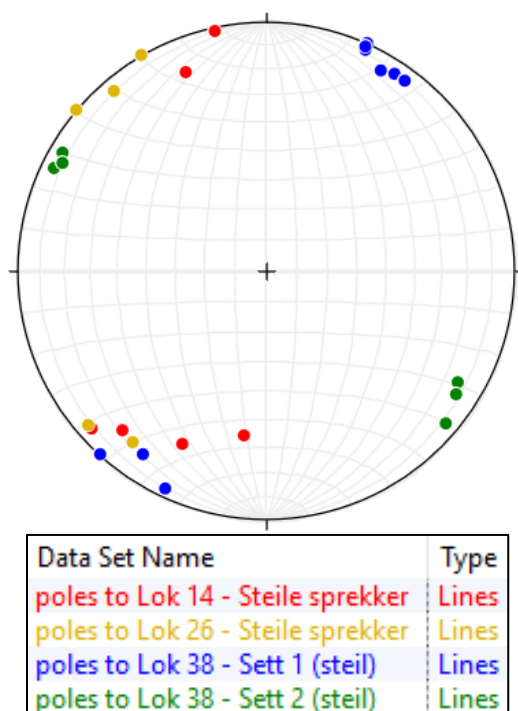


Figur 27: Polplott som viser alle fire sprekkesett som er definert i knollekalk og leirstein. Fremstilt vha. (Allmendinger og Cardozo, 2019).

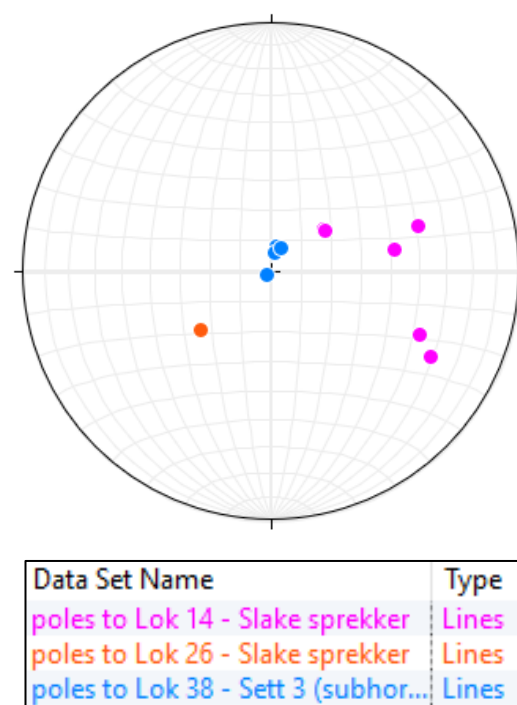
Fra polplott av de steile gangsprekkene, vist i figur 28, ser det ut til å være to foretrukne sprekkeretninger for steile sprekker i gangene, selv om det er noe spredning i plottet. Den ene av disse sprekkeretningene har representativ fallretning og fall omtrent 040/80 og omtales videre som steile gangsprekker 1 (SGS1). Denne orienteringen likner på orienteringen til SS1. Den andre sprekkeretningen kan beskrives som en steil variant av HS1. Representativ fallretning og fall for dette sprekkesettet er omtrent 135/85, og dette sprekkesettet omtales videre som steile gangsprekker 2 (SGS2).

Fallet til de hellende gangsprekkene (HGS) varierer i intervallet 02-62 grader. Polplott av HGS, vist i figur 29, viser ingen entydig sprekkorientering på tvers av lokalitetene. Plottet har dog likheter med SS2 i figur 26. Gjennomsnittlig fallretning og fall for HGS er ca. 205/30.

En oppsummerende oversikt over orientering til alle sprekkesett som er identifisert i bergmassen i feltområdet er gitt i tabell 2. I forhold til stabilitet forventes sprekker med strøk parallelt eller med lav vinkel til tunnelaksen å kunne gi nedfall av blokker i vegg. Ved lav vinkel til tunnelaksen kan problemer også oppstå i stoff, avhengig av driveretning. Lav fallvinkel kan gi problemer i heng uavhengig av tunnelaksens orientering. Spekker som stryker normalt på tunnelaksen forventes ikke å gi store problemer med blokknedfall, men problemer i stoff og heng kan oppstå. Steile sprekker orientert parallelt med tunnelaksen kan gi kiler i taket.



Figur 28: Polplott som viser målt orientering til SGS1 og -2 på tvers av lokaliteter. Fremstilt vha. (Allmendinger og Cardozo, 2019).



Figur 29: Polplott som viser målt orientering til HGS på tvers av lokaliteter. Fremstilt vha. (Allmendinger og Cardozo, 2019).

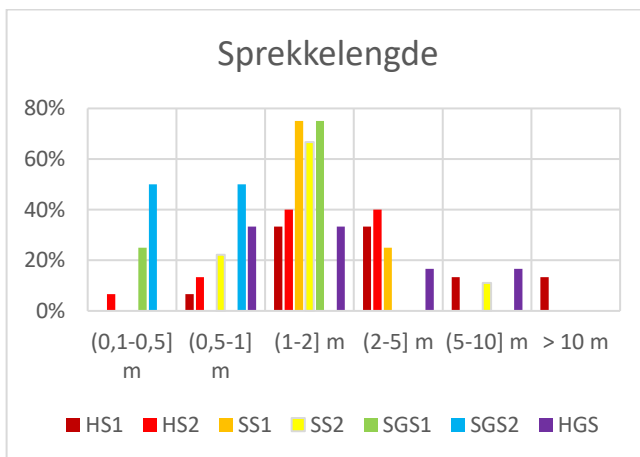
Tabell 2: Oversikt over de ulike sprekkesettene som er definert i bergmassen, med tilhørende representativ eller gjennomsnittlig fallretning og fall.

Sprekkesett i knollekalk og leirstein		Sprekkesett i gangbergarter	
Navn på sprekkesett	Fallretning og fall	Navn på sprekkesett	Fallretning og fall
Hovedsprekkesett 1 (HS1)	320/55 155/40	Grenser	075/60
Hovedsprekkesett 2 (HS2)	235/85	Steile gangsprekker 1 (SGS1)	040/80
Sporadisk sprekkesett 1 (SS1)	020/80	Steile gangsprekker 2 (SGS2)	135/85
Sporadisk sprekkesett 2 (SS2)	190/25	Hellende gangsprekker (HGS)	205/30

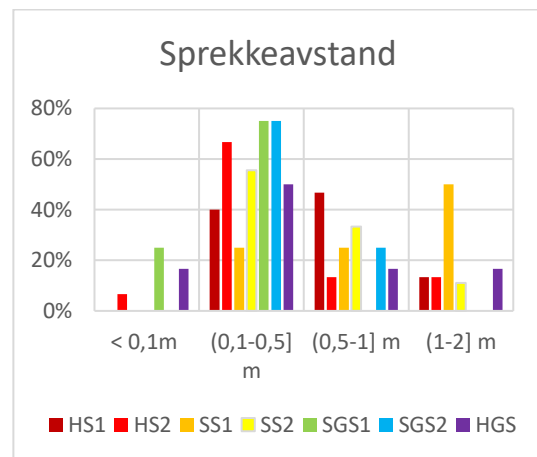
4.2.3 Sprekkegenskaper

4.2.3.1 Sprekkelengde og sprekkeavstand

Sprekkelengde og -avstand varierer mellom ulike sprekkesett og internt i sprekkesettene. I felt er sprekkelengde og -avstand estimert med et omtrentlig intervall for hvert sprekkesett på hver lokalitet, da det også er variasjon på de enkelte lokalitetene. Disse intervallene er kategorisert i klassene <0,1 m, 0,1-0,5 m, 0,5-1 m, 1-2 m, 2-5 m, 5-10 m og >10 m. Dersom intervallet som er definert i felt ikke passer i én klasse, kategoriseres intervallet med hensyn til midlere verdi. Dette er valgt med hensikt om å presentere de generelle trekkene ved bergmassen på en god måte. For hvert sprekkesett er antallet klassifiseringer innenfor de enkelte klassene dividert på det totale antallet forekomster av det respektive sprekkesettet i feltområdet. Dermed oppnås en oversikt over hvilke sprekkelengder og -avstander som forekommer hyppigst for de enkelte sprekkesettene. Disse resultatene er vist i figur 30 og figur 31.



Figur 30: Diagram som viser hyppighet av ulike sprekkelengdeklasser hos de ulike sprekkesettene i feltområdet.



Figur 31: Diagram som viser hyppighet av ulike sprekkeavstandsklasser hos de ulike sprekkesettene i feltområdet.

Generelt kan man legge merke til at sprekkeavstand typisk er kortere enn sprekkelengde. Videre ser det ut til at sprekkelengde 1-2 m og at sprekkeavstand 0,1-0,5 m er vanligst for de fleste sprekkesettene. Det påpekes at størrelsen på datagrunnlaget til de ulike sprekkesettene varierer. Høyden på søylene i figur 30 og figur 31 representerer kun hvor dominant en klasse er innenfor ett sprekkesett, ikke klassens dominans i feltområdet.

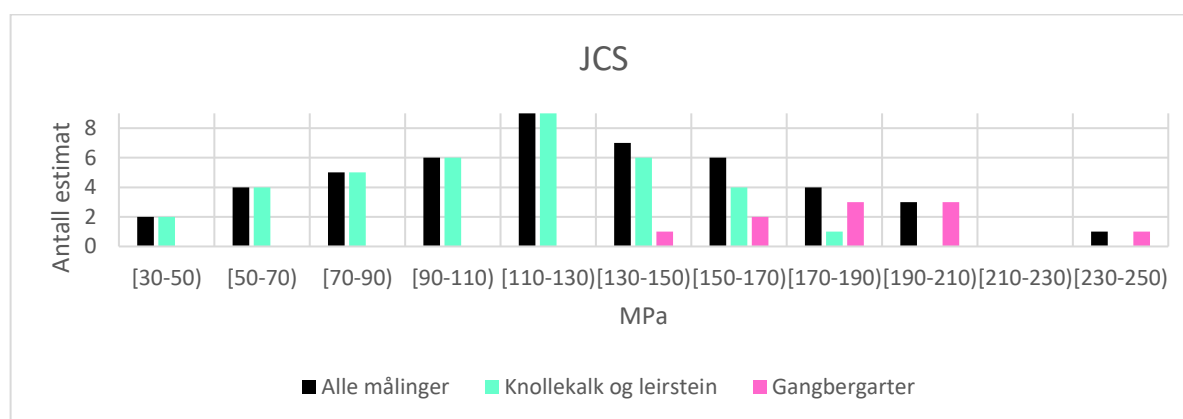
En numerisk oversikt over sprekkelengder og sprekkeavstander i feltområdet er gitt i tabell 3. Her kan det bemerkes at sprekkeavstand og -lengde generelt er noe mindre for sprekker i gangbergarter sammenliknet med sprekker i knollekalk og leirstein. Ellers er det ikke store variasjoner mellom de ulike sprekkesettene. HGS har noe avvikende verdier ved sammenlikning med de andre sprekkesettene i gangbergarter.

Tabell 3: Oversikt over største og minste registrerte sprekkelenge og -avstand for de enkelte sprekkesettene, samt estimat av typisk sprekkelengde og -avstand.

	Antall registreringer	Sprekkelengde [m]			Sprekkeavstand [m]		
		min	maks	typisk	min	maks	typisk
HS1	15	0,4	10	3	0,02	2	0,5
HS2	15	0,1	5	2	0,02	3	0,4
SS1	4	0,2	3	1,7	0,03	2	1
SS2	9	0,2	10	2	0,05	2	0,6
SGS1	4	0,1	2	1,3	0,02	0,3	0,15
SGS2	4	0,05	1	0,5	0,01	0,6	0,3
HGS	6	0,1	10	2,2	0,01	2	0,5

4.2.3.2 JCS

Samlede resultater fra estimering av JCS er gitt i figur 32. Dataene vises både blandet og systematisert etter type bergart i denne figuren. Figur 33 og figur 34 viser resultatene for henholdsvis knollekalk og leirstein og gangbergarter adskilt. I tillegg til å vise alle estimater for den enkelte bergartsgruppen samlet (gråtone) er de samme estimatene også systematisert etter interne sprekkesett i disse figurene.

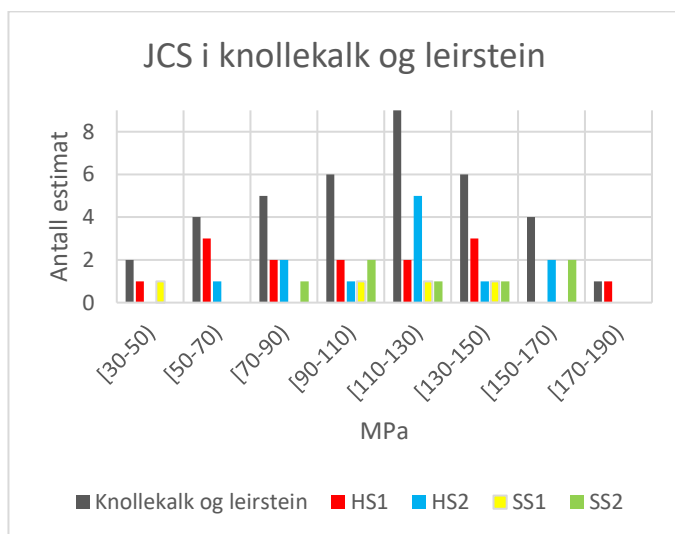


Figur 32: Resultater fra estimering av JCS i knollekalk, leirstein og gangbergarter på tvers av lokaliteter.

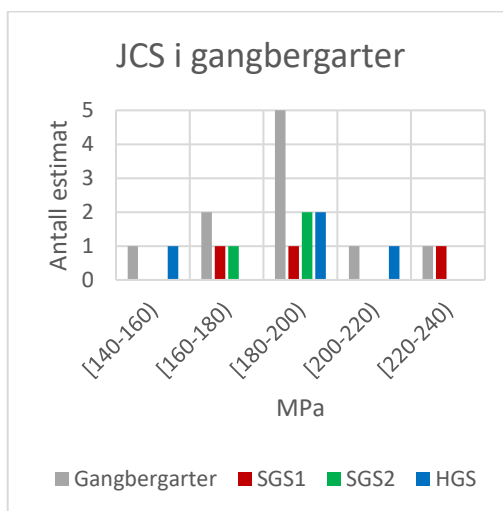
Fra figurene er det tydelig at JCS generelt er høyere i gangbergarter enn i knollekalk og leirstein. I knollekalk og leirstein ligger JCS typisk rundt 110-130 MPa, mens JCS i gangbergarter typisk er ca. 180-200 MPa. Det ser ikke ut til å være noen veldig markante forskjeller mellom de ulike sprekkesettene internt i bergartsgruppene. HS2 har et JCS-toppunkt i figur 33 i intervallet 110-130 MPa, som de andre sprekkesettene i knollekalk og leirstein ikke har. Ellers ser det ut til at SS1 typisk har noe lavere JCS enn SS2. Estimert gjennomsnittlig JCS for de ulike bergartsgruppene og sprekkesettene er gitt i tabell 4.

Estimert JCS varierer en del i begge bergartsgrupper. Intervallet JCS varierer innenfor i knollekalk og leirstein er 160 MPa bredt, hvilket vitner om veldig variabel styrke. Dette intervallet er 100 MPa bredt for gangbergarter, hvilket indikerer noe mindre variasjon i slik bergmasse. Stor variasjon i JCS innad i bergartsgruppene gjør det vanskelig å finne ett

JCS-estimat som kan representere hele bergartsgruppen. Gjennomsnittlige verdier vurderes imidlertid som gode kandidater.



Figur 33: Resultater fra estimering av JCS i knollekalk og leirstein. Estimater for knollekalk og leirstein samlet (mørk grå) sammenliknes med estimater systematisert etter ulike sprekkeseett i knollekalk og leirstein (rød, blå, gul og grønn).



Figur 34: Resultater fra estimering av JCS i gangbergarter. Estimater for gangbergarter samlet (lys grå) sammenliknes med estimater systematisert etter ulike sprekkeseett i gangbergarter (rød, grønn og blå).

Tabell 4: Estimert gjennomsnittlig JCS for de ulike bergartsgruppene og sprekkeseettene i feltområdet.

Sprekkesett/ bergartsgruppe	Gjennomsnittlig JCS [MPa]	Sprekkesett/ bergartsgruppe	Gjennomsnittlig JCS [MPa]
Knollekalk og leirstein	106	Gangbergarter	183
HS1	99	SGS1	193
HS2	110	SGS2	177
SS1	97	HGS	179
SS2	119		

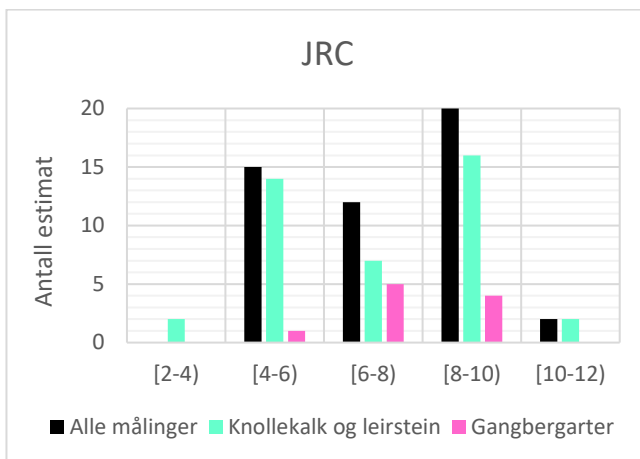
4.2.3.3 JRC

JRC ble forsøkt estimert vha. både figur 8 og figur 9. De fleste estimatene med figur 9 ble vurdert som urimelig høye og følgelig ble det valgt å kun benytte den visuelle, kvalitative metoden for bestemmelse av JRC med figur 8.

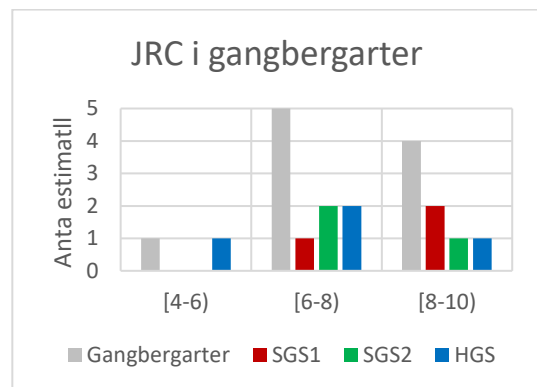
Samlede resultater fra estimering av JRC er gitt i figur 35. Dataene vises både blandet og systematisert etter bergartsgruppe i denne figuren. Videre er resultatene for henholdsvis gangbergarter og knollekalk og leirstein gitt hver for seg i figur 36 og figur 37, respektivt. I tillegg til å vise alle estimater for den enkelte bergartsgruppen samlet (gråtone) er de samme estimatene også systematisert etter interne sprekkeseett i disse figurene.

I figur 35 ser man at gangbergarter har ett JRC-toppunkt i JRC = 6-8, mens knollekalk og leirstein ser ut til å ha to JRC-toppunkter. Forklaringen ligger i hva som er typisk JRC for de ulike sprekkeseettene i bergartsgruppene. Figur 36 viser at det kun er små variasjoner mellom JRC for de ulike sprekkeseettene i gangbergarter. SGS1 har toppunkt i JRC = 8-10,

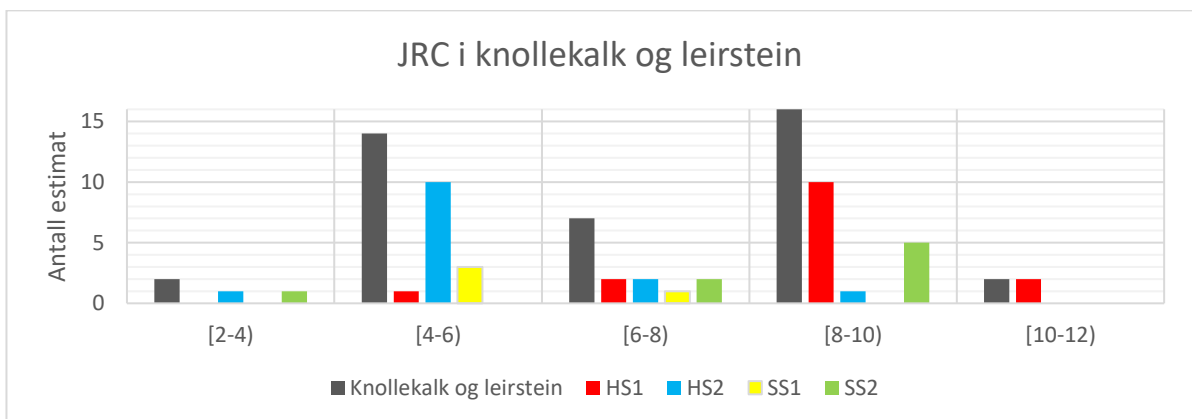
mens SGS2 og HGS har toppunkt i JRC = 6-8. Likevel er gjennomsnittlig JRC for disse sprekkesettene veldig like hverandre, som vist i tabell 5. Figur 37 viser at det er en tendens til polarisering mellom de ulike sprekkesettene i knollekalk og leirstein. HS1 og SS2 har et markant toppunkt i JRC = 8-10. HS2 og SS1 har derimot markant toppunkt i JRC = 4-6. Dette mønsteret gjenspeiles også i de gjennomsnittlige verdiene vist i tabell 5. Overordnet gjennomsnitt for JRC i knollekalk og leirstein havner dermed naturlig midt mellom de to grupperingene.



Figur 35: Resultater fra estimering av JRC i knollekalk, leirstein og gangbergarter på tvers av lokaliteter.



Figur 36: Resultater fra estimering av JRC i gangbergarter. Estimater for gangbergarter samlet (lys grå) sammenliknes med estimater systematisert etter ulike sprekkesett i gangbergarter (rød, grønn og blå).



Figur 37: Resultater fra estimering av JRC i knollekalk og leirstein. Estimater for knollekalk og leirstein samlet (mørk grå) sammenliknes med estimater systematisert etter ulike sprekkesett i knollekalk og leirstein (rød, blå, gul og grønn).

JRC i knollekalk og leirstein varierer innenfor et forholdsvis stort intervall, også intern i sprekkesett. Ettersom toppunktene er såpass markante i figur 37 antas det at sprekkesettene gjennomsnittlige verdier kan ansees som representative JRC-estimat for de ulike sprekkesettene i knollekalk og leirstein. JRC varierer over et betydelig mindre intervall i gangbergarter. Ettersom sprekkesettene i slik bergmasse har så like resultater antas det at samlet gjennomsnittlig verdi er representativt estimat for JRC på sprekker i gangbergarter.

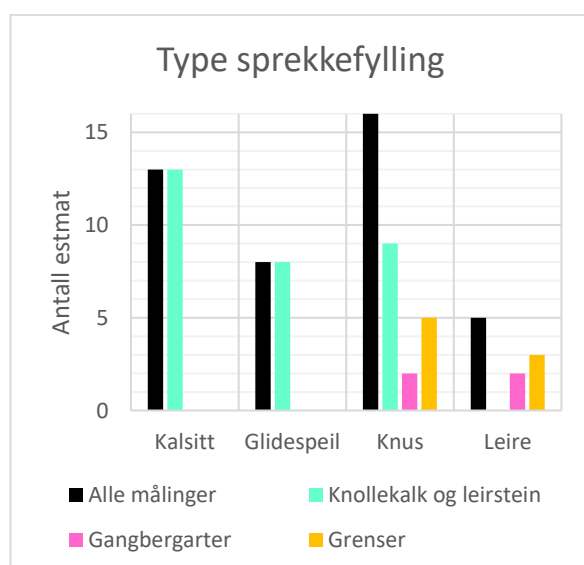
Tabell 5: Estimert gjennomsnittlig JRC for de ulike bergartsgruppene og sprekkesettene i feltområdet.

Sprekkesett/ bergartsgruppe	Gjennomsnittlig JRC	Sprekkesett/ bergartsgruppe	Gjennomsnittlig JRC
Knollekalk og leirstein	7	Gangbergarter	7
HS1	9	SGS1	7
HS2	5	SGS2	7
SS1	5	HGS	6
SS2	8		

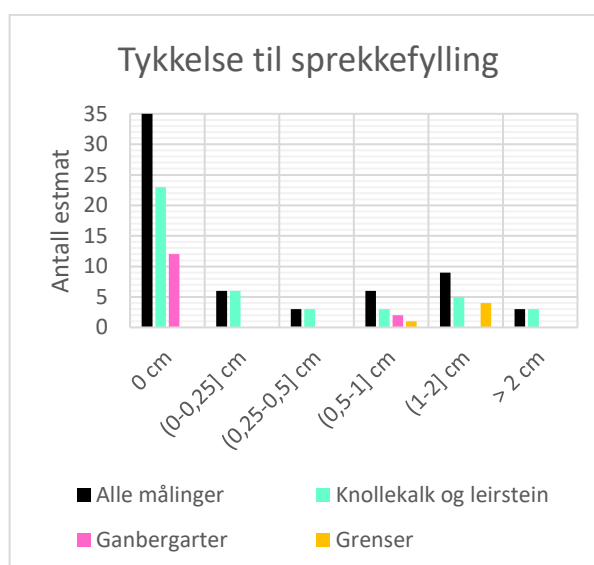
4.2.3.4 Sprekkefylling

De vanligste typene sprekkefylling som ble observert i felt er kalsittfylling med eller uten glidespeil, knust materiale og leire, som vist i figur 38. Som regel er kun enten kalsittfylling, knust materiale eller leire observert i sprekker. I noen tilfeller er knusning observert sammen med kalsittfylling eller med overgang til leire. Leire er kun observert i sprekker i gangbergarter og i grenser mellom gangbergart og sideberg. Kalsittfylling er kun registrert i sprekker i knollekalk og leirstein. Eksempler på kalsittfylling og knust materiale er vist i figur 40.

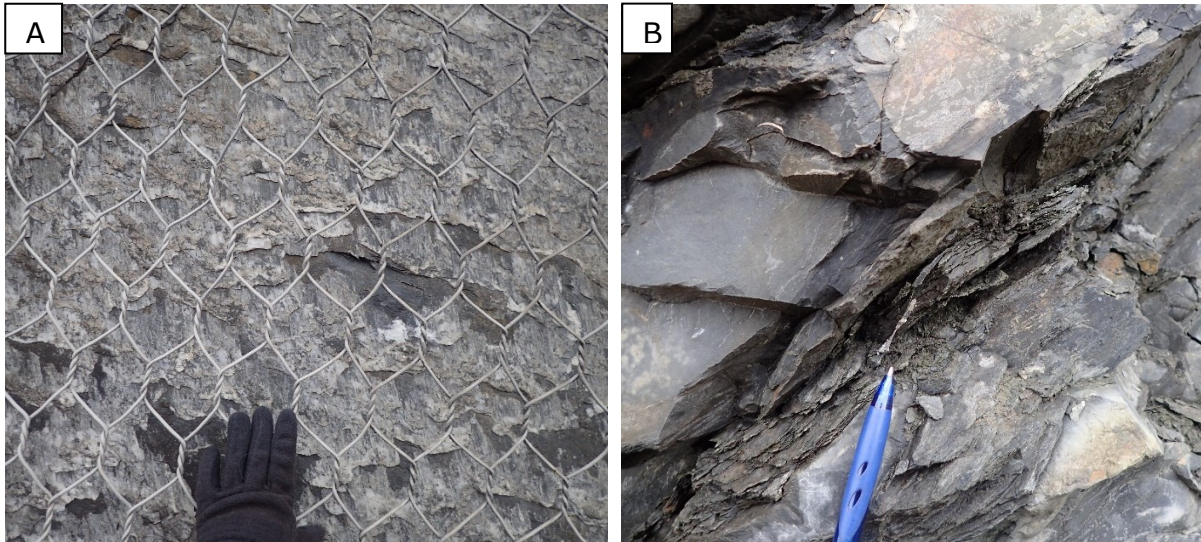
I figur 39 ser man at vanligste tykkelse til sprekkefylling er 0 cm. Det betyr at de fleste sprekkeene ikke har noen form for sprekkefyll. Det er vanligere at sprekker i gangbergarter er uten sprekkefyll, enn at sprekker i knollekalk og leirstein er uten sprekkefyll. Videre ser man at grenser mellom gangbergarter og sideberg typisk har en del sprekkefyll og at sprekkefyllingstykkelse i knollekalk og leirstein varierer. Diagrammet i figur 39 er fremstilt ved å klassifisere gjennomsnittlig sprekkefyllingstykkelse til alle sprekkesett på alle lokaliteter.



Figur 38: Diagram som viser ulike typer sprekkefylling som er observert i felt, med og uten differensiering mht. hvor sprekkefyllingen er observert.

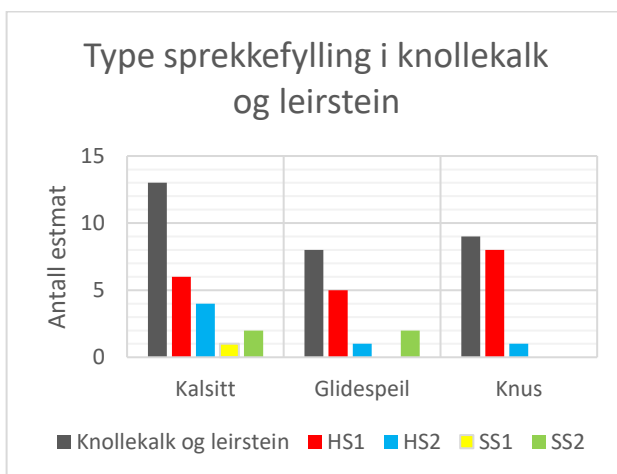


Figur 39: Diagram som viser typisk tykkelse på sprekkefylling i feltområdet, med og uten differensiering mht. hvor sprekkefyllingen er observert.

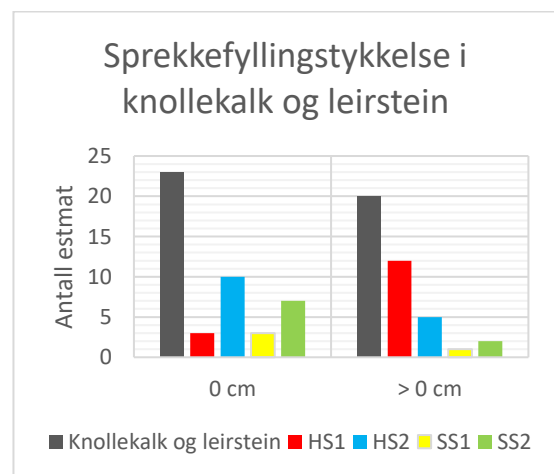


Figur 40: Eksempler på kalsittfylling med glidespeil på sprekkeplan fra lokalitet 23 (A) og knust materiale i sprekkeplan på lokalitet 31 (B). Bildene er tatt mot henholdsvis SØ og SV, med hånd og penn for skala.

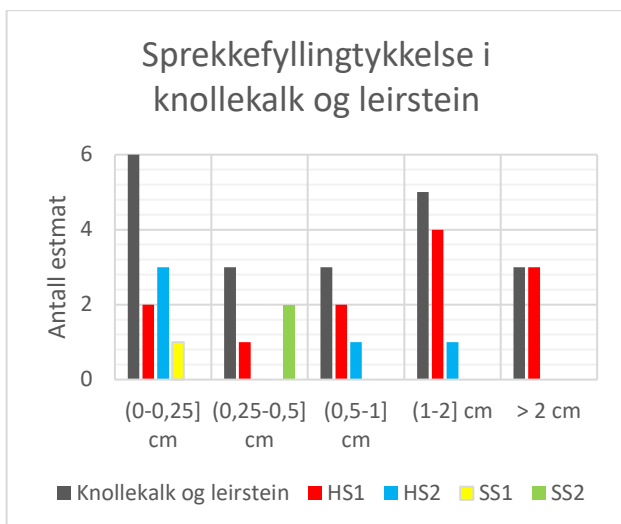
I figur 41 til figur 43 er type og tykkelse til sprekkefylling i knollekalk og leirstein presentert mht. sprekkesettene i slik bergmasse. Figur 42 viser at det for alle sprekkesett, bortsett fra HS1, er vanligst at sprekkeplanene ikke har sprekkefyll. Videre viser figur 43 at de sporadiske sprekkesettene, SS1 og SS2, typisk har lav sprekkefyllingstykkelse, mens hovedsprekkesettene, og da særlig HS1, kan ha ganske tykk sprekkefylling. Figur 41 viser at de sporadiske sprekkesettene aldri er observert med knust materiale. Knusing er vanligere enn kalsittfylling i HS1. Samtidig er det verdt å merke seg at det nesten alltid er observert glisespeil i kalsittfyllingene i HS1. Både knusing og glisespeil vitner om at det har vært bevegelse langs sprekkeplanene. I HS2 er kalsittfylling vanligste sprekkefyllingstype. Figur 44 viser at kalsittfylling vanligvis forekommer med ganske lav tykkelse, mens knust materiale typisk har høyere sprekkefyllingstykkelse.



Figur 41: Diagram som viser hvilke typer sprekkefylling som er vanlig i de ulike sprekkesettene i knollekalk og leirstein.



Figur 42: Diagram som indikerer forekomst av sprekker med og uten sprekkefylling, mht. ulike sprekkesett i knollekalk og leirstein.



Figur 43: Diagram som viser typisk sprekkefyllingstykkelse mht. ulike sprekesett i knollekalk og leirstein.



Figur 44: Oversikt over typisk tykkelse til utvalgte sprekkefyllingstyper, på tvers av sprekesett i knollekalk og leirstein.

En oversikt over gjennomsnittlig sprekkefyllingstykkelse i ulike bergartsgrupper, sprekesett og for utvalgte sprekkefyllingstyper er gitt i tabell 6. Merk at sprekker med sprekkefyllingstykkelse 0 cm ikke er tatt med i beregningene. Det er derfor viktig å huske at tallene i tabellen kun representerer tilfellene der sprekkefylling er observert.

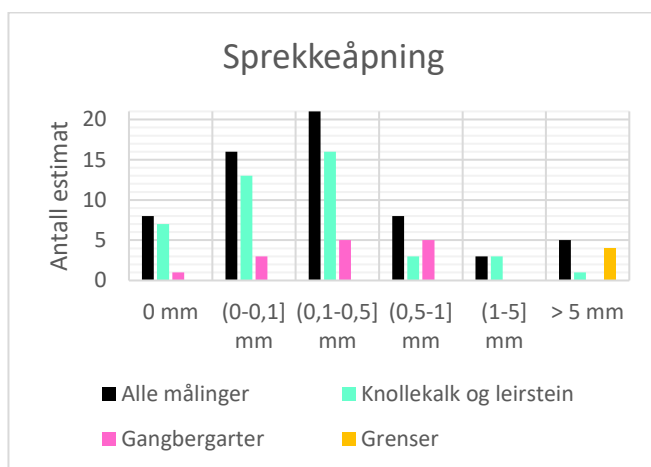
Tabell 6: Oversikt over gjennomsnittlig sprekkefyllingstykkelse i de ulike bergartsgruppene, sprekesettene og for utvalgte sprekkefyllingstyper i feltområdet.

Sprekesett/ bergartsgruppe	Gjennomsnittlig sprekkefyllingstykkelse [cm]	Sprekesett/ bergartsgruppe	Gjennomsnittlig sprekkefyllingstykkelse [cm]
Knollekalk og leirstein	1,1	Gangbergarter	1,0
HS1	1,4	Grenser	1,6
HS2	0,6	Kalsitt	0,6
SS1	0,1	Knust materiale	1,6
SS2	0,5		

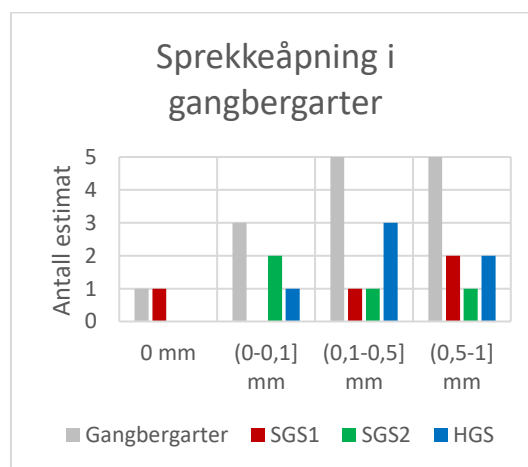
4.2.3.5 Sprekkeåpning

Resultatene fra måling av sprekkeåpning er gitt i figur 45 til figur 47. Diagrammene er fremstilt ved å klassifisere gjennomsnittlig sprekkeåpning til alle sprekesett på alle lokaliteter. Figur 45 viser at gjennomsnittlig sprekkeåpning 0-0,5 mm er vanligst i knollekalk og leirstein. For gangbergarter er gjennomsnittlig sprekkeåpning opp til 1 mm vanlig. Sprekker i gangbergarter viser med andre ord en tendens til å generelt være mer åpne enn sprekker i knollekalk og leirstein. Samtidig er det observert enkelte sprekker i knollekalk og leirstein som er mer åpne enn de mest åpne sprekke observert i gangbergarter. Grenser mellom gangbergarter og sideberg er svært åpne. Ca. 1-3 cm åpning er vanlig for disse.

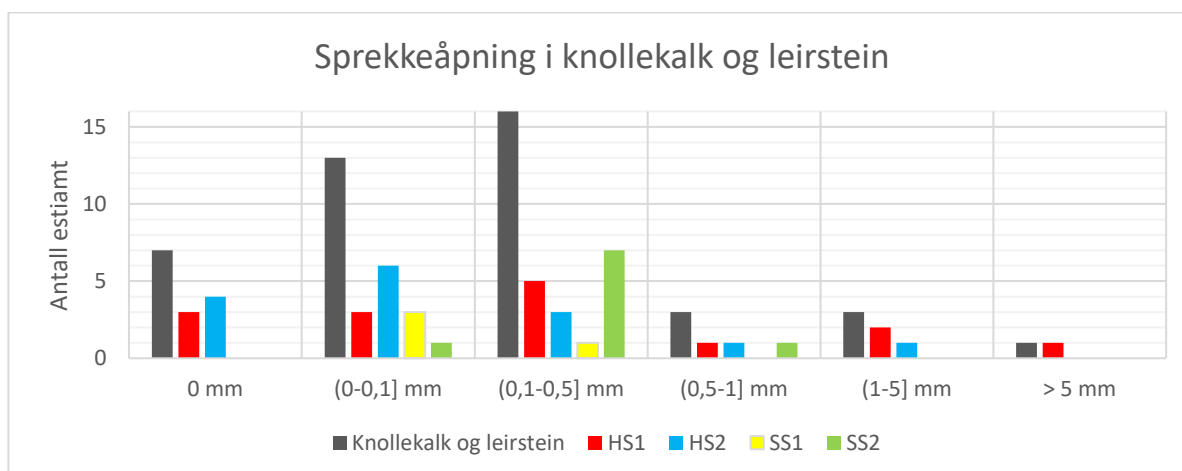
I figur 46 og figur 47 er resultatene systematisert etter sprekkesett i knollekalk, leirstein og gangbergarter. Her ser man at sprekker i gangbergarter sjeldent er helt lukket og det er små variasjoner mellom de ulike sprekkesettene i slik bergmasse. Hovedsprekkesettene i knollekalk og leirstein har ganske variabel grad av åpenhet, men flest tilfeller med gjennomsnittlig sprekkeåpning under 0,5 mm. Sprekkeåpning i de sporadiske sprekkeene i knollekalk og leirstein varierer innenfor et betydelig mindre intervall og SS1 har typisk mindre sprekkeåpning enn SS2. En numerisk oversikt over gjennomsnittlig sprekkeåpning for de ulike bergartsgruppene og sprekkesettene er gitt i tabell 7. Gjennomsnittet til HS1 er betydelig høyere enn hva man kanskje forventer fra figur 47. Dette skyldes noen få høye estimat som drar gjennomsnittet opp.



Figur 45: Oversikt over målt sprekkeåpning i feltområdet, med og uten differensiering mht. hvor sprekkeåpning er observert.



Figur 46: Oversikt over typisk sprekkeåpning i gangbergarter mht. ulike sprekkesett i slik bergmasse.



Figur 47: Oversikt over typisk sprekkeåpning i knollekalk og leirstein mht. ulike sprekkesett i slik bergmasse.

Tabell 7: Oversikt over gjennomsnittlig sprekkeåpning i de ulike bergartsgruppene og sprekkesettene i feltområdet.

Sprekkesett/ bergartsgruppe	Gjennomsnittlig sprekkåpning [mm]	Sprekkesett/ bergartsgruppe	Gjennomsnittlig sprekkeåpning [mm]
Knollekalk og leirstein	0,5	Gangbergarter	0,4
HS1	0,9	SGS1	0,6
HS2	0,3	SGS2	0,2
SS1	0,1	HGS	0,4
SS2	0,3	Grenser	25

4.2.4 Bergmasseklassifisering

Resultater fra klassifisering med RMR og GSI er vist i tabell 8 til tabell 10 og figur 48 til figur 50. RMR er klassifisert vha. tabell 1. Det er som hovedregel estimert én RMR-verdi pr. lokalitet, som er vurdert å være representativ for lokaliteten. Tilsvarende er det som hovedregel estimert ett GSI-intervall pr. lokalitet og beregnet et gjennomsnittlig estimat fra dette. Under feltarbeidet ble det forsøkt å bruke metoden til Cai *et al.* (2004) som et hjelpemiddel for å bestemme GSI. Det ble imidlertid raskt erfart at det var stor usikkerhet knyttet til anslag av representative blokkvolum og at et blokkvolumanslag ikke alltid samsvarte med det som ble vurdert som riktig geologisk beskrivelse for bergmassen i figur 7. Derfor er GSI i hovedsak bestemt vha. figur 7.

Både GSI-intervallene og gjennomsnittlig verdi i disse intervallene er presentert i tabell 8 og tabell 9. I figur 49, figur 50 og tabell 10 er det tatt utgangspunkt i de gjennomsnittlige verdiene til GSI-intervallene. Gangbergartene har fått sin egen RMR- og GSI- klassifisering. Disse resultatene er presentert adskilt i tabell 9, mens resultatene fra klassifisering av knollekalk og leirstein presenteres i tabell 8. På lokalitet 14 ble det observert tre ganger og hver gang har blitt klassifisert separat pga. variasjon i kvalitet. Gangbergarten på lokalitet 26 har svært varierende kvalitet internt og det ble derfor valgt å klassifisere beste og verste kvalitet.

Tabell 8 og tabell 9 viser at bergmassen har noe varierende kvalitet i feltområdet og at kvaliteten hovedsakelig varierer innenfor de kvalitative beskrivelsene dårlig til middels i begge klassifikasjonssystemene. Bergmassen klassifiseres ganske likt med RMR og GSI, både kvantitativt og kvalitetsmessig. De høyeste kvalitetsestimatene forekommer kun i gangbergarter. Dette er også tydelig i figur 48 og figur 49. Figur 48 og figur 49 viser også at de aller fleste kvalitetsestimatene i knollekalk og leirstein ligger i overgangssonen mellom dårlig og middels kvalitet bergmasse. Kvalitetsestimatene i gangbergarter er jevnere fordelt. Gjennomsnittlige RMR- og GSI-estimat for de to bergartsgruppene er gitt i tabell 10. Her er det tydelig at gangbergarter typisk har høyere bergmassekvalitet enn knollekalk og leirstein.

Tabell 8: Oversikt over RMR- og GSI-klassifisering i knollekalk og leirstein på de ulike lokalitetene i feltområdet. Dataene er fargekodet mht. kvalitative beskrivelser for de respektive klassifikasjonssystemene (Bieniawski, 1989; Nilsen, 2016) der gul indikerer middels og oransje indikerer dårlig bergmassekvalitet.

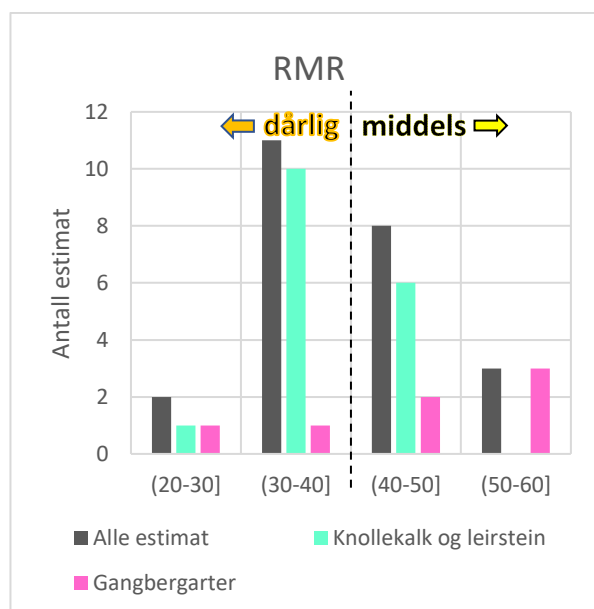
Lok.	1	2	15	6	14	11	27	26	18	23	25	28	32	31	33	36	38
RMR	44	35	41	42	21	45	37	38	42	40	32	37	36	34	44	37	34
GSI	40-55	30-40	35-50	35-45	20-30	40-55	30-45	35-45	40-50	35-45	25-35	30-40	30-40	25-40	45-55	35-45	30-40
	47,5	35	42,5	40	25	47,5	37,5	40	45	40	30	35	35	32,5	50	40	35

Tabell 9: Oversikt over RMR- og GSI-klassifisering i gangbergarter på de ulike lokalitetene i feltområdet. Dataene er fargekodet mht. kvalitative beskrivelser for de respektive klassifikasjonssystemene (Bieniawski, 1989; Nilsen, 2016) der grønn indikerer god, gul indikerer middels og oransje indikerer dårlig bergmassekvalitet.

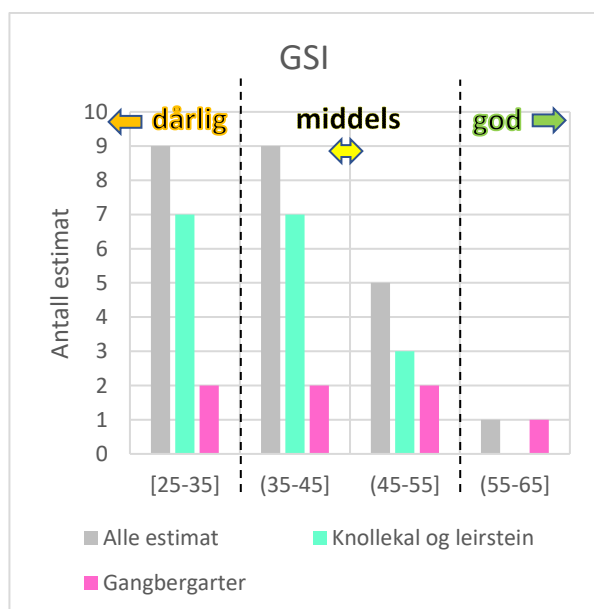
Lokalitet	14	26	23	38
RMR	38	54	44	58
GSI	30-40	45-55	37-50	20-30
	35	50	43,5	25

Tabell 10: Oversikt over gjennomsnittlig RMR og GSI i knollekalk, leirstein og gangbergarter. Dataene er fargekodet mht. kvalitative beskrivelser for de respektive klassifikasjonssystemene (Bieniawski, 1989; Nilsen, 2016) der gul indikerer middels og oransje indikerer dårlig bergmassekvalitet.

	Knollekalk og leirstein	Gangbergarter
RMR	38	47
GSI	39	44



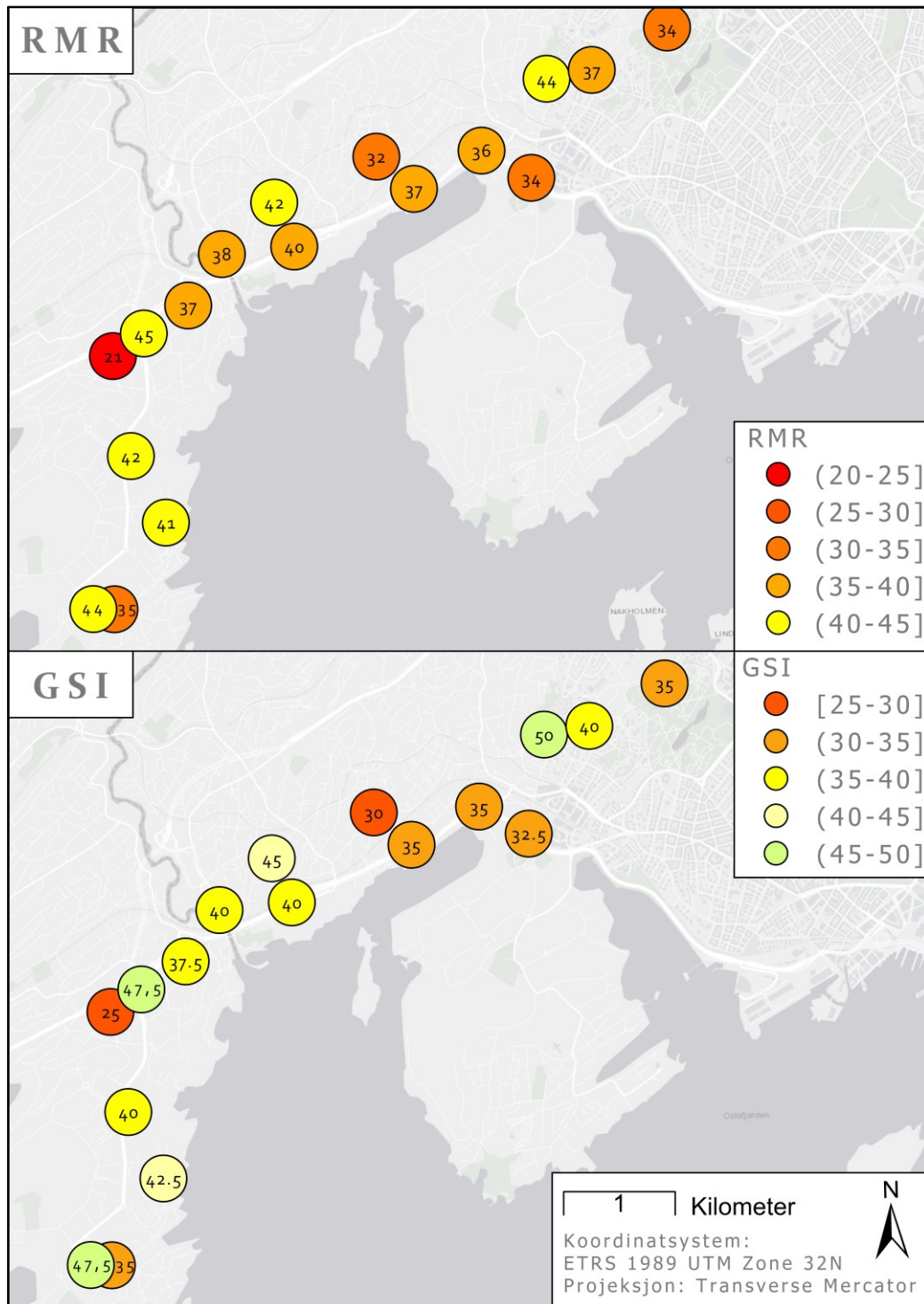
Figur 48: Oversikt over resultater fra klassifisering med RMR i feltområdet. Tilhørende kvalitativ vurdering av RMR (Bieniawski, 1989) er indikert.



Figur 49: Oversikt over resultater fra klassifisering med GSI i feltområdet. Tilhørende kvalitativ vurdering av GSI (Nilsen, 2016) er indikert.

Figur 50 viser geografisk fordeling av RMR- og GSI-klassifiseringen i knollekalk og leirstein i feltområdet. Hovedtrekket er at bergmassekvaliteten går fra bedre til dårligere kvalitet

langs traséen fra Fornebu til Majorstua. Uteliggere forstyrrer dette forenklede bildet, hvilket kan indikere at brå, lokale variasjoner forekommer. I så tilfelle er det sannsynlig at feltarbeidet som er utført ikke er omfattende nok til å gi et komplett bilde av bergmassen og hvor detaljert variasjonen i bergmassekvaliteten i feltområdet er.



Figur 50: Kart som viser geografisk fordeling av RMR- og GSI-klassifisering i knollekalk og leirstein i feltområdet (Esri, 2011). Én farget sirkel representerer én lokalitet. Estimert RMR og GSI står skrevet i sirklene.

4.3 Resultater fra prosjekterings feltarbeid

Klassifisering med Q-systemet i felt under prosjekterings feltarbeid har gitt forholdsvis varierende resultater. Middelstimatet til Q' varierer mellom 1,4 og 37,5 for de ulike lokalitetene, som vil si dårlig til god kvalitet. Middel Q' over 16,7 er imidlertid svært sjeldent. Gjennomsnittlig middel Q' på tvers av lokalitetene er 8,6, som vil si middels kvalitet (NGI, 2015; Førde, 2019). De kvalitative beskrivelsene av estimerte Q'-verdier likner på de kvalitative beskrivelsene til RMR- og GSI-klassifiseringen i eget feltarbeid, foruten om at god kvalitet kun er registrert ett sted i eget feltarbeid.

Ekvivalente RMR og GSI er estimert for Q'-verdier fra prosjektets feltarbeid. Resultatene fra anvendelse formel [2] og [3] på utvalgte Q'-verdier er gitt i tabell 11. Her ser det ut til at klassifisering med Q-systemet generelt antyder bedre bergmassekvalitet enn egen feltkartlegging.

Tabell 11: Ekvivalente RMR og GSI beregnet fra utvalgte Q'-verdier fra resultatene fra feltkartlegging (Førde, 2019) og kjernelogging (Førde et al., 2019b). Resultatene er fremstilt vha. formel [2] og [3] der Q antas lik Q'. Kvalitative beskrivelser følger NGI (2015), Bieniawski (1989) og Nilsen (2016).

Q'-verdi	Kvalitativ beskrivelse av Q-verdi	RMR/GSI	Kvalitativ beskrivelse av RMR/GSI
15	God	68	God
11	God	66	God
8,6	Middels	63	God
5	Middels	58	Middels / God
1,4	Dårlig	47	Middels
0,5	Svært dårlig	38	Dårlig / Middels

I tabell 12 sammenliknes data fra prosjekterings feltkartlegging med egen feltkartlegging på de enkelte lokalitetene som inngår i begge feltarbeid. Også her ser det ut til å være forholdsvis god overensstemmelse mellom kvalitative beskrivelser til de ulike klassifikasjonssystemene på lokalitetene. Q'-verdiene indikerer noen ganger bedre bergmassekvalitet enn RMR og/eller GSI, ved sammenlikning av kvalitative beskrivelser. Ved omregning fra Q' til RMR og GSI indikerer derimot prosjektets feltkartlegging at bergmassekvaliteten er betydelig bedre enn hva resultatene fra egen feltkartlegging indikerer. Omregnede Q'-verdier overestimerer kvaliteten med 7 til 26 poeng i forhold til kartlagte RMR og GSI.

Sprekkekartleggingen i prosjektets feltarbeid har identifisert de samme hovedsprekkesettene som er kartlagt i egen feltkartlegging. Sporadiske sprekkese sett er ikke identifisert eksplisitt, men stereonett avslører at det målt sprekker i bergmassen som ikke faller innunder orienteringene til HS1 og HS2. SS1 og SS2 kan skimtes. Presentasjon av oppsprekking fra prosjektets feltkartlegging tar tilsynelatende ikke hensyn til hva slags type bergmasse ulike sprekke målinger er gjort i (Førde et al., 2019a). Gjennomsnittlig

middel J_n er ca. 10 hvilket indikerer at tre til tre pluss sporadiske sprekker er vanlig i bergmassen (NGI, 2015; Førde, 2019). Dette stemmer overens med egen feltkartlegging.

Bergartene som er registrert på de ulike lokalitetene til prosjektets feltkartlegging er leirskifer, kalkstein, blanding av leirskifer og kalkstein, knollekalk, syenitt, diabas, syenittporfyr og rombeporfyr. Dette anses å samsvare godt med resultatene fra egen feltkartlegging.

Tabell 12: Sammenlikning av klassifiseringsresultater fra enkeltlokaliteter som inngår i både prosjektets (Førde, 2019) og egen feltkartlegging. Lokalitetsnr. er nummerering fra eget feltarbeid. Disse er korrelert med nummerering i prosjektets feltarbeid vha. Førde et al. (2019a). Q' er omregnet vha. formel [2] og [3]. Klassifiseringsresultater er fargekodet mht. kvalitative beskrivelser (Bieniawski, 1989; NGI, 2015; Nilsen, 2016). Differanse mellom omregnet Q' og kartlagt RMR og GSI er indikert i egne kolonner og fargekodet i rødlige toner etter grad av samsvar.

Lokalitetsnr.	Middel Q'		Bergart på lokalitet	RMR/GSI ekvivalent til Q'		RMR fra egen kartlegging		Q' -RMR	GSI fra egen kartlegging		Q' -GSI
	Verdi	Kategori		Verdi	Kategori	Verdi	Kategori		Verdi	Kategori	
36	1,4	Dårlig	Knollekalk	47	Middels	37	Dårlig	10	40	Middels	7
38	12,1	God	Rombeporfyr	66	God	58	Middels	8	57,5	God	9
28	2,0	Dårlig	Knollekalk	50	Middels	37	Dårlig	13	35	Dårlig	15
26	5,6	Middels	Syenitt	59	Middels/ God	44	Middels	15	45	Middels	14
23	37,5	God	Syenitt/ diabas	77	God/ Meget god	60	Middels	17	55	Middels	22
23	7,5	Middels	Knollekalk	62	God	40	Dårlig	22	40	Middels	22
11	4,5	Middels	Knollekalk	58	Middels/ God	45	Middels	13	47,5	Middels	10
2	6,4	Middels	Knollekalk	61	God	35	Dårlig	26	35	Dårlig	26
1	4,2	Middels	Knollekalk	57	Middels/ God	44	Middels	13	47,5	Middels	9

4.4 Resultater fra kjernelogging

Klassifisering med Q' -systemet på borkjerner i forbindelse med prosjekteringen har gitt ganske høye Q' -verdier. Gjennomsnittlig Q' -verdi til borkjernehullene ligger alle innenfor den kvalitative beskrivelsen "godt" i Q' -systemet. K3 ved Fornebuporten har den laveste gjennomsnittlige Q' -verdien av alle borkjernehullene, med $Q' = 11$. Internt i borkjernene varierer Q' typisk mellom 10 og 20, som vil si det nedre sjiktet av hva som kategoriseres som god kvalitet. Q' ned mot 5 (middels kvalitet) og opp til 30 forekommer i korte seksjoner. Et par korte seksjoner med svært godt berg forekommer også. På det minste er Q' estimert til 0,5 under Lysakerelva, som vil si svært dårlig berg (NGI, 2015; Førde et al., 2019b).

Ekvivalente RMR og GSI til utvalgte Q' -verdier fra kjerneloggingen er gitt i tabell 11. Her kommer det frem at resultatene fra kjerneloggingen ikke bare kvalitativt beskrives som bedre kvalitet enn resultatene fra egen feltkartlegging, men også at ekvivalent RMR og GSI er markant høyere enn RMR og GSI fra eget feltarbeid.

Bergartene som er registrert i forbindelse med kjerneloggingen er skifer, knollekalk, kalkstein, syenitt, syenittporfyr og diabas. Dette anses som samsvarende med eget feltarbeid.

4.5 Resultater fra laboratorietesting

Resultatene fra laboratorietesting mht. bergmekaniske egenskaper i forbindelse med prosjekteringen, er levert i to Sintef-rapporter av Hagen (2018a; 2018b). De viktigste og mest aktuelle resultatene er oppsummert i tabell 13 og tabell 14. Laboratorietesting er gjennomført på berg hentet fra ulike dyp. Noen prøver har merknader som har eller kan ha påvirket resultatene for den enkelte prøve. Flere av prøvene som er beskrevet som "skifer" i tabell 13 vurderes å høyst sannsynlig være knollekalk. Dette er vurdert med utgangspunkt i sammenlikning av bilder i Sintef-rapportene med egne observasjoner og bilder fra felt.

Ved sammenlikning av resultatene i tabell 13 og tabell 14 ser man at gangbergarter har noe lavere densitet og Poisson's forhold og høyere E-modul, og trykkfasthet enn knollekalk og skifer. Det er også noe sprik mellom resultatene til enkeltprøver i samme bergartsgruppe.

Tabell 13: Oversikt over de viktigste laboratorieresultatene fra testing på prøver av knollekalk og skifer (Hagen, 2018a; 2018b; Førde et al., 2019b). Der forholdene som beskrives i merknadene antas å gjøre resultater ugyldige, er disse resultatene farget grå, streket ut og utelatt fra beregning av gjennomsnitt, med argument i Kaiser (2016) og Hagen (2018b).

Prøve nr.:	Bergart	Diameter	Densitet	E-modul	Poisson's forhold	Trykkfasthet	Merknad
		[mm]	[kg/m ³]	[GPa]		[MPa]	
3	Skifer	50,55	2755	35,2	0,272	23,2	Brudd i lagdeling/foliasjon under enaksiell test
6	Skifer	50,53	2738	35,0	0,200	77,5	
9	Skifer	50,41	2742	-	-	-	Skadet etter test av lyd hastighet
11	Skifer	50,61	2760	48,0	0,401	30,0	
12	Knollekalk	50,60	2729	33,4	0,206	41,3	
14	Knollekalk	50,45	2757	24,0	0,255	86,0	Måtte limes i toppen
15	Skifer	50,35	2617	25,3	0,232	28,0	
16	Svartskifer	50,55	2651	17,7	0,125	135,0	Brudd i lagdeling/foliasjon under enaksiell test
18	Knollekalk	50,45	2750	23,7	0,5	5,1	Hadde langsgående sprekk
Gjennomsnitt		50,5	2722	30,3	0,242	52,6	

Tabell 14: Oversikt over de viktigste laboratorieresultatene fra testing på prøver av gangbergarter (Hagen, 2018a; 2018b; Førde *et al.*, 2019b).

Prøve nr.:	Bergart	Diameter	Densitet	E-modul	Poisson's forhold	Trykkfasthet
		[mm]	[kg/m ³]	[GPa]		[MPa]
1	Syenitt	50,62	2474	40,4	0,133	205,3
5	Syenitt	50,68	2523	42,7	0,150	119,6
8	Gangbergart	50,54	2637	65,0	0,228	170,9
13	Gangbergart	50,61	2817	71,1	0,218	222,5
17	Mænaitt	50,60	2951	70,3	0,260	222,2
19	Mænaitt	50,60	2640	56,5	0,192	210,0
Gjennomsnitt		50,6	2674	57,7	0,197	191,8

4.6 Diskusjon av grunnundersøkelser

Generelt kan det påpekes at funnene i eget feltarbeid samsvarer godt med erfaringer fra andre prosjekter i området (se seksjon 2.3) og prosjektets feltarbeid. En bergmasse som i stor grad består av knollekalk med to hovedsprekkesett, tegn til folding og lokalt intrudert av ganger er fellesnevner. Samtidig presenteres det detaljer om bergmassen i seksjon 2.3 som det ikke har vært anledning til å etterprøve eller oppdrive i eget feltarbeid.

Presentasjon av grunnundersøkelser er preget av forenkling. Dette er et bevisst valg som er tatt for å fremstille resultater som enkelt kan brukes videre i numerisk modellering. Variasjon er forsøkt illustrert gjennom tekst, figurer og tabeller, men det er lagt mye vekt på å trekke ut typiske og gjennomsnittlige verdier og egenskaper for de ulike forholdene som er studert. Årsaker til variasjoner i egenskaper kan være vanskelig å konkretisere og er i mange tilfeller antagelig mye mer komplisert enn det er rom for å komme inn på i denne oppgaven. Det understrekes at kartlagte egenskaper bare representerer en liten andel av bergmassen og at det er en viss usikkerhet forbundet med resultatene pga. dette.

I forbindelse med bergartsbestemmelse er det, som nevnt, ikke utført noen mineralogisk analyse. Dette gir rom for feil. Da knollekalk har et ganske distinkt utseende er det vanskelig å tolke akkurat denne bergarten feil. Det samme gjelder i stor grad rombeporfyr som gjenkjennes på fenokrystallene. Utdringer kan lettere oppstå når mer homogen bergmasse påtreffes. Dette gjelder da særlig leirstein, syenitt og diabas som er påtruffet i eget feltarbeid. Det er med andre ord noe større usikkerhet i bergartsbestemmelsen til disse bergartene.

Måling av fall og fallretning er gjort med et kompass som ikke hadde libelle. Det er derfor sannsynlig at det er noe unøyaktighet i fall- og fallretningsmålingene. Denne feilkilden antas å ha hatt større betydning for resultatene ved måling av fall og fallretning på sprekkeplan med liten fallvinkel. Dette er fordi fallretning kan være særlig vanskelig å bedømme i slike tilfeller. De aller fleste sprekkesettene har såpass høyt fall at målingene antas å være lite påvirket av denne feilkilden. Noen graders avvik i fallretningsmålingene

er likevel ikke usannsynlig. Ved avvik i fallretningsmålinger kan det også være avvik i fallmålinger.

I polplottet i figur 27 ser man at noen av sprekkesettene smelter litt sammen. Det kan fremprovosere spørsmål om hvorvidt kriteriene som er lagt til grunn for inndeling av de ulike sprekkesettene er rimelige. På hver lokalitet er de ulike sprekkesettene som er observert klassifisert mht. generell orientering og noen ganger utseende. Klassifiseringen i figur 27 er med andre ord et resultat av klassifisering av grupper, ikke enkeltsprekker. Spredning innenfor de enkelte sprekkesettene i plottet indikerer at det er lokale variasjoner i sprekkesettene mellom ulike lokaliteter. Der poler fra ulike sprekkesett okkuperer samme område i figur 27 er altså ikke sprekke polene representerer observert på samme lokalitet. Resultatet av denne fremgangsmåten kan bli en noe forvirrende visuell fremstilling. Likevel er det fortsatt vurdert at denne fremgangsmåten er en fornuftig måte å systematisere dataene på da de får frem trender og variasjoner i feltområdet.

I tabell 13 og tabell 14 i seksjon 4.5 er gjennomsnittlig trykkfasthet til skifer og knollekalk og gangbergarter 52,6 MPa og 191,8 MPa, respektivt (Hagen, 2018a; 2018b). Målt trykkfasthet til gangbergarter er kun 8,8 MPa høyere enn gjennomsnittlig estimert JCS for gangbergarter. Dette kan anses som et akseptabelt avvik gitt at forvitring og fukt på sprekker under måling av JCS vil kunne redusere JCS i forhold til enaksial trykkfasthet (Barton og Choubey, 1977). Gjennomsnittlig estimert JCS for knollekalk og leirstein er 106 MPa, som vil si 53,4 MPa høyere enn gjennomsnittlig enaksial trykkfasthet for knollekalk og skifer. Mulige årsaker kan være at kalsittbelegg og jernforvitring gir sprekker i bergarten en "fiktiv" høyere styrke. Ved flere tilfeller i felt ble det observert at kalkknoller i knollekalk hadde høyere r enn skiferen rundt. Ettersom JCS estimeres vha. gjennomsnittlig r som baserer seg på de fem høyeste r -målingene på et sprekkesett vil dette kunne være med på å justere opp estimert JCS. Ingen av prøvene som er testet i lab har bestått av ren kalkstein. Det er dermed uvisst hva slags styrke kalksteinen i prosjektområdet forventes å ha og hvorvidt denne styrken kan være med på å forklare den høye gjennomsnittlige JCS. Schmidhammeren som er brukt i felt ble sendt til kalibrering i etterkant av utførelse av eget feltarbeid, for å undersøke hvorvidt JCS-resultatene må korrigeres. Resultatene kom imidlertid ikke tilbake tidsnok. Fordi avviket mellom JCS og trykkfasthet til knollekalk og leirstein er så stort er det besluttet å sette JCS til 90 % av målt trykkfasthet til knollekalk og skifer i videre arbeid. 90 % er valgt mht. observert forvitring i felt, i samråd med Charlie Li (pers.kom., Li, 2020).

Som nevnt i seksjon 4.2.3.3 ble det besluttet å estimere JRC kun vha. figur 8, da flertallet av JRC-estimatene vha. figur 9 ble vurdert som urimelig høye. Årsaken til de høye estimatene med figur 9 antas å henge sammen med at JRC ble studert på en så liten skala. Profilmalen som ble brukt for å studere JRC i felt er 15 cm lang, hvilket betyr at avlesning

i figur 9 finner sted helt til venstre i figuren. X-aksen i figur 9 er ikke finere inndelt enn til 10 cm-intervaller, med logaritmisk skala, hvilket gjør avlesning usikkert og sårbart for brukerfeil. At avlesning gjøres i nedre sjikt av gyldighetsområdet til figur 9 mht. skala taler også for at det er større rom for feilestimat ved bruk av denne figuren. I figur 8 er sprekkeflatens utseende, i form av glatthet og til dels amplitude, på en 10-cm skala sentralt for bestemmelse av JRC. Ettersom det er laget et eget skjema for bestemmelse av JRC på 10 cm-skala er det rimelig å anta at disse faktorene utgjør det beste vurderingsgrunnlaget for JRC på denne skalaen. Samtidig er det verdt å påpeke at estimat med figur 8 gjøres vha. subjektiv vurdering, og sånn sett heller ikke er uten feilkilder (Barton og Choubey, 1977; Barton og Bandis, 1990).

Den hvite mineralfyllingen som er tolket som kalsittfylling i sprekker er tolket til å være kalsitt pga. kalkholdigheten i bergmassen. Test med saltsyre er ikke utført, og det kan derfor være at dette belegget egentlig består av f.eks. kvarts. Samtidig støttes tolkingen av at kalsittfylling kun er observert i knollekalk og leirstein. Det kan indikere at mineralfyllingen kan være dannet ved oppløsning og gjenutfelling internt i samme bergmasse. Ved flere av prosjektene som oppsummeres i seksjon 2.3 beskrives også sprekker som fylt med kalsitt, uten at vurderingsgrunnlaget for dette nødvendigvis er kjent. Dermed vurderes det som sannsynlig at den hvite mineralfyllingen faktisk består av kalsitt.

Sprekker med knust materiale og/eller leire er observert flere ganger i felt. Sprekkefyllet har imidlertid ikke vært tykkere enn ca. 5 cm. Disse sprekkeene er kategorisert som sprekker, og ikke forkastninger, selv om knusning indikerer at det har vært bevegelse langs planet. Det primære argumentet for dette er den lave tykkelsen, i tillegg til at fenomenet har vist seg i flere enkeltsprekker i sprekkesettene. Store forkastninger er ikke observert i eget feltarbeid. Disse antas å være godt skjult i terrenget.

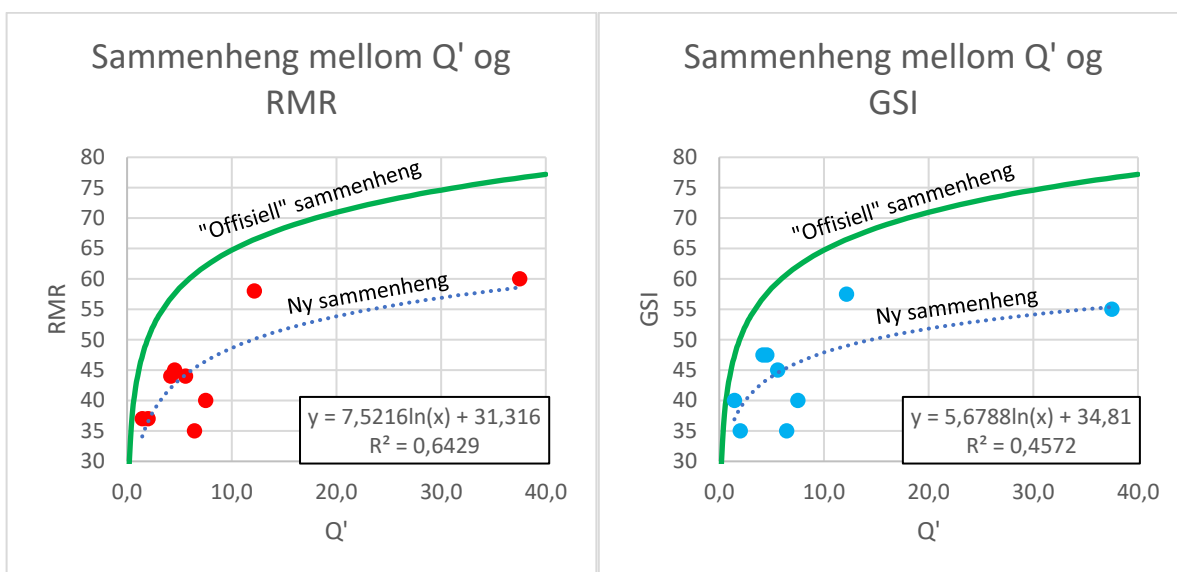
I eget feltarbeid er det valgt å klassifisere GSI med intervall mens RMR er estimert med enkeltverdi. Det kan diskuteres hvorvidt RMR også burde vært estimert med intervall, ettersom det generelt er en del variasjon i bergmassen. En ting det er viktig å være klar over er at like RMR- eller GSI-verdier på to eller flere lokaliteter ikke trenger å bety at bergmassen er identisk på disse lokalitetene. Særlig innenfor RMR-klassifisering, men også innenfor GSI-klassifisering, vil ulike forhold trekke opp og ned. Eksempelvis kan bergmasse med mange sprekker med gode sprekkeegenskaper få lik klassifisering som bergmasse med færre sprekker men dårligere sprekkeegenskaper. Forventet styrke til intakt berg er en faktor som kan dra RMR betydelig opp og likestille lokaliteten med andre lokaliteter som ellers har tilsynelatende bedre kvalitet. Dette gjelder typisk gangbergarter i dette feltområdet. Der sprekkesettene orientering unntaksvis er mindre ugunstig i forhold til

tunnelaksens orientering enn flertallet, vil også RMR kunne få en "kunstig" høyere verdi (Bieniawski, 1989; Hoek og Marinos, 2000).

I eget feltarbeid er bergmassen hovedsakelig klassifisert som dårlig til middels kvalitet. I prosjektets feltarbeid er også noe av bergmassen klassifisert som god kvalitet. Resultatene fra kjernelogging indikerer generelt betydelig høyere bergmassekvalitet enn både eget og prosjektets feltarbeid (Førde, 2019; Førde *et al.*, 2019b). Når det tas hensyn til J_w og SRF kan det være at disse Q' -verdiene vil nedjusteres. God kvalitet bergmasse er påtruffet i forbindelse med noen av de tidligere prosjektene i nærområdet (se seksjon 2.3). En årsak til hvorfor god kvalitet bergmasse ikke er påtruffet i særlig grad i eget feltarbeid kan være "uheldig" valg av lokaliteter i eget feltarbeid. Det er også mulig at uregelmessighet mellom hvordan ulike geologer vurderer og klassifiserer bergmasse har hatt noe innvirkning. Ellers ser det ut til at J_n kan være undervurdert i kjerneloggingen, hvilket ikke er uvanlig ifølge NGI (2015). RQD er også høyere i kjerneloggingsresultatene enn hva som er observert i felt. Det kan derfor være aktuelt å stille spørsmål ved hvor representative resultatene fra kjerneloggingen er. Samtidig kan kjerneloggingsresultatene indikere at bergmassen er mer oppsprukket i dagen enn i dybden, hvilket kan samsvare med egne observasjoner i felt.

Ved omregning av Q' til RMR og GSI er det vist i tabell 11 at bergmasse som klassifiseres som svært dårlig i Q' -systemet kan klassifiseres som middels kvalitet i GSI. Det er ikke logisk. Det er også funnet at omregnet Q' ser ut til å kunne overestimere kvaliteten til bergmassen med opptil 26 poeng ved sammenlikning med kartlagt RMR og GSI. Dette tilsvarer én til to kvalitetsklasser, hvilket heller ikke er rimelig. Sistnevnte poeng kan til en viss grad være forårsaket av uregelmessighet mellom hvordan ulike geologer klassifiserer berg, men førstnevnte poeng er uavhengig av dette. Med andre ord ser det ut til å være god grunn til å tvile på gyldigheten til formel [2] og [3].

Med utgangspunkt i kartlagte Q' , RMR og GSI i tabell 12 er det forsøkt å fremstille alternative formler til formel [2] og [3]. Resultatet er vist i figur 51. Logaritmiske funksjonsuttrykk ble de best tilpassede og best egnede funksjonsuttrykkene til dataene. Funksjonsuttrykkene som er tilpasset dataene i figur 51 likner på formel [2] og [3], men konstantene har andre tallverdier. Det er imidlertid viktig å legge merke til at forklaringsfaktorene (R^2) til de nye uttrykkene er lave. Funksjonsuttrykket til RMR har høyere forklaringsfaktor enn funksjonsuttrykket til GSI. Videre er datagrunnlaget magert med kun 9 punkter. Med andre ord er det viktig å være kritisk ved bruk av disse funksjonene på andre datasett. Resultatene forklarer hvorfor formel [2] og [3] overestimerer RMR og GSI. Figur 51 viser at disse formlene er svært dårlig tilpasset datasettene. Den beste måten å sikre rett klassifisering med ulike klassifikasjonssystemer ser altså ut til å være å klassifisere bergmassen selv. Dette støttes også av Kaiser (2016).



Figur 51: Sammenheng mellom Q' og RMR (til venstre) og Q' og GSI (til høyre). Plot er fremstilt på bakgrunn av klassifisert Q', RMR og GSI fra tabell 12 for å finne alternative funksjonsuttrykk til de "offisielle" sammenhengene; formel [2] og [3], som er tegnet i grønt (Bieniawski, 1989; Hoek, Kaiser og Bawden, 1995; Førde, 2019).

5 Numerisk modellering

Målet med den numeriske modelleringen i denne oppgaven er å sammenlikne modellerings-programmene UDEC versjon 5.00.228 og RS2 2019 versjon 10.006. Det innebærer at samme tverrsnitt modelleres i begge programmene. For å få best mulig sammenlikningsgrunnlag er det forsøkt å lage forholdsvis identiske modeller i de to programmene, både geometrisk og i forhold til input. Modelldesign og resultater fra numerisk modellering presenteres og diskuteres i denne seksjonen.

Ved oppstart av numerisk modellering til denne oppgaven, ble det valgt å starte med modellering i UDEC. Dette ble valgt fordi det var forventet at modellering i dette programmet kom til å bli tidkrevende pga. forfatterens manglende erfaring med UDEC. At modelleringsarbeidet startet i UDEC preger valg som er gjort under modelleringen og har bidratt til å sette rammer for påfølgende modellering i RS2.

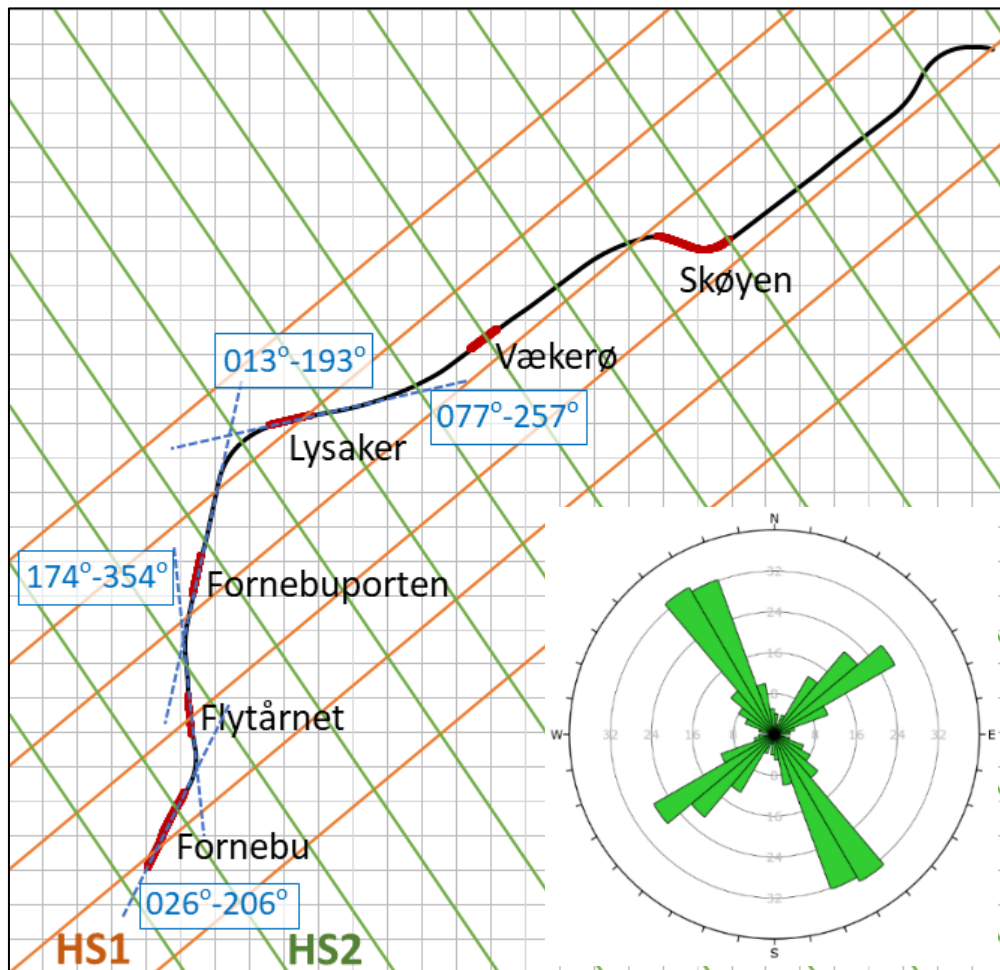
5.1 Valg av tverrsnitt og modellutforming

Tverrsnittet som modelleres i UDEC og RS2 er et tunneltverrsnitt som kutter normalt på tunnelaksen. Ved valg av tverrsnitt til modelleringen har det vært fokus på å finne et tverrsnitt der begge hovedsprekkesettene er synlige, slik at begge hovedsprekkesettene kan modelleres. I figur 52 er det tydelig at HS2 er orientert normalt på tunnelaksen langs store deler av strekningen mellom Lysaker og Majorstua. Da HS2 ikke vil være synlig i tverrsnitt her, har det ikke vært aktuelt å velge et tverrsnitt langs denne delen av strekningen. Mellom Lysaker og Fornebu kutter begge hovedsprekkesettene tunneltraséen med spiss vinkel og begge sprekkesett vil være synlige i tverrsnitt.

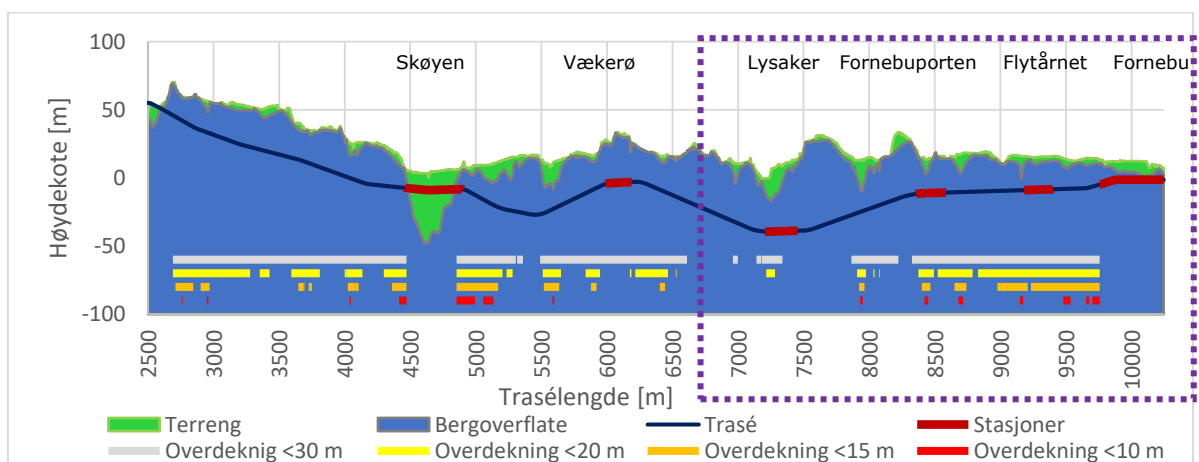
Panagiotis Chryssanthakis har gitt uttrykk for at han tror det mest interessante tverrsnittet å studere med UDEC er ett tverrsnitt der man har to tunnellop med pilar mellom (pers.kom., Chryssanthakis, 2020a). Det vil si et tverrsnitt ved en av stasjonene. Det ble vurdert som ønskelig med forholdsvis lav overdekning og smal pilar for å studere stabilitetsutfordringer. Figur 53 viser en lengdeprofil av Fornebubanen. Valg av tverrsnitt landet på ca. pel 9450, rett sør for Flytårnet stasjon. Her er pilaren mellom tunnellopene ca. 5 m og overdekningen ca. 14 m (Prosjektgruppen Fornebubanen, 2019).

De enkeltsporede tunnelene sør for Flytårnet stasjon har drenert løsning (Prosjektgruppen Fornebubanen, 2019). Bredde og høyde til hver tunnel er henholdsvis 7,7 m og 8,3 m, som vist i figur 54 (Prosjektgruppen Fornebubanen, 2020). Ytre grenser i modellene er satt minst tre ganger full bredde i x-retning og tre ganger høyde nedover fra tunnelene, for å unngå forstyrrelser i modelleringsresultatene. Øvre ytre grense er satt 14 m over tak. Ved beregning av spenninger antas kun gravitasjonsspenninger, i tråd med Garshol og

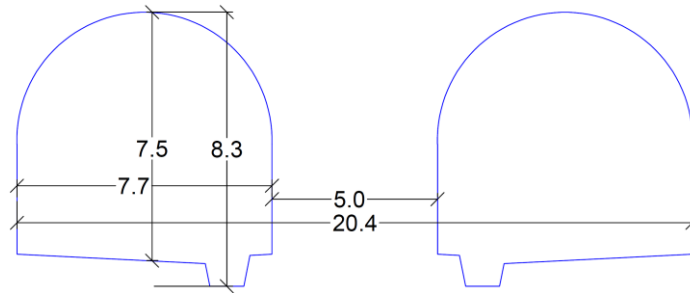
Blindheim (1989). Tyngdeakselerasjonen er satt til 10 m/s^2 , som en forenkling, og både horisontale og vertikale spenninger øker med dypet.



Figur 52: Skjematisk kart over prosjektområdet som viser tunneltrasé med stasjoner (sort og rødt), representativ strøketning til hovedsprekkesettene basert på tabell 2 (oransje og grønn) og tunnelaksens orientering mellom Lysaker og Fornebu (blått, stiplede linjer) (Lawton, 2019). Nord er opp. Lengde/bredde til én grå rute er 200 m. Sprekkerosa fra figur 21 er vist.



Figur 53: Lengdeprofil av Fornebubanen (Lawton, 2019). Strekingen det er aktuelt å velge tverrsnitt fra, basert på observasjoner i figur 52, er indikert med stiplet boks.



Figur 54: Tunneltversnitt med mål i meter, tegnet etter Prosjektgruppen Fornebubanen (2020).

Videre er modellene i UDEC og RS2 satt opp på måter som forsøker å utnytte sentrale funksjoner i programmene. Det innebærer at modeller i UDEC har sprekker, mens modeller i RS2 primært ikke har sprekker. Sprekkemodellering i RS2 testes imidlertid ut gjennom et parameterstudium, men med en enklere sprekegeometri enn i UDEC.

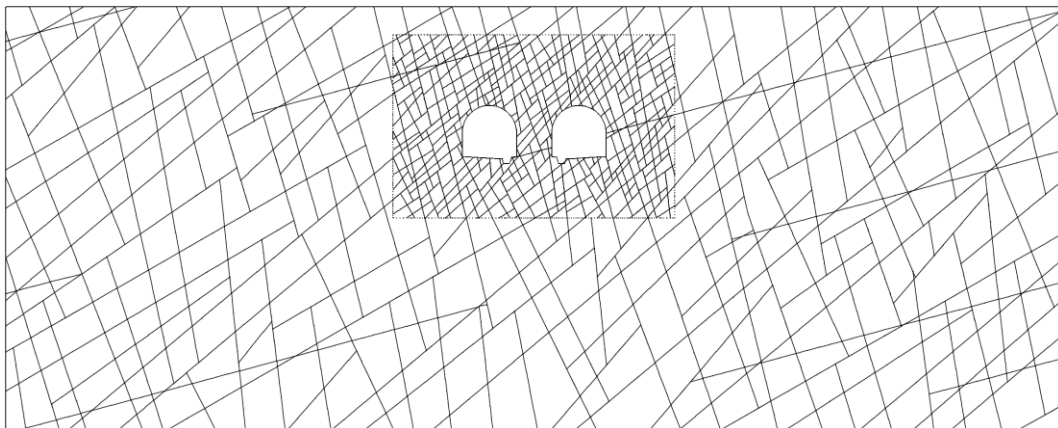
Tversnittet består kun av knollekalk i begge programmer, som en forenkling. Ved sprekkemodellering modelleres begge hovedsprekkesettene, sammen med SS2. SS2 er ikke observert på de aller mest nærliggende feltlokalitetene til tversnittets plassering, men er blant annet registrert på lokalitet 1, 11 og 27 som ligger i nærheten. Det er også flere registreringer av SS2 i feltområdet, enn av SS1 og det kan derfor ikke utelukkes at SS2 kan foreligge i bergmassen på tversnittets plassering. SS1 og HS2 har såpass lik orientering at de lett vil kunne forveksles dersom begge modelleres i tversnittet. Følgelig er det valgt å inkludere SS2 i modellene, fremfor SS1.

Fall til sprekkeseettene i modellene er tilpasset feltmålinger fra feltlokalitetene som ligger nærmest plasseringen til tversnittet. Tversnittet modelleres med sikt mot nord. Det betyr at HS1, som har nordvestlig fall, faller mot venstre i modellene. I realiteten faller sprekken i dette sprekkesettet skrått innover i tversnittet da vinkelen mellom strøket til tversnittet og fallretning til HS1 er ca. 56 grader. Representativ fallretning til HS2 er estimert til 075 basert på målinger fra nærliggende lokaliteter. Dvs. at HS2 er mer østvendt enn indikert i figur 52. Det betyr at sprekker i dette sprekkesettet faller mot høyre i modellene og marginalt skrått innover i tversnittet. Vinkelen mellom strøket til tversnittet og fallretning til HS2 er ca. 9 grader. Representativ fallretning til SS2 er estimert til 245 basert på målinger fra nærliggende lokaliteter. Sprekkene i dette sprekkesettet faller dermed mot venstre i modellene og heller skrått ut av tversnittet da vinkel mellom strøket til tversnittet og fallretning til SS2 er ca. 19 grader. Sprekkesettene modelleres med tilsynelatende fall vist i tabell 17, etter metoden til Palmer (1918). I UDEC varierer det modellerte fallet til hvert sprekkeseett innenfor intervaller bestemt med utgangspunkt i feltresultatene. Fordi RS2 begrenser hva som tillates av bevegelse knyttet til modellerte sprekker ble det ikke vurdert som viktig å bruke mye energi på sprekegeometrien i dette

programmet. Derfor modelleres sprekker i RS2 kun med gjennomsnittlig tilsynelatende fall.

Både sprekkeavstand og sprekkelengde varierer noe i UDEC, men ikke i RS2. Sprekkelengde er generelt tegnet større enn målinger fra felt tilsier i både UDEC og RS2, som en forenkling. I felt er typisk sprekkeavstand til alle sprekkesettene som modelleres omtrent 0,5 m. I følge Panagiotis Chryssanthakis blir et slikt detaljnivå for tungvint å modellere i UDEC (pers.kom., Chryssanthakis, 2020a). I UDEC er sprekker tegnet manuelt og sprekkeavstand varierer. Tett oppsprekking er kun tegnet i et begrenset område rundt tunnelene, som vist i figur 55. Gjennomsnittlig sprekkeavstand ligger noe i overkant av 1 m for HS1 og HS2 her. SS2 er tegnet med betydelig større sprekkeavstand enn det som er observert i virkeligheten pga. usikkerhet rundt hvorvidt sprekkesettet forekommer i bergmassen på tverrsnittets plassering. Slik SS2 er tegnet i figur 55 vurderes som tilstrekkelig for å få med effekten av sprekkesettet (pers.kom., Chryssanthakis, 2020c).

Det er generelt brukt tettere oppsprekking i RS2 enn i UDEC fordi beregningstiden for RS2-modellene ble lite påvirket av oppsprekkingstettheten. For sprekkemodellering i RS2 er tilsynelatende sprekkeavstand beregnet vha. trigonometri, med utgangspunkt i typisk sprekkeavstand i tabell 3. Beregnet tilsynelatende sprekkeavstand til HS1 og HS2 er henholdsvis 0,7 og 0,4 m. Slik tett oppsprekking er begrenset til et område rundt tunnelene i RS2, slik som i figur 55, da PC-en fikk problemer med å håndtere modellen grafisk med tett oppsprekking i hele modellen. Sprekkeavstand er doblet utenfor dette området.



Figur 55: Sprekkegeometri i UDEC. HS2 heller mot høyre, HS1 og SS2 heller mot venstre. Kun HS1 og HS2 er tegnet fortettet i området rundt tunnelene.

I RS2 benyttes grensebetingelser som baserer seg på hastighet. Nedre grense i modellene hindres i å bevege seg i vertikal retning, sidene hindres i å bevege seg i horisontal retning og de nedre hjørnene låses i begge retninger. I UDEC begrenses også nedre grense mht. hastighet. Langs sidene i UDEC er spenningsgrensebetingelser tilpasset modellenes spenningsfelt anvendt, da dette antas å være mer realistisk. I forkant av dette valget ble

både hastighets- og spenningsgrensebetingelser testet i en forenklet UDEC-modell og begge ga tilsynelatende identisk spenningsfelt.

5.2 Materialeegenskaper

Generelt antas det at blokkstabilitet er den primære utfordringen i tverrsnittet pga. den lave overdekningen (Hammet og Hoek, 1981). I UDEC rettes derfor fokus mot sprekkeegenskaper og en enkel, elastisk materialmodell velges for det intakte berget. En oversikt over egenskapene til intakt berg i UDEC er gitt i tabell 15. I RS2 modelleres bergmassen med bruddkriteriet Hoek-Brown. Sprekkene representeres indirekte gjennom GSI og bergmassen kan gå i brudd ved at sprekker gir etter. Derfor defineres bergmassen som et plastisk materiale. Tabell 16 viser bergmassegenskaper i RS2.

Det er valgt å bruke Barton-Bandis bruddkriterium for å beskrive oppførselen til sprekkeene. Hvert sprekkesett i modellene har fått særegne sprekkeegenskaper. Egenskapene til de ulike sprekkesettene, samt verdier til parametere brukt i mellomregning, er vist i tabell 17. Her tas det utgangspunkt i at sprekkeene er uten sprekkefyll, ettersom dette er vanligst i feltområdet.

Tabell 15: Egenskaper til intakt berg i UDEC.

Egenskap	Enhet	Verdi	Kilde () / formel []
Tetthet	kg/m ³	2722	(1)
Poissontall	-	0,242	(1)
E-modul	MPa	30300	(1)
Bulkmodul	MPa	19574	[16]
Skjærmodul	MPa	12198	[15]

(1) Labresultater, se tabell 13

Tabell 16: Bergmassegenskaper i RS2. Egenskaper i kursiv varieres i parameterstudie.

Egenskap	Enhet	"Peak"	Residual	Kilde () / formel []
Materialtype	-	Plastisk		-
Bruddkriterium	-	Generalisert Hoek-Brown		-
Tyngdetetthet	MN/m ³	0,02722		(1)
Poissontall	-	0,242		(1)
Trykkstyrke	MPa	52,7		(1)*
<i>GSI</i>	-	39	30	(2)(3)(4)
<i>m_i</i>	-	6		(5)*
"Disturbance factor "	-	0		(5)**(4)
<i>m_b</i>	-	0,6792	0,4925	[5]
<i>s</i>	-	0,0011	0,0004	[6]
<i>a</i>	-	0,5122	0,5223	[7]
<i>E_i</i>	MPa	30 300		(1)
<i>E_{rm}</i>	MPa	4517	2466	[17]
Dilasjonsparameter	-		0,16	(6)

(1) Labresultater, se tabell 13
 *Justert mht. prøvediameter etter (Li, 2018)
 (2) Feltresultater
 (3) Cai *et al.* (2004)
 (4) Cai *et al.* (2007)
 (5) Foreslått i RS2
 *Tar utgangspunkt i skifer/"shale"
 **Antar forsiktig sprenging
 (6) Rocscience (u.å.-b)

Tabell 17: Oversikt over sprekkeegenskaper, og verdier til parametere brukt i mellomregning for disse, i UDEC. Egenskaper i kursiv varieres i parameterstudium. Sprekkeegenskaper som også angis i RS2 er markert med blått.

	Egenskap	Notasjon	Enhet	Sprekkesett			Kilde () / formel []
				HS1	HS2	SS2	
	Fall	-	grader retning	41 +/- 15 vest	74 +/- 10 øst	15 vest	(1)*
INPUT	Modell	Constitutive model	-	Barton-Bandis modell	Barton-Bandis modell	Barton-Bandis modell	-
	Sprekkeåpning	<i>aper, a</i>	mm	0,3	0,3	0,3	(1)**
	<i>Maks. dilasjon</i>	<i>bbdmax, d</i>	grader	4	3	4	[12]
	<i>JCS (liten skala)</i>	<i>jcs₀, JCS₀</i>	MPa	47,4	47,4	47,4	(3)
	<i>Skjærstivhet</i>	<i>jks, K_s</i>	MPa/m	5950	5340	5990	[19]*
	Normalstivhet	<i>jkn, K_n</i>	MPa/m	310 000	270 000	290 000	(4)
	JRC fra felt (liten skala)	<i>jrc₀, JRC₀</i>	-	9	5	8	(1)
	Sprekkelengde (stor skala)	<i>ln, L_n</i>	m	0,4	0,5	0,4	(1)(2)
	Sprekkelengde (liten skala)	<i>lo, L₀</i>	m	0,1	0,1	0,1	(1)
	<i>Residual friksjonsvinkel</i>	<i>phir, φ_r</i>	grader	23	23	23	[11](6)
Trykkstyrke	<i>sigmac, σ_c</i>	MPa	52,7	52,7	52,7	(7)	
Parametere brukt i mellomregning til input	JCS (stor skala)	<i>JCS_n</i>	MPa	32,6	37,3	34,0	[10]
	JRC (stor skala)	<i>JRC_n</i>	-	7,0	4,3	6,4	[9]
	Normalspenning	<i>σ_n</i>	MPa	2	2	2	(6)
	Basis friksjonsvinkel	<i>φ_b</i>	grader	27	27	27	(5)
	Reboundnummer på uforvitret flate	<i>R</i>	-	30	30	30	(6)
	Reboundnummer på forvitret flate	<i>r</i>	-	24	24	24	(6)
	Forløpt skjærdeformasjon ved maks. skjærstyrke	<i>δ_{peak}</i>	m	0,00206	0,00203	0,00200	[18]
	Skjærstyrke	<i>τ</i>	MPa	1,226	1,082	1,196	[8]
	Påført normalspenning i lukkeforsøk, syklus 1-3 [input excelark (5)]	Load cycle 1-3	MPa	28,5	28,5	28,5	(6)
	Påført normalspenning i lukkeforsøk, syklus 4 [input excelark (5)]	Load cycle 4	MPa	2	2	2	(6)
(1) Feltresultater *Justert med Palmer (1918) **Sprekkeåpning til HS1 ble vurdert som for stor, justert ned i samråd med Panagiotis Chryssanthakis (2) Barton, Bandis og Bakhtar (1985) (3) Satt til 90 % av trykkstyrke målt i lab, i samråd med Charlie Li (pers.kom., Li, 2020)			(4) Excelark mottatt fra Panagiotis Chryssanthakis, som baserer seg på teori fra Barton, Bandis og Bakhtar (1985) (5) Barton og Choubey (1977) (6) Bestemt i samråd med Panagiotis Chryssanthakis (7) Labresultater, se tabell 13, justert mht. prøvediameter etter (Li, 2018) [19]*Justert opp én tierpotens, da beregnet jks ga ustabilitet i modellen, i samråd med Panagiotis Chryssanthakis (pers.kom., Chryssanthakis, 2020c)				

Bergsikring er bestemt vha. Q'-verdiene i tabell 12. Det er kun tatt utgangspunkt i de mest nærliggende lokalitetene til tverrsnittets plassering. Q'-verdiene til lokalitet 1, 2 og 11 er justert med J_w- og SRF-verdiene 0,66 og 2,5, respektivt, med utgangspunkt i beskrivelsene til NGI (2015). Dermed oppnås en gjennomsnittlig Q-verdi lik 1,3 for disse tre lokalitetene. Denne Q-verdien vurderes som representativ med utgangspunkt i observasjoner fra eget feltarbeid. For slik Q-verdi stadfester Statens vegvesen (2020) at sikring skal bestå av 10

cm tykk B35 sprøytebetong og bolter med c/c 1,75 m, i henhold til sikringsklasse III. I realiteten ble boltetettheten i taket i modellene ca. 1,5 m pga. feilberegning under beregning av boltkoordinater under UDEC-modelleringen. NGI (2015) anbefaler 3 m lange bolter. Marit Førde opplyser at det primært er planlagt å bruke kombinasjonsbolter med kamstål B500NC (pers.kom., Førde, 2020). Følgelig er det valgt å ta utgangspunkt i gyste M20 CT-bolter fra Vik Ørsta ved modellering av bolter (Vik Ørsta, 2018). Egenskaper til bolter og sprøytebetong i UDEC og RS2 er gitt i tabell 18 og tabell 19.

Tabell 18: Boltegenskaper i UDEC og RS2. Grå ruter indikerer at egenskapen ikke bestemmes i det aktuelle programmet.

Egenskap	Enhet	UDEC	RS2	Kilde
Boltttype	-	"Cable"	"Fully bonded"	-
Boltdiameter	mm		20	(1)
Tetthet	Gg/m ³	0,0079		(2)
Tverrsnittareal	m ²	0,000314		(2)
Avstand / "Out-of-plane spacing"	m	1,75		(3)
"Compressive yield force"	MN	0,157		(1)
"Tensile yield force"/"Tensile capacity"	MN	0,157	0,157	(1)
"Residual tensile capacity"	MN		0,01	(4)
"Rupture strain"	-	0,01		(5)
E-modul	MPa	200 000	200 000	(6)
"Grout bond stiffness"	MN/m/m	14800		(5)(7)
"Grout bond strength"	MN/m	1,02		(5)
Forspenningskraft	MN		0	(4)
(1) Vik Ørsta (2018)		(5) Itasca Consulting Group Inc. (2011c)		
(2) Standard Norge (2012)		(6) The Engineering ToolBox (2003)		
(3) Statens vegvesen (2020)		(7) Chryssanthakis (1997)		
(4) Foreslått av RS2				

Tabell 19: Sprøytebetongegenskaper i UDEC og RS2. Grå ruter indikerer at egenskapen ikke bestemmes i det aktuelle programmet.

Egenskap	Enhet	UDEC	RS2	Kilde
Materialtype	-		Plastisk	-
Linertype	-		"Standard beam"	-
Tetthet	Gg/m ³	0,0025		(1)
E-modul	MPa	15 000	15 000	(1)
Poissontall	-	0,2	0,2	(1)
Tykkelse	m	0,1	0,1	(2)
"Yield compressive strength"	MPa	35	35	(3)
"Yield tensile strength"	MPa	3,2	3,2	(3)
"Yield residual tensile strength"	MPa	2	2	(1)
"Yield residual compressive strength"	MPa	5	5	(4)
"Interface cohesive strength"	MPa	0,7		(5)(6)(7)
"Interface tensile strength"	MPa	0,7		(5)(6)(7)
"Interface friction angle"	deg	30		(5)
"Interface dialtion angle"	deg	0		(6)
"Interface normal stiffness"	MPa/m	10000		(5)
"Interface shear stiffness"	MPa/m	10000		(5)
(1) Chryssanthakis (1997)		(5) (pers.kom., Chryssanthakis, 2020d)		
(2) Statens vegvesen (2020)		(6) (pers.kom., Trinh, 2020a)		
(3) Standard Norge (2018)		(7) Norsk Betongforening (2011)		
(4) Foreslått av RS2				

5.3 UDEC-modellering

Fokuset i UDEC-modelleringen er å studere hvordan ulike faktorer påvirker stabilitet i tverrsnittet. En parameterstudie inngår, der effekt av følgende faktorer studeres:

- Effekt av spenningsfelt på stabilitet:
 - Horisontale spenninger er like vertikale spenninger ($\sigma_H/\sigma_V = K = 1$)
 - Horisontale spenninger er dobbelt så store som vertikale spenninger ($K = 2$)
 - Horisontale spenninger er halvparten av vertikale spenninger ($K = 0,5$)
- Effekt av sprekkefyll på stabilitet ved spenningsfelt $K = 2$:
 - Verdiene til sprekkeegenskapene ϕ_r og JCS reduseres med 25 % for å simulere forekomst av mykt sprekkefyll på sprekkeene.

I følge Garshol og Blindheim (1989) er det sannsynlig av vertikale spenninger er større enn eller like horisontalspenninger ($K \leq 1$) i prosjektområdet. Spenningsmålinger er ikke utført i forbindelse med prosjektering av Fornebubanen. Dette medfører usikkerhet knyttet til spenningsfeltet, hvilket er årsaken til at det er valgt å utforske effekt av ulike spenningsfelt i parameterstudiet i UDEC.

I UDEC er, som nevnt, sprekkeegenskaper sentralt. Ettersom resultatene fra feltarbeidet viser at det er variasjon i sprekkeegenskaper i prosjektområdet, er det fornuftig å også studere hvilken effekt ulike sprekkeegenskaper har på stabilitet. Sprekkeegenskapene i tabell 17 representerer sprekker uten sprekkefyll. Flere sprekker er imidlertid observert med sprekkefyll i prosjektområdet. Som en forenkling er det valgt å se på et slags "worst case"-scenario der alle sprekker i modellen har mykt sprekkefyll, selv om dette antagelig ikke er helt realistisk. Det er valgt å innføre sprekkefyll med spenningsfeltet $K = 2$ fordi modellen med $K = 2$ uten sprekkefyll opplever størst skjærforflytning i sprekker ved sammenlikning med $K = 1$ og $K = 0,5$. Dette ble valgt i samråd med Panagiotis Chryssanthakis.

Reduksjon av JCS og ϕ_r , for å simulere sprekkefyll, påvirker verdien til andre sprekkeegenskaper. JCS er inngangsparameter i beregning av dilasjon, skjærstivhet og normalstivhet i sprekkeene. Metoden som er brukt for å beregne normalstivhet gir rare estimat når JCS reduseres til 35,6 MPa. Det antas derfor at den empiriske metoden som presenteres i Barton, Bandis og Bakhtar (1985) er dårlig egnet til å bestemme normalstivhet når sprekkeforholdene blir så dårlige. Følgelig er det valgt å beholde de opprinnelige verdiene for normalstivhet i sprekkeene fra tabell 17 ved modellering av sprekkefyll (pers.kom., Chryssanthakis, 2020e). Dilasjon og skjærstivhet blir imidlertid endret i dette parameterstudiet. Endring i ϕ_r påvirker også skjærstivhet. Nye sprekkeegenskaper er vist i tabell 20.

Tabell 20: Nye verdier for egenskapene som påvirkes av parameterstudiet der effekten til sprekkefyll studeres.

Egenskap	Notasjon	Enhet	Sprekkesett		
			HS1	HS2	SS2
Maks. dilasjon	bbdmax, d	grader	4	2	4
JCS (liten skala)	jcs ₀ , JCS ₀	MPa	35,6	35,6	35,6
Skjærstivhet	jks	MPa/m	4510	4010	4530
Residual friksjonsvinkel	phir, φ _r	grader	17	17	17

Alle modeller i UDEC studeres i tillegg med og uten bergsikring for å studere effekten bergsikring har på stabilitet, samt hvordan endring av faktorer i parameterstudiet påvirker bergsikringen. Samme bergsikring installeres i alle fire modellene i parameterstudiet.

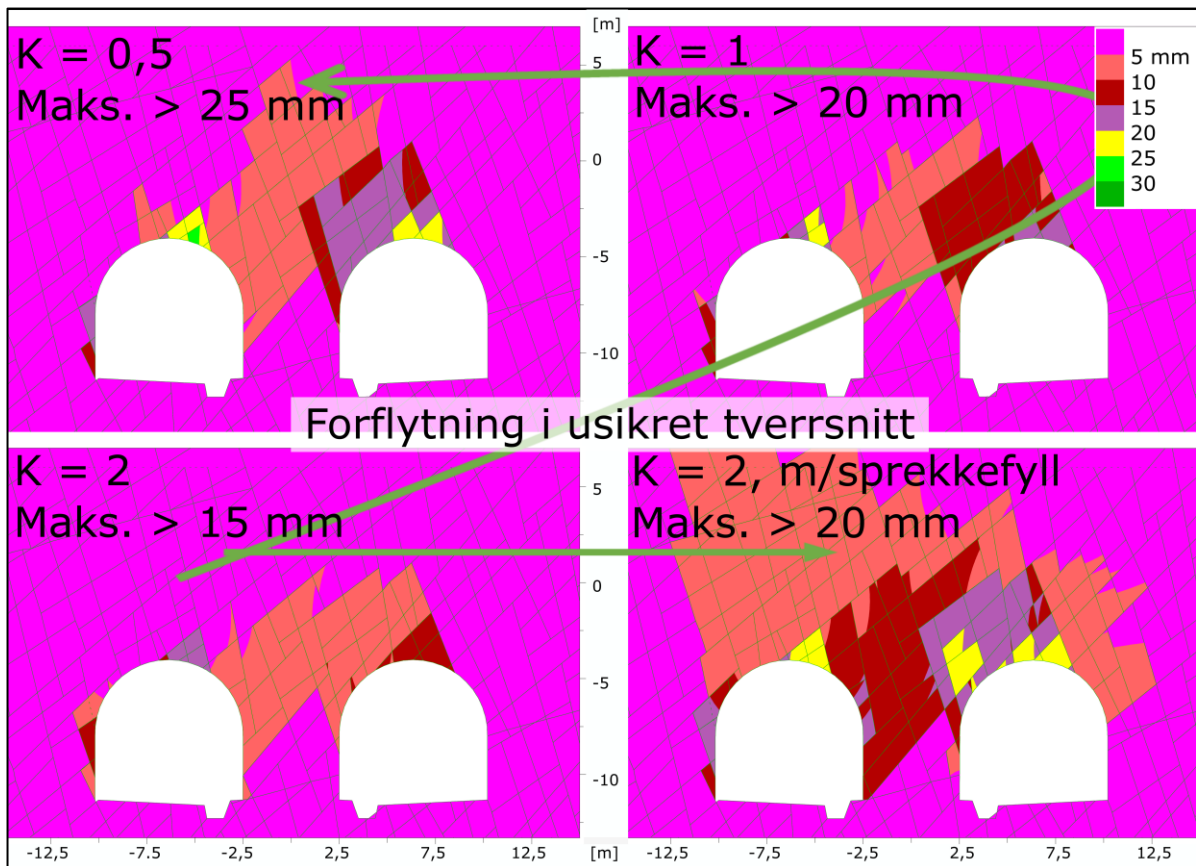
Modelleringen i UDEC gjennomføres slik:

- 1) Modellgeometri tegnes, modellen diskretiseres og materialegenskaper, spenningsfelt og grensebetingelser bestemmes.
- 2) Modellen konsolideres; dvs. beregninger kjøres til man oppnår likevekt (solve).
- 3) Vestre tunnellopp graves ut og interessante punkter i tunnelkonturen merkes for overvåking av forflytning under beregning av modellen.
- 4) Modellen beregnes videre ved å kjøre flere tusen sykluser:
 - a) Uten sikring: For å vurdere resultater uten sikring beregnes først 20 000 sykluser for vestre løp. Deretter gjentas kun punkt 3 og 4a (uten sikring) for østre løp umiddelbart.
 - b) Med sikring: Pga. kiledannelse i tak og vegger vil ikke likevekt oppnås før sikring er installert. Noen punkter i tunnelkonturen er ikke del av kiler og forflytning av disse punktene stabiliserer seg etter en stund. Beregninger kjøres til dette oppnås. Videre beregnes det antallet beregningssykluser som har forløpt når halvparten av denne forflytningen har forløpt. Resultatene fra tunnelutgravingen beregnes på nytt, frem til dette punktet (Chryssanthakis, 1997). Videre fortsetter prosedyre i punkt 5.
- 5) Sikring installeres; først ett lag med sprøytebetong, fulgt av bolter.
- 6) Modellen beregnes til likevekt oppnås (solve).
- 7) Steg 3, 4b (med sikring), 5 og 6 gjentas for østre tunnellopp.

5.3.1 Resultater fra UDEC-modellering

Som nevnt blir ikke modellene stabile uten sikring pga. kiledannelse i vegger og tak i tunnelene. Figur 56 viser hvilke blokker som opplever mest forflytning i tverrsnittet uten sikring. Her er det tydelig at reduserte horisontalspenninger og sprekkefyll fører til større forflytninger etter 40 000 sykluser. Forflytningene vurderes generelt som store. Ingen blokker faller eller har falt fritt inn i tverrsnittet i noen av modellene når beregningene

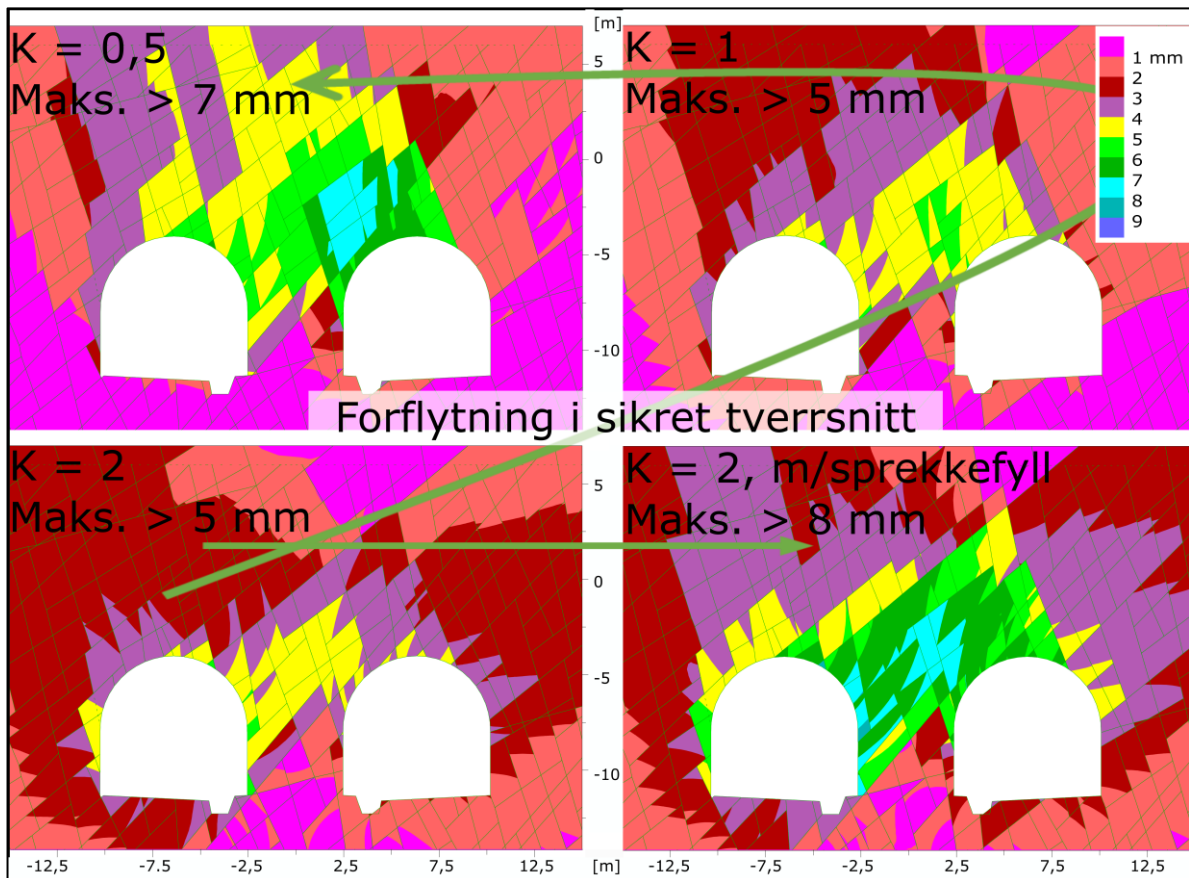
stopper, men blokkene er heller ikke helt i ro. Forflytningene øker litt og litt med tid. De blokkene som opplever størst forflytning er også de blokkene som sklir med størst hastighet. Det er kun en svak indikasjon på at hastigheten avtar. Resultatene indikerer med andre ord at blokker vil kunne falle ned fra tak og vegger hvis de står usikret i for lang tid. Dersom nøkkelblokker faller ut vil det kunne oppstå en dominoeffekt der blokker som i utgangspunktet ikke opplever så stor forflytning, begynner å skli i større grad. Derfor er det viktig å sikre ustabile blokker.



Figur 56: Konturplott som viser forflytning uten sikring for de ulike modellene i parameterstudiet i UDEC. Alle plott har samme fargeskala. Grønne piler indikerer trender i parameterstudiet.

Figur 57 viser forflytning i de ulike modellene i parameterstudiet i UDEC når sikring er installert. En sentral forskjell fra figur 56 er at mengden forflytning har gått betydelig ned. Ellers er det fortsatt tydelig at reduserte horisontalspenninger og sprekkefyll fører til større forflytninger. Vektorplottene i figur 58 viser at modellen med $K = 0,5$, hvor vertikalspenninger er størst, har mest markert forflytning i taket. Modellen med $K = 2$, hvor horisontalspenninger er størst, har derimot størst forflytning i pilar og vegger. I modellen med sprekkefyll er forflytningsmønsteret svært likt som i modellen med $K = 2$ uten sprekkefyll, foruten om at forflytningene generelt er større. Denne modellen har spesielt store forflytninger i pilar og også en del forflytning i taket. Modellen med $K = 1$ er en slags

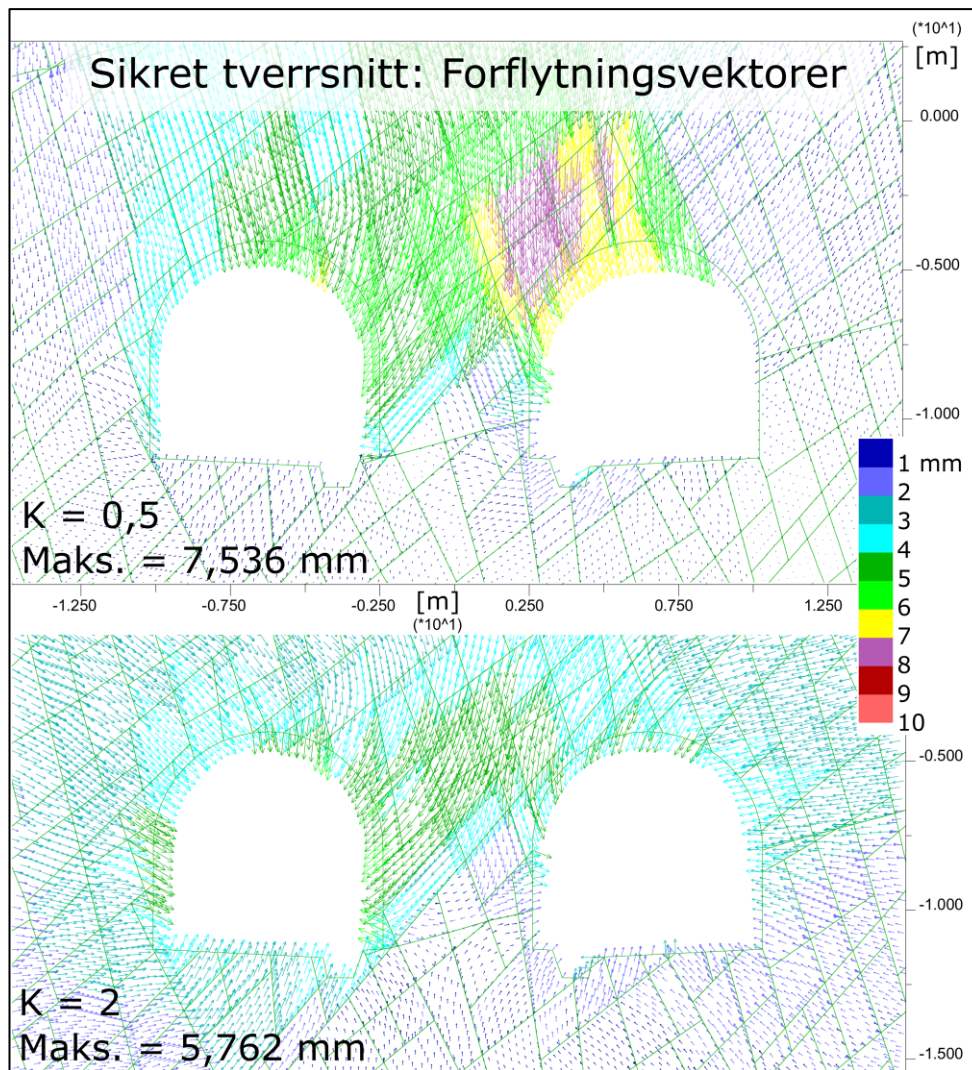
hybrid av $K = 2$ og $K = 0,5$ visuelt sett. Resultatene ansees som fornuftige. Numeriske resultater er samlet for alle UDEC-modellene i tabell 21.



Figur 57: Konturplott som viser forflytning med sikring for de ulike modellene i parameterstudiet i UDEC. Alle plott har samme fargeskala. Grønne piler indikerer trender i parameterstudiet.

Tabell 21: Numeriske resultater fra UDEC-modelleringen. Rød skrift fremhever største/minste resultat ved sammenlikning av modellene uten sprekkefyll. Blå skrift er anvendt der modellen med sprekkefyll overgår resultatene til modellene uten sprekkefyll.

Resultat		Enhet	K = 0,5	K = 1	K = 2	K = 2, m/sprekkefyll
UTEN sikring	Maks. forflytning	m	2,53E-02	2,09E-02	1,82E-02	2,39E-02
	Maks. skjærflytning i sprekker	m	1,92E-02	1,57E-02	1,31E-02	1,86E-02
	Maks. sprekkeåpning	m	1,39E-02	1,11E-02	8,72E-03	1,39E-02
	Min. største hovedspenning	MPa	< -4	< -4	< -7	< -7
	Maks. største hovedspenning	MPa	> 0	> 0	> 0	> 0
	Min. minste hovedspenning	MPa	< -1	< -2	< -4	< -4
	Maks. minste hovedspenning	MPa	> 2	> 2	> 2	> 3
MED sikring	Maks. forflytning	m	7,54E-03	5,43E-03	5,76E-03	8,81E-03
	Maks. skjærflytning i sprekker	m	4,55E-03	4,24E-03	6,06E-03	8,26E-03
	Maks. sprekkeåpning	m	2,40E-03	2,15E-03	3,45E-03	4,43E-03
	Min. største hovedspenning	MPa	< -4	< -4	< -7	< -7
	Maks. største hovedspenning	MPa	> 0	> 0	> 0	> 0
	Min. minste hovedspenning	MPa	< -1	< -2	< -4	< -4
	Maks. minste hovedspenning	MPa	> 1	> 1	> 2	> 2

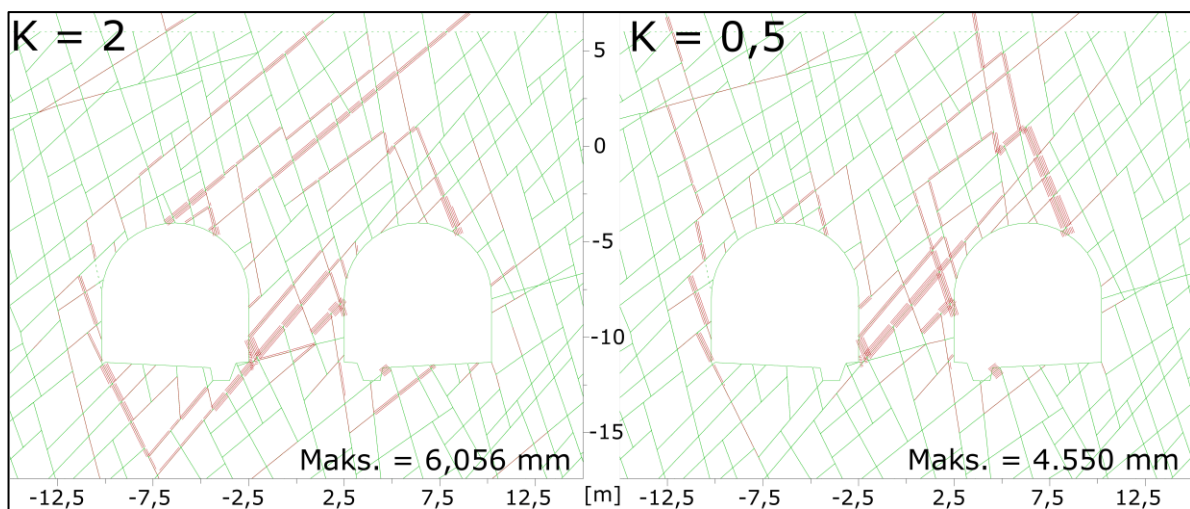


Figur 58: Vektorplott som viser forflytninger i UDEC-modellene med $K = 0,5$ og $K = 2$ uten sprekefyll, med sikring.

Det er en vag trend til at modellen med $K = 0,5$ har større skjærforflytning i sprekke i HS2 og større sprekeåpning i sprekke i HS1. Modellen med $K = 2$ har motsatt trend, nemlig større skjærforflytning i HS1 og større sprekeåpning i HS2. Med andre ord oppnås størst skjærforflytning i sprekesettet som er orientert mest mulig parallelt med største hovedspenning i spenningsfeltet, hvilket er logisk. Dette vises i figur 59. Videre oppnås størst sprekeåpning i sprekesettet som er orientert mest mulig normalt på største hovedspenning i spenningsfeltet. Dominerende retning på sprekeåpning samsvarer altså med hvilken retning de ulike modellene opplever mest forflytning i figur 58, hvilket er fornuftig.

Sprekker som opplever stor skjærforflytning og/eller sprekeåpning er typisk lokalisert i pilar eller bidrar til å danne kiler i vegger og tak. Ved sammenlikning av modellene uten sprekefyll, er modellen med $K = 2$ den modellen hvor det beregnes størst maksimal skjærforflytning og størst sprekeåpning med sikring. Dette antas å ha sammenheng med

de forhøyede horisontalspenningene i denne modellen. Både skjærforflytning og sprekkeåpning øker ytterligere når sprekkefyll får sprekkefyll. Uten sikring er det derimot modellen med $K = 0,5$ som oppnår størst skjærforflytning i sprekker og størst sprekkeåpning, av alle UDEC-modellene. Dette kommer frem i sammenstillingen av numeriske resultater i tabell 21. Det indikerer at reduserte horisontalspenninger er den mest destabiliserende faktoren når bergmassen ikke styrkes og støttes med bergsikring. Det kan også indikere at sikring har dårligere effekt i modellen med $K = 2$ uten sprekkefyll, sammenliknet med de andre modellene uten sprekkefyll. Ellers er det fortsatt en tendens til at sprekker i HS2 får mer skjærforflytning i modellen med $K = 0,5$ uten sikring og motsatt i modellen med $K = 2$ uten sikring. Tilsvarende mønster for sprekkeåpning er vagere uten sikring.

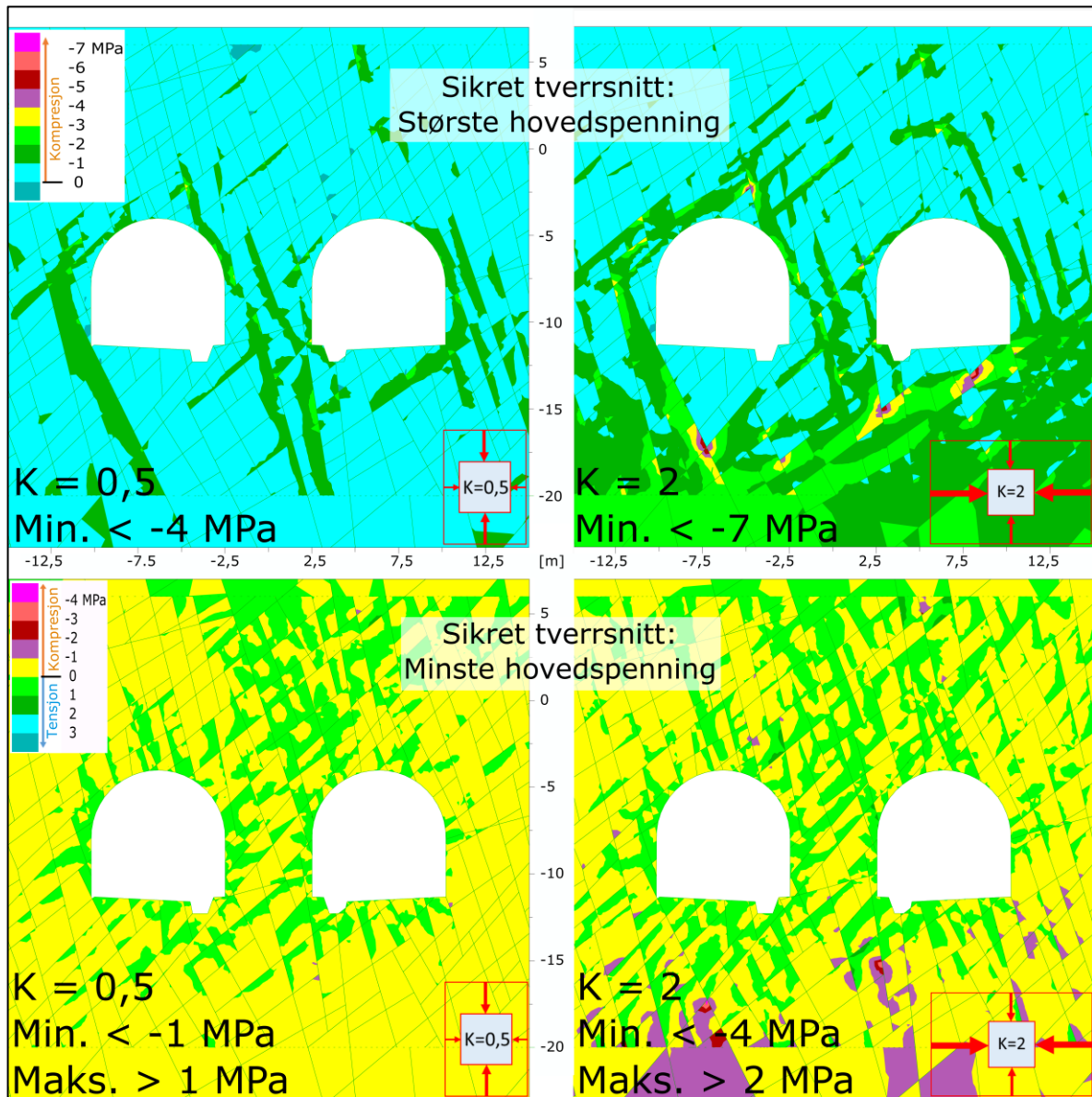


Figur 59: Plott som indikerer skjærforflytning i sprekker i UDEC-modellene med $K = 2$ og $K = 0,5$ uten sprekkefyll, med sikring. Begge plott har samme skala og tykke røde felt indikerer mye skjærforflytning.

Håndberegninger indikerer at vertikalspenninger i tverrsnittet skal ligge på rundt $0,27$ MPa ved kote 0 og $0,54$ MPa ved kote -10 i UDEC, hvilket tilsvarer henholdsvis 10 og 20 m overdekning. Horisontalspenningene skal være enten halvparten, like eller dobbelt så store som disse vertikalspenningene, avhengig av hvilken modell som studeres. I figur 60 er det tydelig at de generelle spenningene primært ligger mellom 0 og 1 MPa i kompresjon rundt tunnelene for både største og minste hovedspenning, hvilket samsvarer bra med håndberegninger.

Både spenningskonsentrasjoner og -avlastningsområder med strekkspenninger forekommer i modellene. Det ser ut til at fordelingen av spenningskonsentrasjoner og -avlastningsområder styres av sprekkegeometrien, hvilket indikerer at disse oppstår som følge av bevegelse i sprekker. Absoluttverdier til generelle spenninger, spenningskonsentrasjoner og -avlastningsområder øker når horisontalspenningene øker, hvilket er rimelig. Spenningskonsentrasjoner og -avlastningsområder øker marginalt mht.

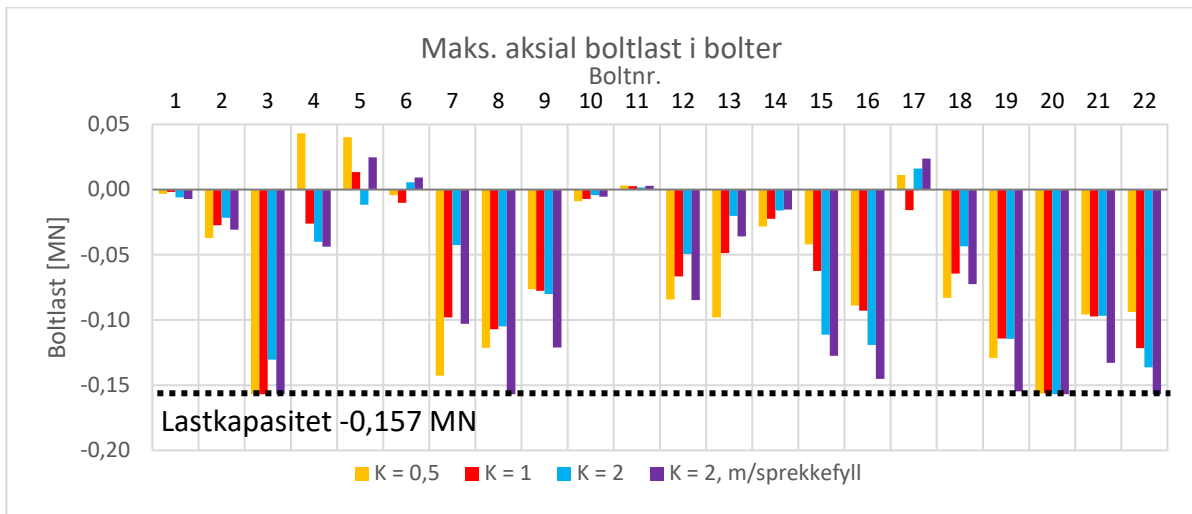
absoluttverdier når sprekker i modellen med $K = 2$ får sprekkefyll. Dette kan ha sammenheng med økt forflytning i sprekker i denne modellen. Det er svak reduksjon mht. absoluttverdier til spenningskonsentrasjoner og -avlastningsområder fra usikrede til sikrede modeller. Generelle spenninger påvirkes ikke merkbart av hverken sprekkefyll eller bergsikring.



Figur 60: Konturplott som viser fordeling til største (øverst) og minste (nederst) hovedspenning i UDEC-modellene med $K = 0,5$ og $K = 2$ uten sprekkefyll, med sikring. Negative spenninger indikerer kompresjon. Fargeskalaene er like for begge plott av henholdsvis største og minste hovedspenning. Modellenes overordnede spenningsfelt er indikert i nedre, høyre hjørne av hvert plott.

En oversikt over maksimalt lastnivå i boltene i de ulike modellene er gitt i figur 61. Denne figuren viser at de aller fleste boltene tar opp strekklast. Minst én bolt går i brudd i hver modell og lastnivået i de enkelte boltene er forholdsvis likt på tvers av modellene. Generelt ser det ut til at modellen med sprekkefyll har de tyngst belastede boltene. Av modellene uten sprekkefyll kan det se ut som at modellen med $K = 0,5$ generelt har høyest boltelaster.

Det er altså en tendens til at modellene med høyest forflytning får de høyeste boltelastene, hvilket er logisk.

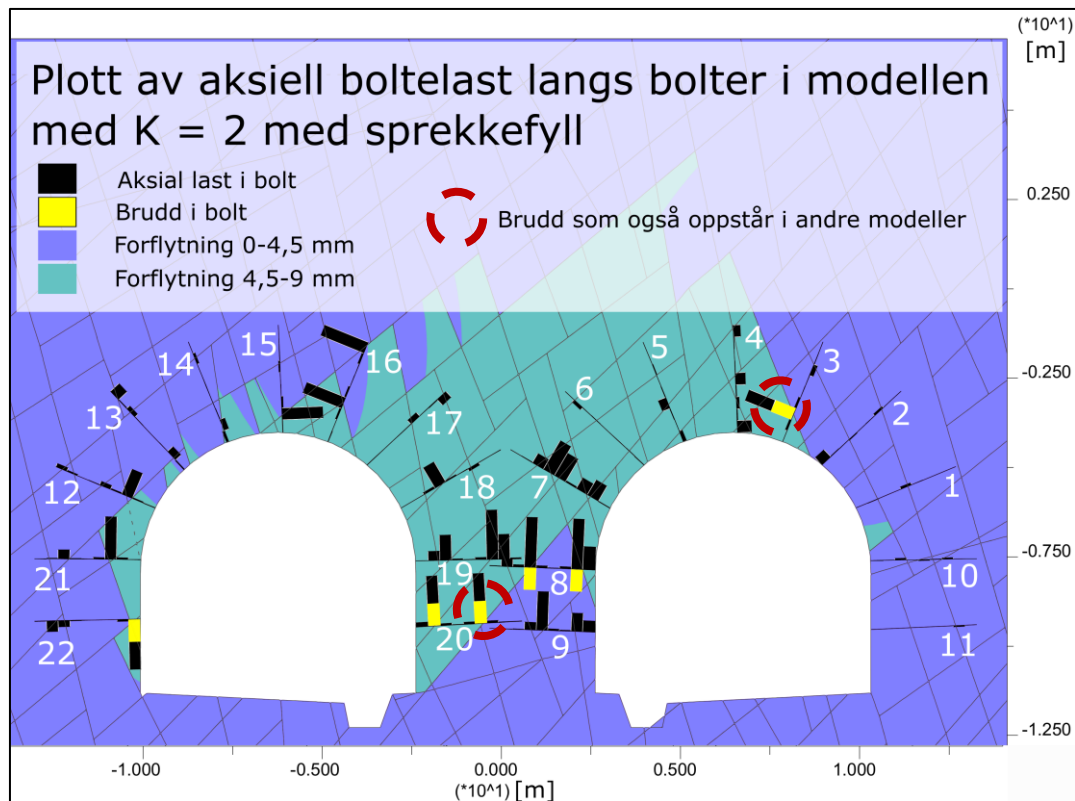


Figur 61: Sammenlikning av maksimal boltelast i de ulike boltene i tverrsnittet på tvers av modellene. Boltnummerering er vist i figur 62. Negativ last indikerer strekk. Der en søyle treffer stipte linje som markerer lastkapasitet, går bolt i brudd.

Boltene tar opp mest last der de lokalt krysser sprekker hvor det er mye forflytning. De går i brudd der forflytningene blir for store, slik at lastkapasiteten overstiges. Et eksempel på lastfordeling i boltene er vist for modellen med sprekkfyll i figur 62. Lastfordelingen i de andre modellene ser svært lik ut som i denne figuren, foruten om at boltelastene generelt er litt lavere og at det er færre brudd. Det er tydelig at bolter i pilaren (nr. 7-9 og 18-20) generelt er høyt lastet i alle modeller. Bolt nr. 20 går i brudd i alle modellene og bolt nr. 8 går kun i brudd i modellen med sprekkfyll. Videre er det høy last i bolter som sikrer større blokker som sklir. Dette gjelder særlig bolt nr. 3, 15 og 16 som sikrer blokker i tak og bolt nr. 21 og 22 som sikrer blokker i ytre vegg i vestre løp. Bolt nr. 3 går i brudd i alle modeller bortsett fra i modellen med $K = 2$ uten sprekkfyll. I denne modellen er antagelig forflytningene i taket tilstrekkelig små til at lastkapasiteten ikke overstiges. Bolt nr. 22 går i brudd kun i modellen med sprekkfyll. Som hovedregel går boltene i brudd i ett punkt. Boltene som går i brudd i pilaren i modellen med sprekkfyll går i brudd i to punkter.

I figur 62 er det tydelig at bolt nr. 4-7 og 17-19 ikke klarer å forankre de ustabile blokkene i mer stabilt fjell. Det betyr at disse boltene forflyttes sammen med bergmassen, hvilket kan være årsaken til at noen av disse boltene opplever trykklast. Videre forklarer dette hvorfor flere av disse boltene tar opp lite last i forhold til mengden forflytning i området de befinner seg i. For å forebygge at dette skjer kan det være aktuelt å installere lengre bolter som rekker gjennom det ustabile feltet og inn i mer stabil bergmasse på andre siden. Dette vil imidlertid ikke være hensiktsmessig for alle boltene i figur 62, fordi feltet med ustabile blokker er så stort i denne modellen. Med tanke på tunnelenes bredde blir det vanskelig å

installere bolter som er lenger enn 7 m. For flere av boltplasseringene ser det ut til at 7 m lange bolter ikke er langt nok til å forankre de ustabile blokkene. Selv om boltene ikke forankrer ustabile blokker vil de fortsatt kunne bidra til å skape en trykkbue rundt tunnelene, som bidrar til stabilitet (Li, 2017). Det kan være at man må belage seg på at det er tilstrekkelig. Da kan tettere bolting være et godt tiltak for å forsterke trykkbuen hvis det vurderes som nødvendig.

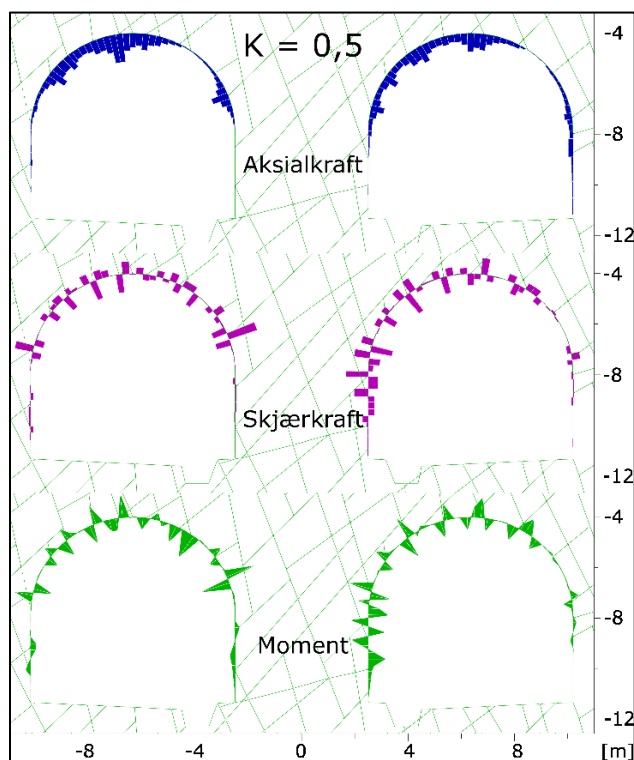


Figur 62: Fordeling av boltelast og brudd i bolter i modellen ned $K = 2$ med sprekkefyll, sammen med enkel fremstilling av forflytning og boltnummerering.

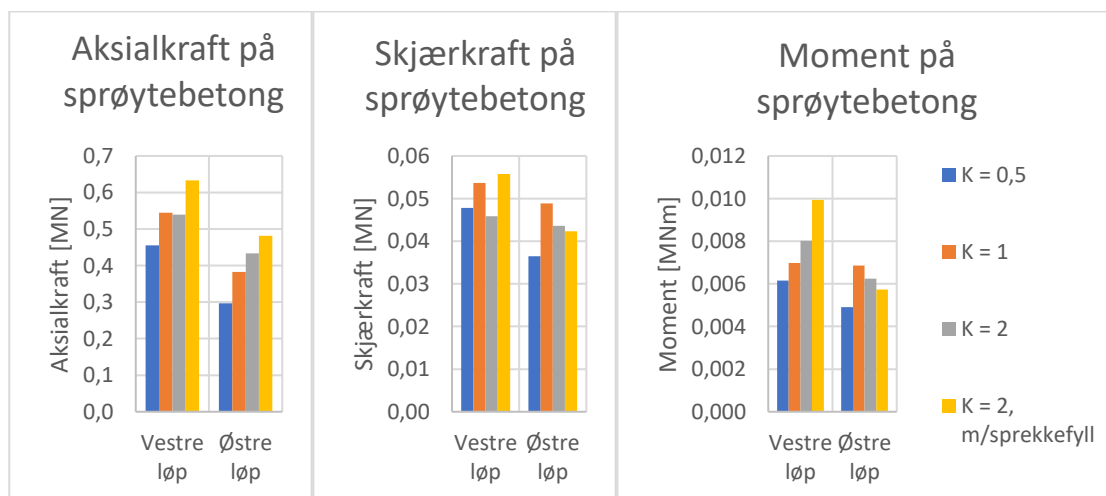
De andre modellene har også noen bolter som ikke klarer å forankre ustabile blokker i mer stabilt fjell, men problemet er ikke like omfattende i disse modellene som i modellen med sprekkefyll. Modellen med $K = 2$ uten sprekkefyll opplever minst problemer med dette og dernest modellen med $K = 1$. Dette kan sees i sammenheng med forflytningsmønsteret som indikeres i figur 57. I disse modellene kan det se ut til at det kan være hensiktsmessig å installere litt lengre bolter i bolt nr. 5-7. Modellen med $K = 0,5$ har derimot mer omfattende problemer med forankring, som likner en del på modellen uten sprekkefyll.

Høye laster og brudd i bolter i pilar generelt indikerer at det kan være hensiktsmessig å øke tykkelsen på boltene spesielt her. Det vil gi boltene større kapasitet og kan dermed forebygge brudd i boltene, hvilket bidrar til stabilitet. Samme tiltak kan være aktuelt for bolt nr. 3 som går i brudd i flere modeller og bolt nr. 22 som går i brudd i modellen med sprekkefyll.

Visuelt ser fordeling av aksial-, skjærkraft og moment langs sprøytebetongen på tunnelkonturen veldig likt ut på tvers av modellene. Det er ikke mulig å peke på noen tydelige visuelle trender. Sprøytebetongen opplever positiv aksiallast og både positiv og negativ skjærlast og moment, som vist i figur 63. En oversikt over krefter og momenter som virker på sprøytebetongen i modellene er gitt i figur 64. Ved sammenlikning av numeriske verdier i denne figuren er det tatt utgangspunkt i absoluttverdi til skjærkraft og moment.



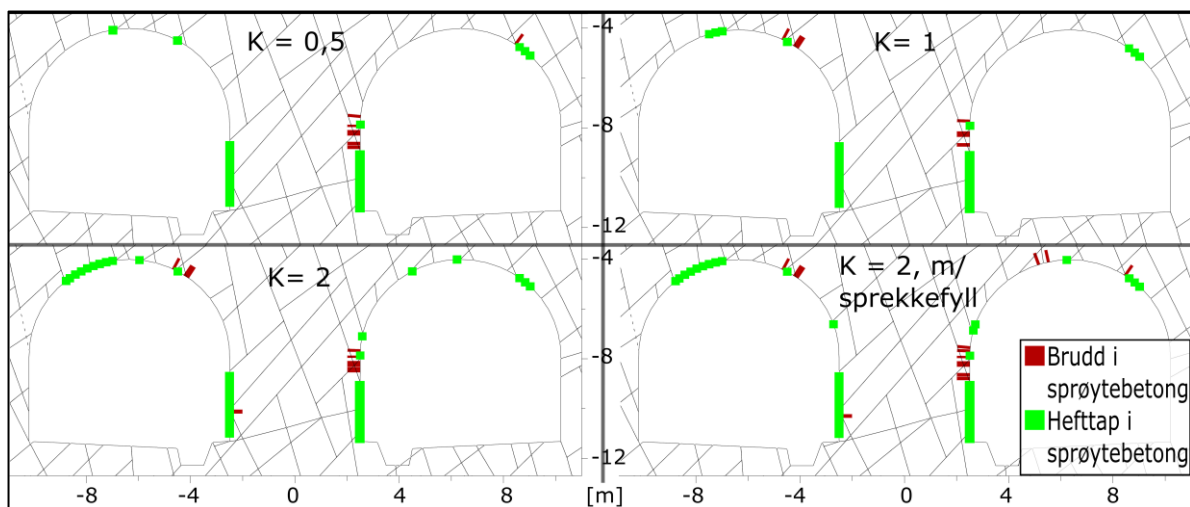
Figur 63: Visuelt eksempel på fordeling av aksial-, skjærkrefter og moment på sprøytebetong fra UDEC-modellen med $K = 0,5$.



Figur 64: Oversikt over maksimal aksial-, skjærkraft og moment på sprøytebetong i de ulike modellene i UDEC. Diagrammene er fremstilt på bakgrunn av absoluttverdier.

Generelt ser det ut til at modellen med $K = 0,5$ har den minst belastede sprøytebetongen og at sprøytebetongen er tyngre belastet i vestre løp enn østre løp i alle modeller. Økende horisontalspenninger og sprekkefyll ser ut til å føre til økt maksimal aksiallast på sprøytebetongen i begge tunnellop. Maksimal aksiallast forekommer i samme områder i sprøytebetongen i alle modeller. Det er noe uklart hvordan parameterstudiet påvirker nivået på skjærkrefter og moment i sprøytebetongen, da det ikke er noen klare trender i figur 64. Generelt ser det ut til at de samme punktene i sprøytebetongen opplever konsentrasjon av skjærkrefter og moment på tvers av modellene.

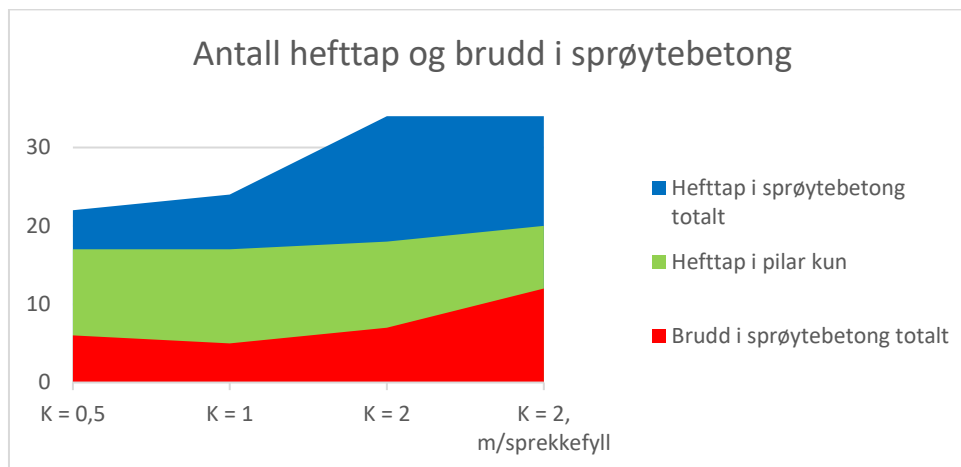
Sprøytebetongen opplever problemer både med aksialt brudd og tap av heft i alle modellene. I figur 65 ser det ut til at forholdene parvis er ganske like i modellene med $K = 0,5$ og $K = 1$ og i modellene med $K = 2$ med og uten sprekkefyll. Både hefttap og brudd oppstår på de samme stedene i sprøytebetongen på tvers av modeller. Det er flere brudd i østre løp enn i vestre løp. Dette kan forklare hvorfor laster generelt er mindre i østre løp. Lokasjon til brudd og hefttap sammenfaller typisk med blokkutglidning. Problemer med heft indikerer at det er svært viktig å spyle konturen godt før sprøytebetong påføres. I områder med mye hefttap kan ekstra bolter med plate utenpå sprøytebetongen bidra til å redusere heftproblemet (Norsk Betongforening, 2011). Brudd i sprøytebetongen kan indikere at enkelte blokker bør boltes bedre eller at sprøytebetongen burde vært tykkere.



Figur 65: Oversikt over brudd og hefttap i sprøytebetongen i de ulike modellene i UDEC.

Figur 66 viser at antall brudd og hefttap øker med økende horisontalspenninger og sprekkefyll. Denne trenden er lik som for aksiallast på sprøytebetong, men står i kontrast til utvikling av forflytning i modellene som øker med avtagende horisontalspenninger. Økt aksiallast, brudd og hefttap ved økte horisontalspenninger kan være en direkte konsekvens av de forhøyede horisontalspenningene. Det er kun svake tegn til at forflytningsmønsteret vist i figur 58 påvirker mønsteret til brudd og hefttap i sprøytebetongen i særlig grad. Modellen med $K = 0,5$ har for eksempel overraskende lite problemer i tak, i forhold til

mengden forflytning i tak i denne modellen. Det antas derfor at bueffekten i sprøytebetongen har god effekt på stabiliteten her.



Figur 66: Grafisk fremstilling av utviklingen av antall brudd og hefttap i sprøytebetongen fra modell til modell i parameterstudiet i UDEC.

5.4 RS2-modellering

Under modellering i RS2 ble det tidlig klart at RS2-resultatene var svært avvikende fra UDEC-resultatene, særlig mht. størrelsesorden til beregnet forflytning. Dette, til tross for at input i modellene i begge programmer baserer seg på samme datasett og representerer samme bergmasse. Med materialegenskaper som presenteres i seksjon 5.2 for begge programmer, ble beregnet forflytning mye lavere i RS2 enn i UDEC. Derfor ble fokus i RS2-modelleringen å eksperimentere med input og funksjoner i RS2, med mål om å fremkalle resultater som tilnærmer seg UDEC-resultatene. Dette gjøres gjennom et parameterstudium der følgende studeres:

- "Peak" GSI reduseres trinnvis til størrelsesorden på forflytninger i RS2 likner på UDEC-resultatene. Det er følgelig opprettet modeller med "peak" GSI 39, 30, 25, 20, 15 og 10. Disse er uten eksplisitte sprekker.
- Hvordan påvirkes resultatene når sprekker modelleres eksplisitt i RS2? Dette testes i modeller med "peak" GSI 39 og 15 (valgt med utgangspunkt i resultatene fra modellering i forrige punkt).

Alle RS2-modellene modelleres med et spenningsfelt der horisontale og vertikale spenninger er like. Dermed blir det mest naturlig å sammenlikne resultatene fra RS2-modellene med resultatene fra UDEC-modellen med $K = 1$. I RS2-modellene med eksplisitte sprekker modelleres sprekkefyll uten sprekkefyll, som i tabell 17. Alle RS2-modellene modelleres med og uten sikring slik at sikrede og usikrede tverrsnitt kan sammenliknes med hverandre og direkte med UDEC-modellen med $K = 1$. Bergsikring i RS2 er forsøkt modellert så lik som mulig som i UDEC-modellene. En sentral forskjell ved

sikring mellom de to programmene er at bergsikring installeres samtidig som berguttaket skjer i RS2. Dette står i kontrast mot UDEC-modelleringen, hvor installasjon av sikring forsinkes i tid etter berguttak.

Modellene med "peak" GSI 39 har bergmasseegenskaper som vist i tabell 16. Når "peak" GSI reduseres i parameterstudiet, endres verdien til parameterne m_b , s , a og E_{rm} i denne tabellen, som vist i tabell 22. Som en forenkling skiller det ikke mellom "peak" og residual GSI når GSI reduseres i parameterstudiet, og følgelig blir "peak" og residuale egenskaper like. Det er kun i modellene med "peak" GSI 39 at "peak" og residuale egenskaper er ulike. Residual GSI er estimert å være ca. 30 i modellene med "peak" GSI 39. Det betyr at residual GSI er lik i modellene med "peak" GSI 39 og i modellen der "peak" GSI er redusert til 30. Ingen parametersett har samme "peak" GSI. Videre omtales derfor de ulike modellene som GSI 39, 30, 25 etc., med implisitt referanse til "peak" GSI.

Tabell 22: Nye verdier for egenskapene som påvirkes av parameterstudiet i RS2. "Peak" og residuale egenskaper er like.

Parameter	Enhet	Parameterverdier				
		30	25	20	15	10
GSI	-	30	25	20	15	10
m_b	-	0,4925	0,4120	0,3446	0,2882	0,2411
s	-	0,0004	0,0002	0,0001	0,0001	0,0000
a	-	0,5223	0,5313	0,5437	0,5611	0,5854
E_{rm}	MPa	2465,9	1813,6	1383,8	1104,4	924,3

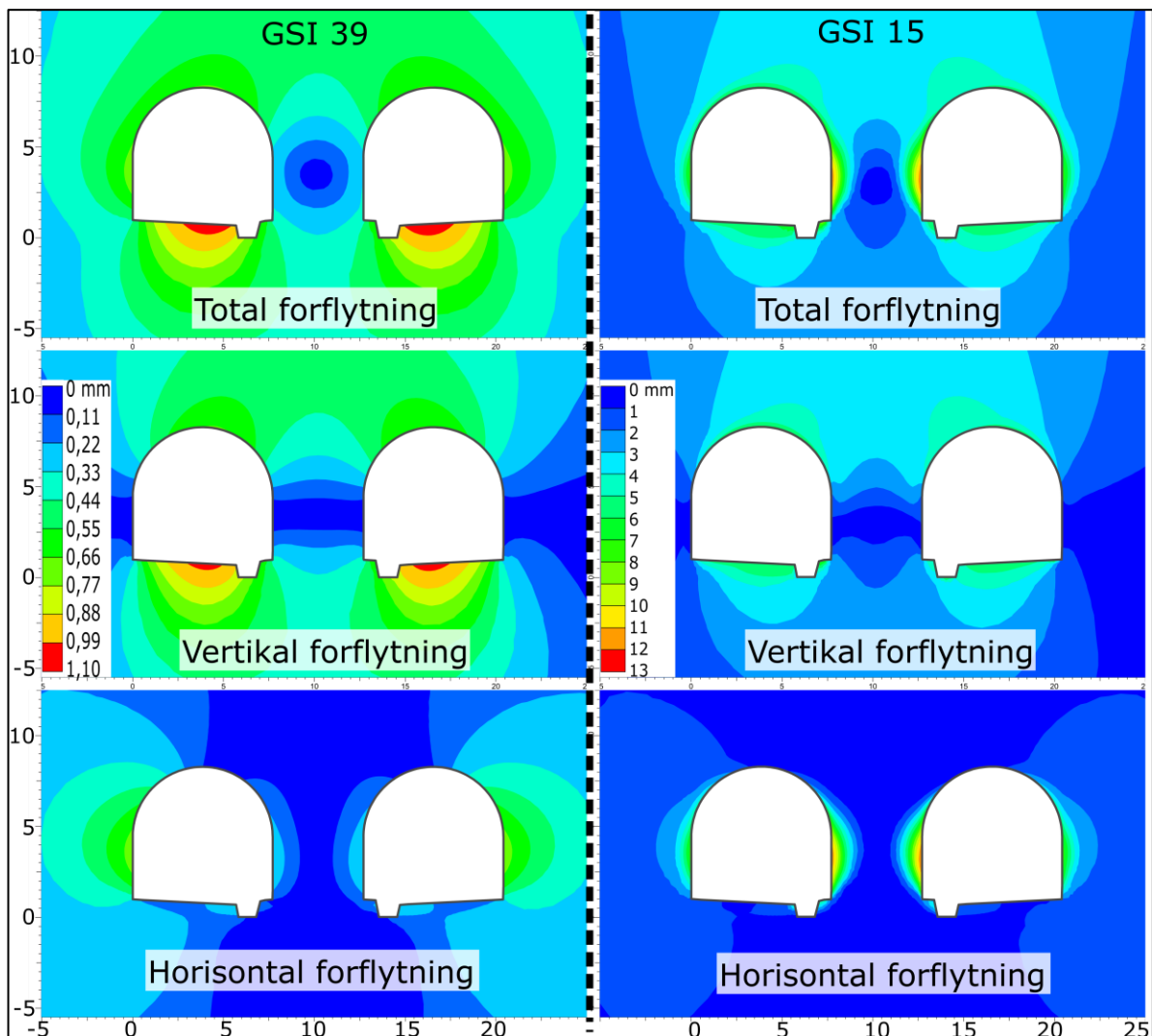
Modellering i RS2 er mindre kompleks enn i UDEC og gjennomføres slik:

- 1) Modellgeometri (inkl. evt. sprekker) tegnes, materialegenskaper og spenningsfelt bestemmes, modellen diskretiseres og grensebetingelser settes.
- 2) Det etableres tre steg i modellen.
 - a) Modell uten sikring: Vestre tunnellopp åpnes i steg 2 og østre tunnellopp i steg 3. Videre fortsetter prosedyre i punkt 3.
 - b) Modell med sikring: Vestre tunnellopp åpnes i steg 2 og østre tunnellopp i steg 3. Sprøytebetong og bolter installeres umiddelbart i de respektive i tunnelloppene i de respektive stegene. Videre fortsetter prosedyre i punkt 3.
- 3) Modellen beregnes.

Det er valgt å sammenlikne RS2- og UDEC-resultater parallelt med presentasjon av RS2-resultater, for å gi best mulig oversikt. I resultatene fra UDEC-modelleringen vises ofte bare plott fra modellene med $K = 2$ og/eller $K = 0,5$. Der plott fra UDEC-modellen med $K = 1$ er utelatt, er det typisk begrunnet med at disse plottene likner på plottene som presenteres eller at de viser et mellomstadium det ansees som forholdsvis enkelt å se for seg med støtte i tekst. Det vurderes derfor som akseptabelt å sammenlikne RS2-resultater med UDEC-plott som viser tilsvarende egenskaper, selv om UDEC-plotene som vises for en egenskap ikke viser resultater fra UDEC-modellen med $K = 1$.

5.4.1 Resultater fra RS2-modellering

Som nevnt i forrige underseksjon ble det tydelig ganske tidlig i RS2-modelleringen at forflytningene i modellene med GSI 39 er betydelig mindre enn i de tilsvarende UDEC-modellene med $K = 1$. GSI 39 regnes som representativ GSI for bergmassen, på samme måte som input i UDEC-modellene regnes som representative. Som vist til venstre i figur 67 er de største forflytningene i modellen med GSI 39 så vidt over 1 mm og lokalisert i gulvet. Forflytninger i tak og vegger er maks. 0,7 mm. Disse forflytningene vurderes som usannsynlig små, spesielt uten sikring. Horisontale forflytninger er størst i ytre vegger av tunnelen og pilaren er lite påvirket av utgravningen. Forflytningsmønsteret er symmetrisk og det er ingen tydelig kiledannelse. Både nivået på forflytningene og forflytningsmønsteret er svært avvikende fra UDEC-modellen med $K = 1$.

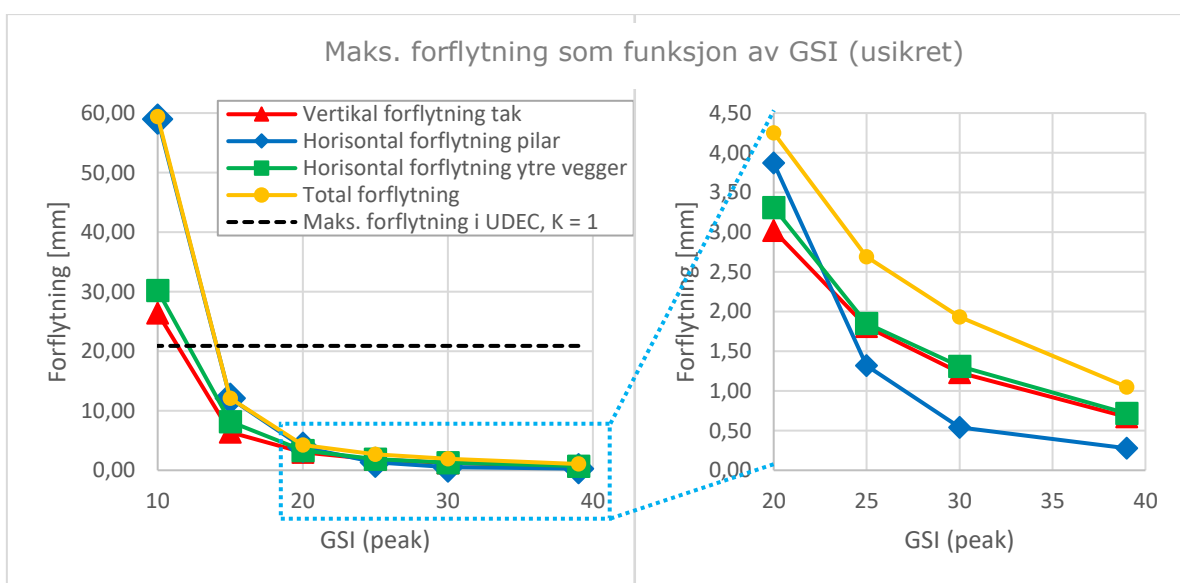


Figur 67: Oversikt over absolutt forflytning i modellene med GSI 39 (til venstre) og 15 (til høyre), uten sikring. Alle plott fra samme modell har samme fargeskala.

Ved avtagende GSI øker nivået på forflytningene. Forflytningsmønstrene likner fra modell til modell, men forflytningskonsentrasjonene flyttes nærmere og nærmere tunnelkonturen

ved avtagende GSI. Ved overgangen fra GSI 25 til 20 blir horisontale forflytninger større i pilar enn i ytre vegger og i tak. Dette er tydelig til høyre i figur 68. Figur 68 viser også at nivået på forflytningene ser ut til å få en eksponentiell utvikling.

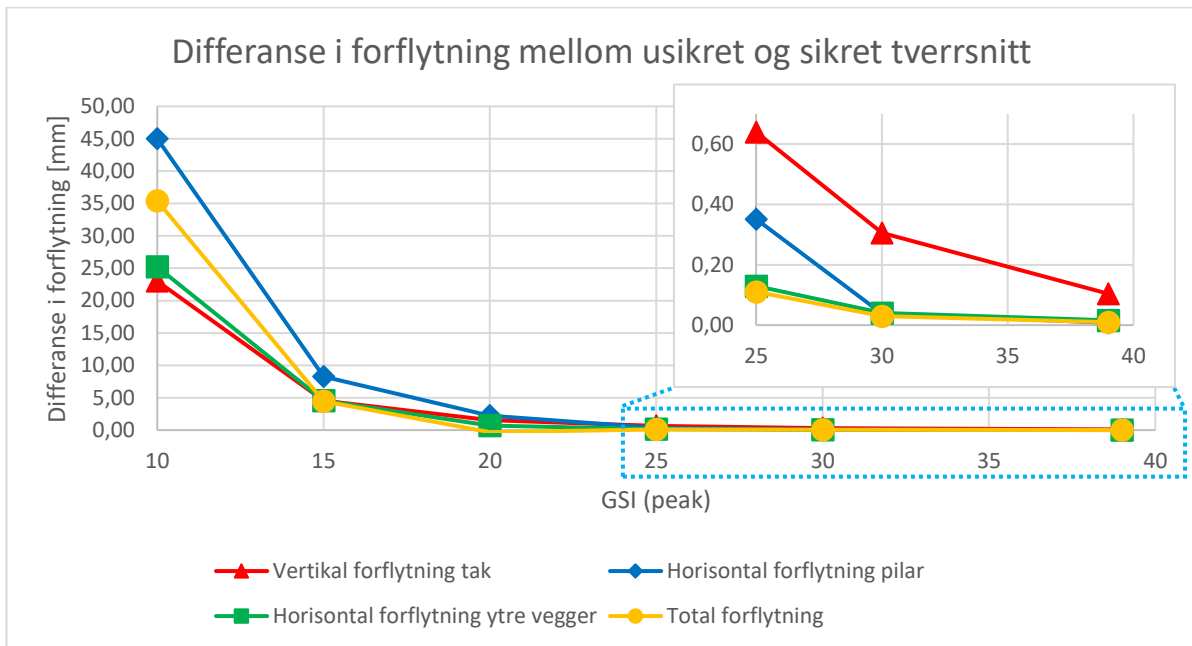
Det er først i modellen med GSI 15 at forflytningene begynner å nærme seg nivået på forflytningene i UDEC-modellen med $K = 1$. I plottene til høyre i figur 67 og i figur 68 er det tydelig at de største forflytningene oppnås i pilar i denne modellen, selv om forflytningene i tak og ytre vegger også er betydelige. Under beregning av denne modellen var det problemer med konvergering, som vil si at modellen ikke er stabil. Dette var også tilfellet for UDEC-modellen med $K = 1$ før sikring ble installert. Når GSI reduseres videre til 10 øker forflytningene ytterligere og konvergeringsproblemene blir verre. I denne modellen er forflytningene større enn i UDEC-modellen med $K= 1$.



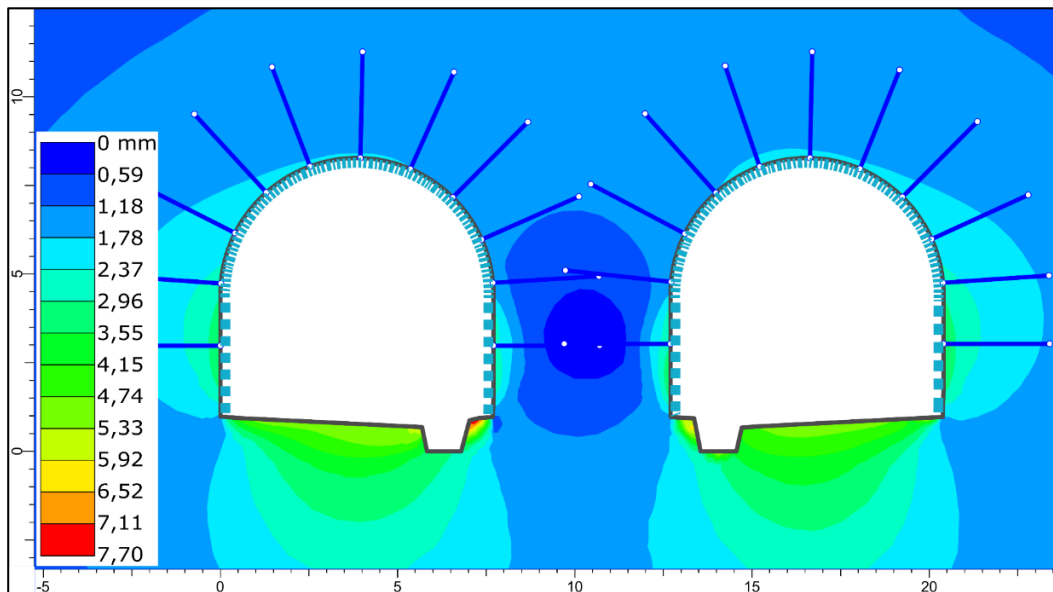
Figur 68: Grafer som viser maksimal absolutt forflytning rundt tunnelene. Diagrammet til høyre forstørrer data for modellene med GSI 39-20. Maks. forflytning fra UDEC-modellen med $K = 1$, er indikert med stiplet linje for sammenlikning med data fra RS2-modellene.

Når sikring installeres i de ulike RS2-modellene blir mengden forflytning redusert i alle modeller, slik som i UDEC. Forskjeller i forflytning mellom usikret og sikret tverrsnitt i RS2 er vist i figur 69. Her er det tydelig at modellene som har mye forflytning uten sikring har større effekt av sikringen. Differansen i forflytning i modellen med GSI 39 er neglisjerbar. Forflytningsmønsteret påvirkes ikke merkbart av at sikring installeres i denne modellen. I modellene med GSI 39-25 er det forflytning i taket som reduseres mest med sikring. Etter hvert som GSI avtar blir også effekten av sikring større i pilar. Dette er i tråd med økte forflytninger i pilar. Det er først når GSI reduseres til 20 og mindre at det er visuell forskjell i forflytningsmønsteret fra usikret til sikret tverrsnitt. For modellene med GSI 10-20 er det tydelig at sikringen bidrar til å dempe forflytningskonsentrasjonene i pilar. Dermed er de

største forflytningskonsentrasjonene lokalisert ved grøfta i disse modellene, som vist i figur 70. Dette forflytningsmønsteret avviker fortsatt fra UDEC-resultatene.



Figur 69: Diagram som viser differanse i forflytning mellom usikrede og sikrede modeller i RS2. Positiv differanse betyr at forflytning har blitt redusert ved installasjon av sikring.



Figur 70: Plott av total forflytning i modellen med GSI 15 med sikring. Det er tydelig at sikring bidrar til å dempe forflytningskonsentrasjoner i pilar og følgelig er de største forflytningskonsentrasjonene lokalisert ved grøfta i denne modellen.

Avtagende GSI gir økende mengde forflytning, også i sikrede tverrsnitt. Ved sammenlikning av numeriske verdier for absolutt forflytning i tabell 23 er det tydelig at nivået på forflytningene først nærmer seg UDEC-resultatene når GSI reduseres til 15 og mindre med sikring. Under beregning av modellene med sikring var det kun modellen med GSI 10 som hadde konvergeringsproblemer. Ettersom UDEC-modellen med $K = 1$ ble stabil

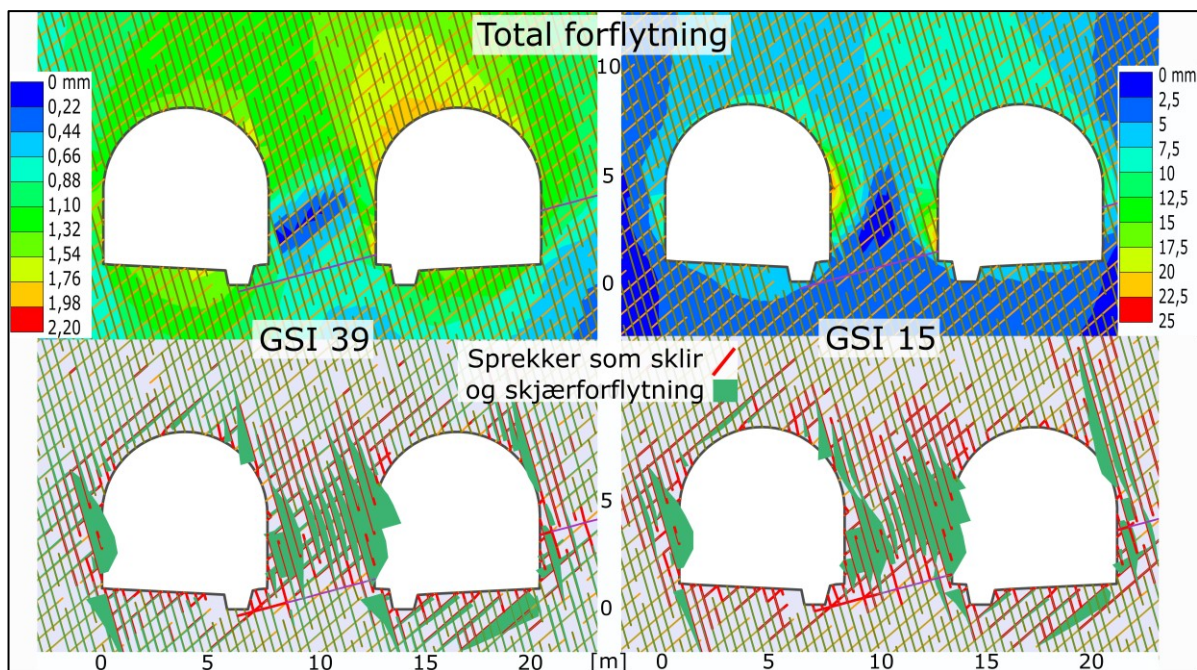
med sikring, ansees resultatene til RS2-modellene med GSI 15 som mest like resultatene til UDEC-modellene med $K = 1$ til nå. Videre er det valgt å teste eksplisitt sprekkemodellering i RS2 med GSI 15 og 39, for å se hvordan dette påvirker resultatene.

Tabell 23 viser at forflytninger øker når sprekker legges til modellene med GSI 15 og 39 både med og uten sikring. Det betyr at sprekker er et destabiliserende element i modellene, hvilket er forventet. Modellene med GSI 15 og sprekker har fortsatt høyere forflytninger enn modellene med GSI 39 og sprekker. Selv med sprekker er forflytningene i modellene med GSI 39 betydelig lavere enn i UDEC-modellene med $K = 1$. Forflytning i modellen med GSI 15, med sprekker, uten sikring er nærmere UDEC-resultatene enn modellen med GSI 15 uten sprekker og sikring. Når denne modellen får sikring blir forflytningene større enn i tilsvarende UDEC-modell.

Tabell 23: Numeriske verdier for maksimal absolutt forflytning i RS2-modellene, sammen med maksimal forflytning fra UDEC-modellene med $K = 1$. Forkortelsen "spr." Indikerer at RS2-modellen har eksplisitte sprekker.

Parameter	Modell	Vertikal forflytning tak	Horisontal forflytning pilar	Horisontal forflytning ytre vegger	Total forflytning	Skjærforflytning i sprekker	
Enhet	-	mm	mm	mm	mm	mm	
UTEN sikring	G S I	39	0,7	0,3	0,7	1,1	-
		39 spr.	1,9	2,1	1,3	2,2	1,0
		30	1,2	0,5	1,3	1,9	-
		25	1,8	1,3	1,9	2,7	-
		20	3,0	3,9	3,3	4,3	-
		15	6,4	12,1	8,2	12,1	-
		15 spr.	11,5	24,0	12,7	24,0	6,0
		10	26,4	59,0	30,2	59,4	-
		UDEC			20,9		15,7
MED sikring	G S I	39	0,6	0,3	0,7	1,0	-
		39 spr.	1,7	1,9	1,3	1,9	1,0
		30	0,9	0,5	1,3	1,9	-
		25	1,2	1,0	1,7	2,6	-
		20	1,5	1,6	2,6	4,6	-
		15	1,8	3,9	3,6	7,6	-
		15 spr.	6,1	14,5	7,0	14,5	5,0
		10	3,4	14,0	5,0	24,0	-
		UDEC			5,4		4,2

Plott av total forflytning i figur 71 viser at forflytningsmønstrene påvirkes av sprekke mønsteret i RS2-modellene med sprekker. Forflytningsmønstrene er ikke lenger symmetriske og kiledannelse kan observeres i tak og vegger. Det er tegn til mer ustabilitet i pilar i modellene med GSI 15 og mer ustabilitet i tak i modellene med GSI 39. Sikring reduserer mengden forflytning i modellene med sprekker, men ser ikke ut til å påvirke forflytningsmønstrene nevneverdig. Forflytningsmønstrene i begge RS2-modellene med sprekker har flere likhetstrekk med forflytningsmønstrene i UDEC-modellene med $K = 1$. Dette indikerer at det kan være hensiktsmessig å bruke RS2-modellering til å lokalisere potensielt ustabile blokker i et tunnelvernsnitt, selv om beregnet forflytning kan bli lav.



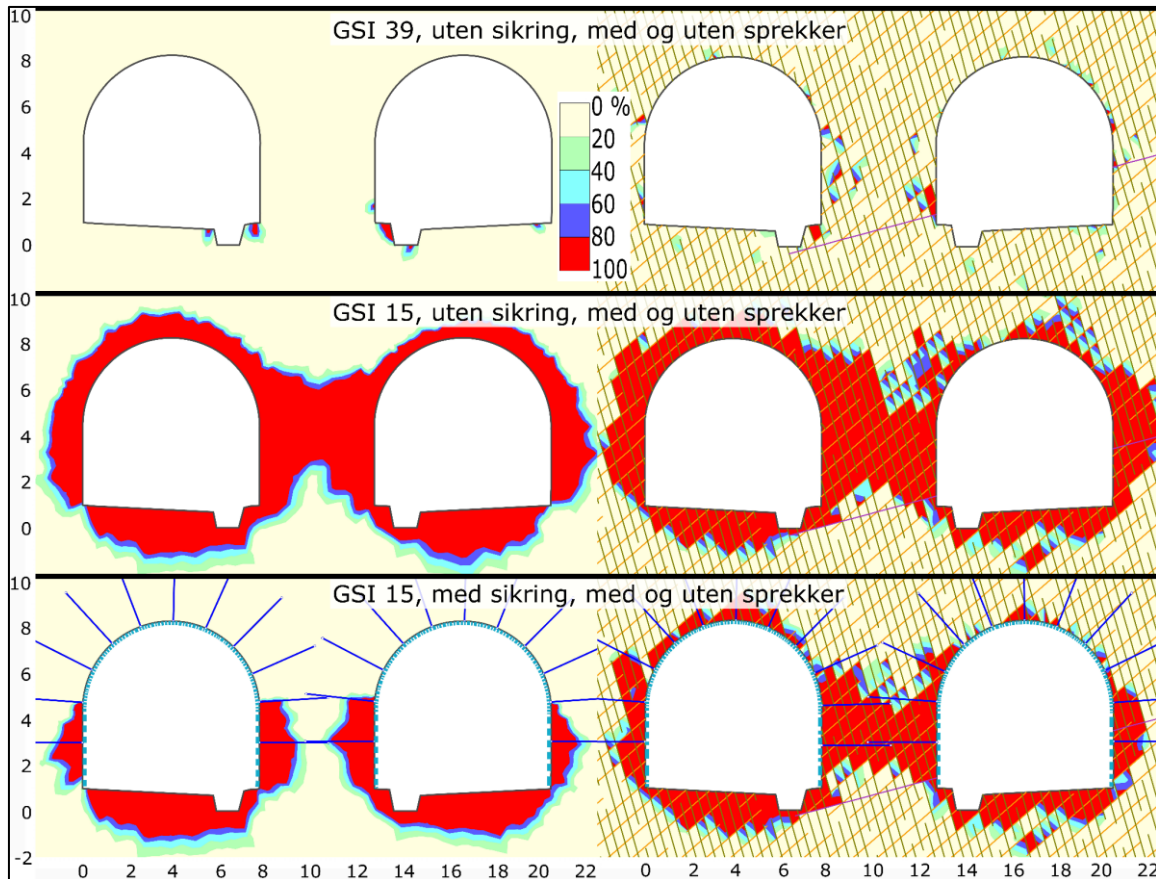
Figur 71: Plot som viser total forflytning, sprekker som sklir og skjærflytning i sprekker i modellene med GSI 39 (til venstre) og 15 (til høyre) uten sikring. Merk at skjærflytning er plottet med ulik skala langs y-aksen mellom modellene.

Tabell 23 viser at nivået på skjærflytning i sprekker i nesten alle RS2-modellene er lavt sammenliknet med UDEC-resultatene. I modellen med GSI 15 med sprekker og sikring er skjærflytningene imidlertid litt større enn i UDEC-modellen med $K = 1$ med sikring. Modellene med GSI 15 opplever mer skjærflytning enn modellene med GSI 39. Redusert bergmassekvalitet påvirker altså forflytning i sprekker, selv om sprekkenes egenskaper er konstante. Forflytningsmønstrene til skjærflytning i figur 71 er svært likt i de to RS2-modellene uten sikring. Sikring medfører generelt lite reduksjon i skjærflytning i sprekker og ser ikke ut til å endre på forflytningsmønstrene i sprekkenes. I figur 71 ser det ut til at de subvertikale sprekkenes i HS2 opplever mest skjærflytning i RS2. Ved sammenlikning med figur 59 kan det se ut til at flere sprekker opplever høyere skjærflytning i RS2 enn i UDEC. Her er det imidlertid viktig å være klar over at det er noe forskjeller i skala i plott av skjærflytning.

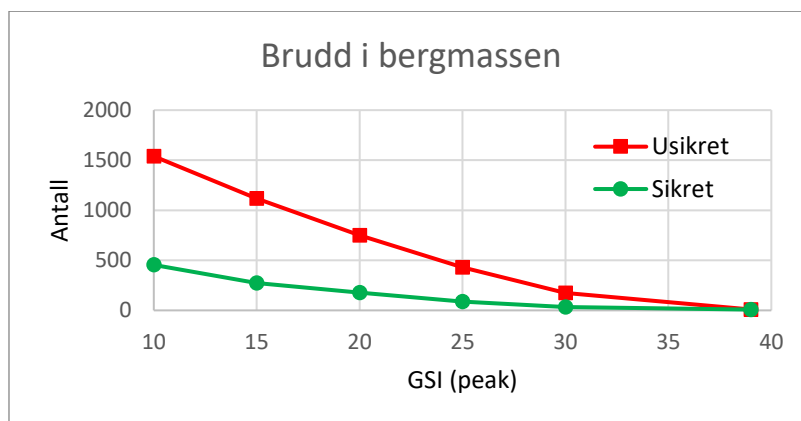
Figur 72 viser bruddutvikling i bergmassen for utvalgte RS2-modeller. Modellene med GSI 39 har generelt svært få brudd. Avtagende GSI gir økt bruddutvikling rundt tunnelene og modellene med GSI 15 har omfattende bruddutvikling. Dette er også synlig i figur 73. Denne figuren viser tydelig at sikring bidrar til å redusere bruddutviklingen i modellene. Effekten av sikringen er størst i modellene som har mye bruddutvikling uten sikring. Figur 72 viser at sikringen har bedre effekt i tak enn i vegger og pilar.

Introduksjon av sprekker gir uregelmessige trender med både økning og reduksjon i bruddannelse rundt tunnelene. Fordelingen av brudd rundt tunnelene blir noe påvirket av sprekkegeometri i modellene med sprekker, men likner ellers på bruddfordelingen i

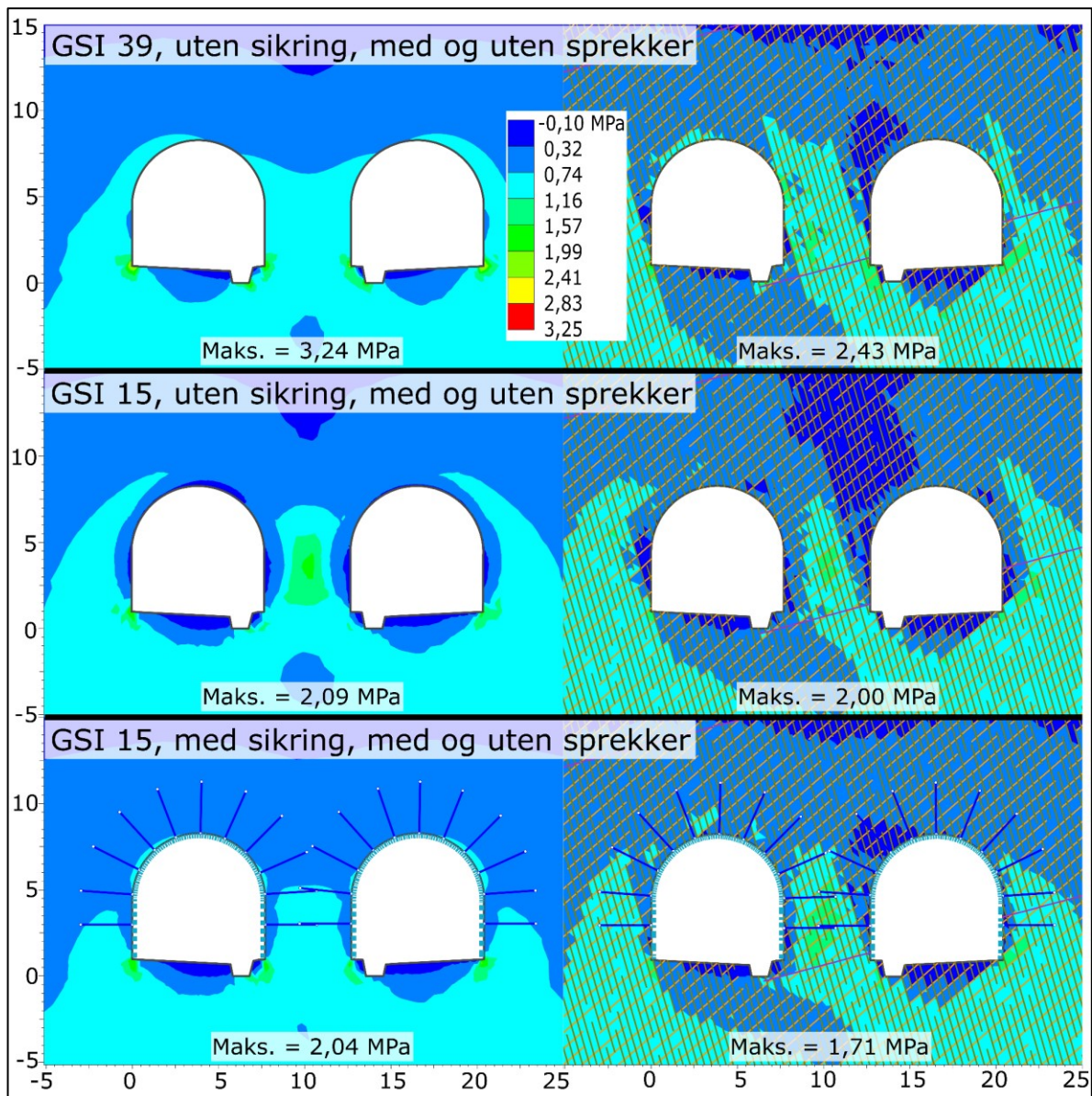
modeller uten sprekker. Bruddsoner rundt tunnelene er forholdsvis symmetriske, også i modellene med sprekker. Tilsvarende plott kan ikke fremstilles fra UDEC. I UDEC-modellene indikerer imidlertid plott av forflytning i bergmassen og i sprekker (figur 56 til figur 59) at bruddsonen er asymmetrisk, primært konsentrert over tunnelsålen og tydelig styrt av sprekkegeometrien. Det synes med andre ord å være signifikant forskjell i formen på bruddsonene i modellene i de to programmene.



Figur 72: Plott av bruddutvikling i ulike RS2-modeller. Alle plott har samme fargeskala.



Figur 73: Oversikt over bruddutvikling i bergmassen ved ulike GSI i RS2-modeller uten sprekker.



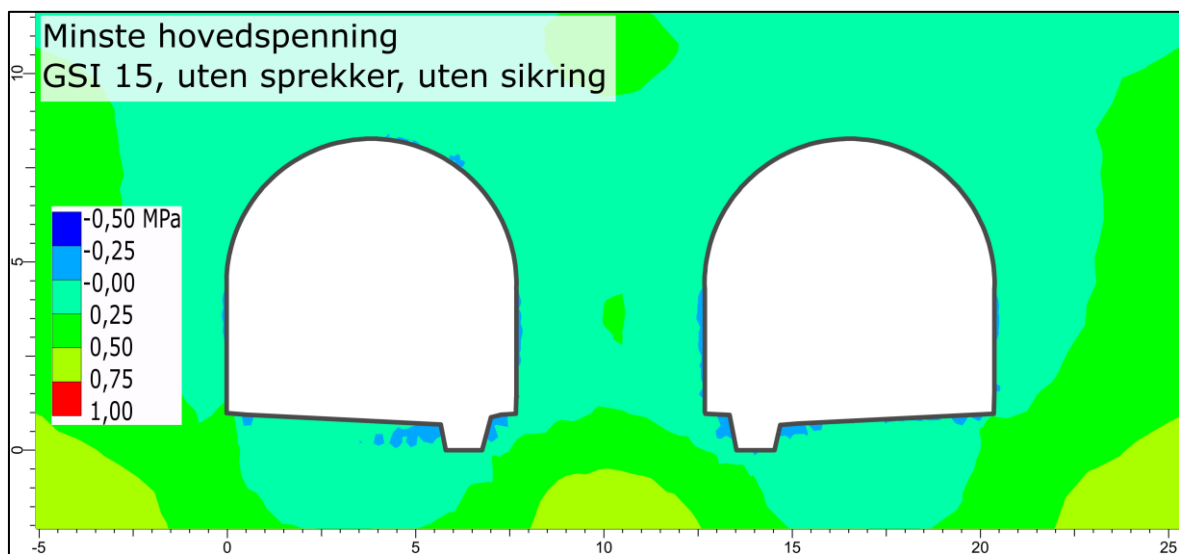
Figur 74: Plott av største hovedspenning i ulike RS2-modeller. Alle plott har samme fargeskala. Positive spenninger indikerer kompresjon.

Figur 74 viser fordeling av største hovedspenning i bergmassen for utvalgte RS2-modeller. Ifølge håndberegninger forventes både horisontale og vertikale spenninger å ligge på ca. 0,6 MPa ved kote 0 i RS2, hvilket tilsvarer ca. 22,3 m overdekning. Plottene i figur 74 viser at tunnelutgravingen fører til noe økte spenninger rundt tunnelene generelt. Det generelle spenningsnivået er ganske likt på tvers av modellene. Videre har alle modellene områder med spenningskonsentrasjoner og spenningsavlastning.

Spenningskonsentrasjoner er typisk lokalisert ved hjørner i tunnelkonturen i RS2-modellene. Når GSI avtar gradvis fra 39 til 10 avtar nivået på spenningskonsentrasjonene i hjørner og det oppstår spenningskonsentrasjon i pilar. Samtidig reduseres spenningsnivået i og rundt tunnelkonturen i begge tunneløp. Disse trendene observeres i modeller både med og uten sprekk, og med og uten sikring. Nivået på maksimal største

hovedspenning avtar når GSI avtar og hvis sprekker eller sikring legges til modellene. Videre ser det ut til at bergsikring bidrar til å jevne ut spenningsfordelingene ved at både spenningskonsentrasjoner og avlastningsområder dempes i størrelsesorden. Visuelle forskjeller mellom usikrede og sikrede tverrsnitt med GSI 39 er marginale og sikrede plott for GSI 39 er derfor utelatt i figur 74.

Det er kun små forskjeller mellom plott av minste hovedspenning for de ulike RS2-modellene. Minimum minste hovedspenning i RS2-modellene ligger typisk rundt -0,4 MPa. Figur 75 viser at strekkspenninger oppstår lokalt i tunnelkonturen, men at de ikke er veldig utbredt.

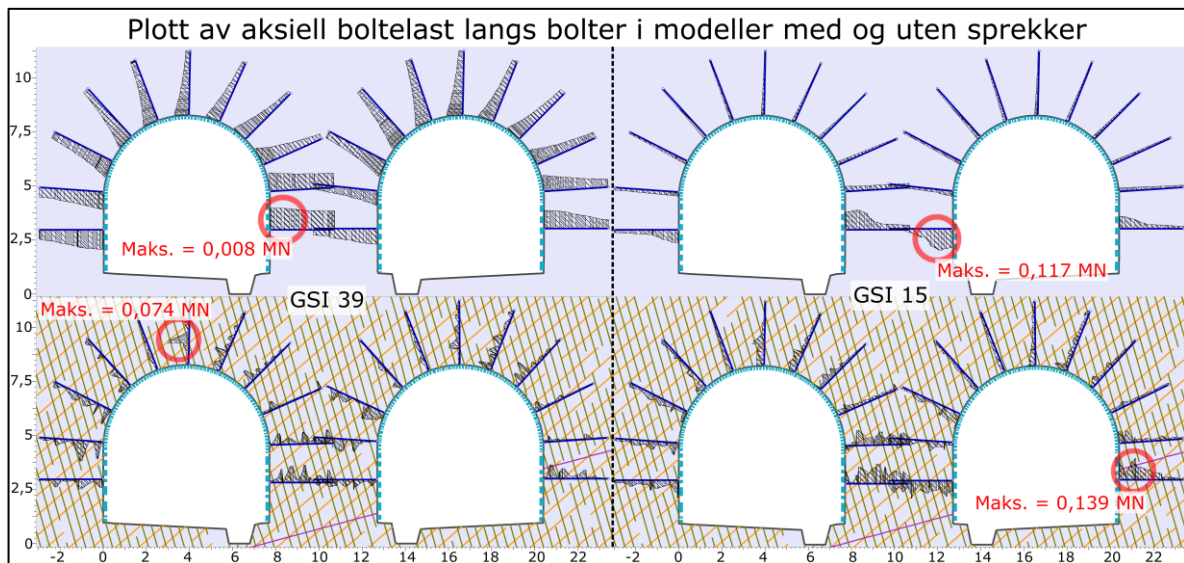


Figur 75: Fordeling av minste hovedspenning i RS2-modellen med GSI 15, uten sprekker og sikring.

Figur 74 viser at spenningsfordelingen er symmetrisk i modellene uten sprekker og mer asymmetrisk i modellene med sprekker. Det er tydelig at sprekkegeometrien har innvirkning på spenningsfordelingen. Samtidig er spenningsfordelingen sammenliknbar mellom modeller med samme GSI med og uten sprekker. Det indikerer at sprekkegeometrien og bevegelse i sprekker påvirker, men ikke styrer, spenningsfordelingen i RS2-modellene med sprekker.

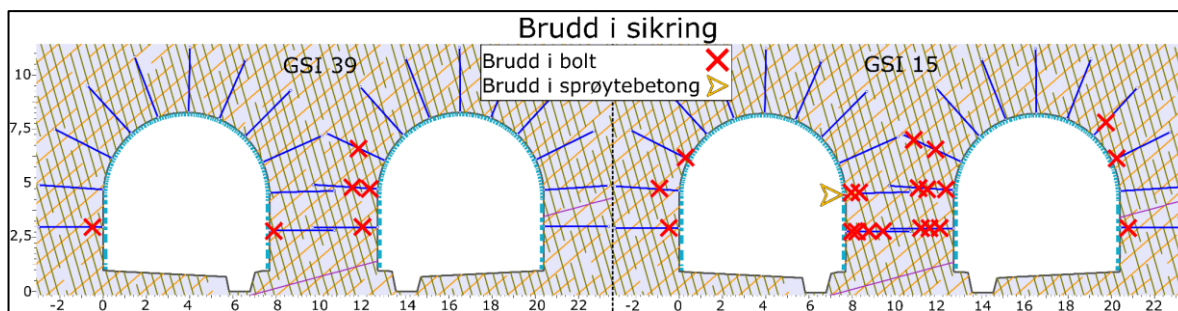
Spenningsfordelingen i RS2-modellene med sprekker likner mer på UDEC-resultatene enn spenningsfordelingen i modellene uten sprekker. Samtidig vurderes ikke spenningsfordelingene som veldig like mellom de to programmene, fordi spenningene ser ut til å være mer styrt av sprekker i UDEC-modellene enn i RS2-modellene. Nivået på de generelle spenningene samsvarer mellom de to programmene. Størrelsesorden på spenningskonsentrasjoner og avlastningsområder er mindre i RS2-modellene enn i UDEC-modellene med $K = 1$. Det er vanskelig å peke ut eksakt hvilken modell som samsvarer best med UDEC-resultatene i forhold til spenninger.

Figur 76 viser en skjematisk oversikt over aksielle boltelaster i utvalgte RS2-modeller. Her er det tydelig at fordeling av aksiallast langs boltene i modellene uten sprekker er jevnere enn i modellene med sprekker. Det indikerer at fordelingen av aksiallast påvirkes av sprekkegeometrien. Boltene er typisk tyngre belastet nærme tunnelkonturen, hvor forflytninger typisk er større, enn lenger inn i fjellet. Videre ser det ut til at boltene er tyngre belastet i ytre vegger og pilar enn i tak i alle RS2-modellene. Dette er tydeligere jo lavere GSI modellen har. Boltene i pilar ser ut til å være noe tyngre belastet enn boltene i ytre vegger. Dette samsvarer med forflytningsmønstre. I UDEC er det også boltene i pilar som tar opp mest last.



Figur 76: Skjematisk oversikt over aksiallast langs bolter i RS2-modellene med GSI 39 (til venstre) og GSI 15 (til høyre). Merk at skala langs y-aksen for aksiallast varierer fra plott til plott.

Figur 77 viser brudd i bergsikring i RS2-modellene med sprekker. Begge modellene med sprekker opplever brudd i boltene, men det er flere brudd i modellen med GSI 15 og sprekker enn i modellen med GSI 39 og sprekker. Alle bruddene er lokalisert der bolter krysser sprekker i disse modellene. Det indikerer at bruddene oppstår som følge av for stor bevegelse i sprekker, slik som i UDEC. Ved sammenlikning med figur 71 er det tydelig at lokasjon til bruddene sammenfaller med områder der sprekker i RS2-modellene har mye skjærflytning. Generelt er det betydelig flere brudd i bolter i RS2-modellene enn i UDEC-modellen med $K = 1$. Samtidig er også bevegelse i sprekker generelt beregnet mindre i RS2-modellene enn i UDEC. Flere brudd i boltene i RS2-modellene med sprekker enn i UDEC antas å være en effekt av beregningsmetoden i programmet. Av modellene uten sprekker er det kun modellen med GSI 10 som opplever brudd i bergsikringen. Brudd i bolter i denne modellen er betydelig mindre omfattende enn i modellene med sprekker, da kun de to nederste boltene i pilaren går i brudd.



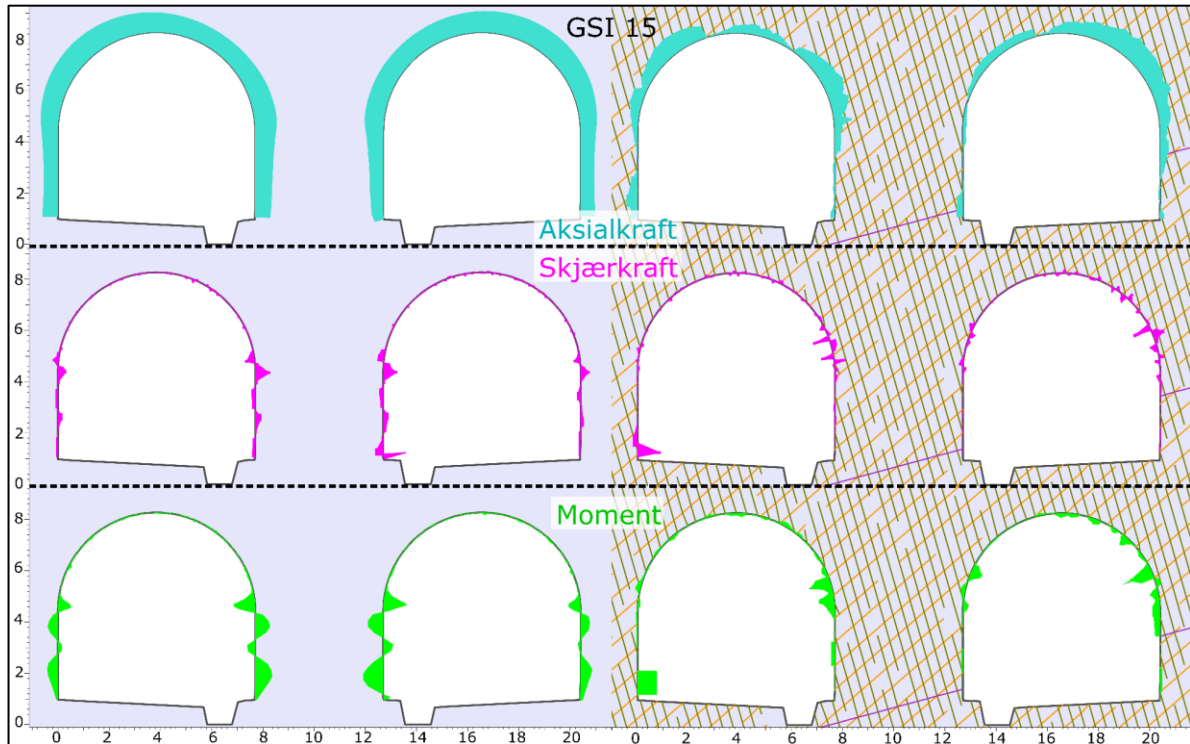
Figur 77: Skjematisk oversikt over brudd i bergsikring i RS2-modellene med GSI 39 (til venstre) og GSI 15 (til høyre).

Maksimal boltelast i modellen med GSI 39 uten sprekker er svært lav. Med tanke på hvor liten effekt sikringen har på mengden forflytning i denne modellen, gir det mening at boltene tar opp lite last. Resultatene fra denne modellen indikerer med andre ord at dette tverrsnittet ikke nødvendigvis trenger bergsikring for å være stabilt. Dette både motsier UDEC-resultatene og ansees som urealistisk. Når sprekker legges til denne modellen øker nivået på maksimal boltelast i tverrsnittet, samt at flere bolter går i brudd. Fordelingen av aksiallast langs boltene likner generelt mer på UDEC-resultatene når RS2-modellene får sprekker. Dette indikerer at det er nødvendig å modellere sprekker eksplisitt i RS2, for å kunne studere hvilken effekt ustabile blokker kan ha på stabilitet i tverrsnittet med dette programmet.

Generelt fører både avtagende GSI og eksplisitt modellering av sprekker til økte maksimale boltelaster og større sannsynlighet for brudd i bolter. Sett bort ifra at flere bolter går i brudd i RS2-modellene med sprekker, er boltene generelt mindre belastet i de fleste RS2-modellene enn i UDEC-modellen med $K = 1$. I RS2-modellen med GSI 15 og sprekker er boltelastene ganske like som i UDEC-modellen. At bolter går i brudd i RS2-modellene med sprekker indikerer at det kan være hensiktsmessig å øke boltetykkelsen for å øke boltenes kapasitet, i likhet med i UDEC. Da boltene stikker utenfor bruddsonene i figur 72 ser det ikke ut til å være aktuelt å vurdere lengre bolter i RS2-modellene.

Fordeling av aksialkrefter på sprøytebetongen i RS2-modellene med GSI 15 er vist øverst i figur 78. Her ser man at sprøytebetongen opplever aksialkrefter langs hele tunnelkonturen. Det er og så tydelig at modellen med sprekker har en mer asymmetrisk fordeling av aksialkrefter i sprøytebetongen enn modellen uten sprekker. Figur 78 viser også fordeling av skjærkrefter og moment på sprøytebetongen i RS2-modellene med GSI 15. Det kan se ut som at fordeling av skjærkrefter og moment i sprøytebetongen til en viss grad er i fase, altså at de variere mer eller mindre synkront, i modeller både med og uten sprekker. I modellen uten sprekker ser det ut til at sprøytebetongen kun opplever skjærkrefter og moment i vegger. Modellen med sprekker har en mer asymmetrisk fordeling av skjærkrefter og moment i sprøytebetongen. Her ser det ut til at særlig østre

vederlag i begge tunneløp belastes. Denne asymmetrien kan til en viss grad korreleres med asymmetrien til fordelingen av aksialkrefter. Det antas at de asymmetriske lastfordelingene henger sammen med de asymmetriske forflytningsmønstrene i modellene med sprekker.



Figur 78: Fordeling av aksial-, skjærkrefter og moment på sprøytebetong i RS2-modellene med GSI 15 med og uten sprekker. Merk at skala langs y-aksen, som her står normalt på tunnelkonturen, varierer fra plott til plott.

Tabell 24: Oversikt over numeriske resultater for aksial-, skjærkraft og moment på sprøytebetong i utvalgte RS2-modeller og i UDEC-modellen med $K = 1$.

Parameter	Enhet	GSI 39	GSI 15	GSI 39	GSI 15	UDEC
		Uten sprekker		Med sprekker		
Maks. aksialkraft sprøytebetong	MN	0,261	0,618	0,297	0,382	0,5447
Maks. skjærkraft sprøytebetong	MN	0,002	0,028	0,029	0,038	0,0489
Min. skjærkraft sprøytebetong	MN	-0,004	-0,042	-0,04	-0,075	-0,05364
Maks. moment sprøytebetong	MNm	0,0006201	0,005	0,0006269	0,002	0,006986
Min. moment sprøytebetong	MNm	-0,0001596	-0,005	-0,003	-0,009	-0,006864

Tabell 24 viser at maksimum aksialkraft på sprøytebetongen øker ved avtagende GSI i RS2-modeller både med og uten sprekker. Fordeling av aksialkrefter på sprøytebetongen ser derimot svært lik ut fra modell til modell. Avtagende GSI medfører også økt skjærkraft og moment i sprøytebetongen, med hensyn til absoluttverdier. Økende belastning mht. skjærkrefter og moment kan til en viss grad observeres visuelt fra modell til modell ved

avtagende GSI, i modeller både med og uten sprekker. Generelt sett øker også belastningen på sprøytebetongen når sprekker modelleres. Ettersom både avtagende GSI og sprekkemodellering fører til økte forflytninger i RS2-modellene, er det ikke overraskende at dette også medfører økte laster i sikring.

Belastning fra skjærkrefter og moment er fordelt mer jevnt utover tunnelkonturen i UDEC-modellen med $K = 1$ enn i RS2-modellene. Fordeling av aksial-, skjærkrefter og moment i sprøytebetongen i RS2-modellene likner mer på UDEC-resultatene i modellene med sprekker enn uten sprekker. Nivået på aksial-, skjærkrefter og moment i sprøytebetongen i UDEC likner mest på RS2-resultatene i RS2-modellen med GSI 15 uten sprekker. Belastningen på sprøytebetongen er generelt litt lavere i denne RS2-modellen enn i UDEC-modellen med $K = 1$.

Figur 77 viser at modellen med GSI 15 og sprekker opplever brudd i sprøytebetongen i vederlag ved pilar i vestre tunnellopp. Modellen med GSI 10 uten sprekker opplever også brudd i sprøytebetong. I denne modellen er bruddet lokalisert i vederlag ved pilar i østre tunnellopp, i likhet med UDEC-resultatene. Dette indikerer at vederlag ved pilar generelt er utsatt for brudd i sprøytebetong. Dermed er det aktuelt å vurdere å styrke sprøytebetongen ved å f.eks. øke tykkelsen i dette området. Modellen med GSI 15 med sprekker og modellen med GSI 10 uten sprekker er de eneste modellene som opplever brudd i sprøytebetong i parameterstudiet i RS2. I begge modellene samsvarer lokasjon til brudd i sprøytebetongen med punkter med høy skjærkraft og moment. Det er generelt færre brudd i sprøytebetong i RS2- enn i UDEC-modellen med $K = 1$.

5.5 Diskusjon av numerisk modellering

Modelleringsresultatene som er presentert i denne oppgaven må ikke tolkes som en fasit på hvordan bergmassen kommer til å oppføre seg under tunneldriving. I begge programmer er det gjort forenklinger og antagelser under modelleringen som kan ha hatt signifikante utslag på resultatene. I UDEC er f.eks. ikke sprekke tegnet med hverken realistisk sprekkeavstand eller realistisk sprekkelengde, mht. det som er observert i felt. Sprekker faller egentlig i større og mindre grad inn eller ut av tverrsnittet og flere egenskaper er helt eller delvis utledet fra antagelser og/eller empiriske metoder. Å behandle bergmassen som et kontinuerlig medium i RS2 er en forenkling. Bruk av GSI forutsetter at bergmassen kan ansees som homogen og isotrop. Ettersom knollekalk består av vekslende lag av leirskifer og kalkknoller kvalifiserer egentlig ikke denne bergarten som hverken homogen eller isotrop. Altså er det flere feilkilder i modellene i begge programmer.

Det har ikke vært anledning til å kalibrere modellene, hverken på bakgrunn av data fra prosjekter i nærheten eller vha. data fra Fornebubanen. Derfor er det usikkert hvilken modell som har de mest realistiske numeriske resultatene og modelleringsresultatene er i

beste fall veiledende eller indikative. Det er mindre sannsynlig at resultatene i UDEC-modellene med sprekkefyll representerer virkeligheten da disse modellene representerer et "worst case"-scenario som vurderes som forholdsvis urealistisk. Input i disse modellene er til dels også mer usikre ettersom metodene som er brukt for å bestemme enkelte egenskaper ble upålitelige for disse modellene. Det har likevel vært interessant å observere hvordan sprekkeegenskaper kan påvirke resultatene i disse modellene.

En sentral observasjon fra den numeriske modelleringen i denne oppgaven er at modelleringsresultatene i de to programmene som er brukt er ulike. Dette er ikke urimelig når programmene er så forskjellige i måten de behandler bergmaterialet og beregner resultatene på. Det er likevel sentralt å vurdere hvor egnet de ulike programmene er til å fremstille troverdige og fornuftige resultater for dette og liknende problemer.

Forfatteren erfarer at RS2 er et mye brukt modelleringsprogram innenfor ingeniørgeologien. Dette antas å henge mye sammen med at dette programmet er brukervennlig, effektivt og raskt å modellere i. All modellering skjer vha. knapper, menyer og dialogbokser. Nye brukere av RS2 kan enkelt sette seg inn i programmet ved å gå gjennom enkle veiledere og det tar ikke lang tid før man klarer å modellere på egenhånd i programmet. Her er UDEC veldig annerledes. Så vidt forfatteren erfarer er nye brukere nødt til å lese manualen for å lære seg programmet, hvilket tar en del tid. Generelt vurderes ikke UDEC som et veldig effektivt eller brukervennlig program. UDEC kan styres vha. knapper, menyer og dialogbokser men forfatteren erfarer at det er nødvendig å forstå kodespråket til UDEC for å kunne bruke programmet som man ønsker. Å bygge en realistisk modell i UDEC er tidkrevende, mye på grunn av den dårlige brukervennligheten. Beregningstid er også lenger i UDEC. Terskelen for å modellere i UDEC er med andre ord større enn terskelen for å ta i bruk RS2. Det kan imidlertid være at brukervennligheten har blitt bedre i senere versjoner av UDEC, men det har ikke forfatteren mulighet til å si noe om. Samtidig oppleves beregningsmetoden i UDEC, med iterasjon gjennom tid, som mer logisk enn beregningsmetoden i RS2. Forfatteren har dog ikke mulighet til å kommentere hvorvidt slik iterasjon kan ha fordelaktig effekt på resultatene eller ei.

Hverken UDEC eller RS2 vet hvordan de underjordiske konstruksjonene fortsetter inn og ut av plan. De kan ikke ta høyde for forstyrrelser fra strukturer som ikke vises i tverrsnittet. Tverrsnittet som modelleres er lokalisert rett ved Flytårnet stasjon. Hvis man beveger seg inn i planet befinner man seg etterhvert i stasjonshallen til Flytårnet stasjon. Ut av plan samles tunnelene til ett dobbeltsporet tunnellopp. Slike nærliggende forandringer i tverrsnittgeometrien kan ha innvirkning på oppførselen til bergmassen i tverrsnittet, som ikke kommer frem i modelleringsresultatene. Hvor stort utslag dette kan ha er vanskelig å si sikkert. For å studere dette nærmere kan det være aktuelt å vurdere 3D-modellering.

Under modellering i UDEC ble det erfart at sprekkesettgenererende funksjoner i UDEC ga sprekkegeometrier som ikke så særlig naturlige ut. Det er årsaken til at alle sprekke i UDEC er tegnet manuelt. Det er lagt ned mye arbeid i å få en sprekkegeometri som ser naturlig ut i UDEC, med varierende fall, sprekkelengde og sprekkeavstand i sprekkesettene. Sprekkeene er tegnet med formål om å simulere mulige problemer. Med tettere oppsprekking er det mulig forflytningene hadde blitt beregnet større i UDEC-modellene. Fordi RS2 begrenser hva som tillates av bevegelse knyttet til modellerte sprekker ble det ikke vurdert som viktig å bruke mye energi på å tegne en naturlig sprekkegeometri i det programmet. Begrenset bevegelse ved sprekker antas å være en større svakhet enn mindre naturlig oppsprekking i RS2. Det kan imidlertid være at denne antagelsen ikke er korrekt. Det er viktig å påpeke at sprekkegeometrien neppe ser ut akkurat som den er tegnet i hverken UDEC- eller i RS2-modeller. Måten ulike sprekker kutter tunnelene på trenger derfor ikke være representativt. Det er dermed lite hensiktsmessig å advare om stabiliteten til spesifikke enkeltblokker i tverrsnittet. Oppsprekkingen kan i realiteten være mer eller mindre fordelaktig enn den er tegnet i begge programmene.

Utover at programmene det modelleres med i denne oppgaven behandler bergmassen som kontinuerlig og diskontinuerlig er det også brukt ulike materialmodeller for å beskrive bergmassens oppførsel i de to programmene. Hovedargumentet for dette er at det er fokusert på å bygge modeller som utnytter sentrale funksjoner i programmene. I UDEC ble dette vurdert som modeller der oppmerksomhet er konsentrert om sprekkeegenskaper, og det ble valgt en enkel, elastisk materialmodell for berget. På samme måte ble det vurdert som nødvendig å definere en materialmodell som er godt egnet til å beskrive bergmassen som et homogenisert, kontinuerlig medium i RS2. Da falt valget på det mye brukte, generaliserte Hoek-Brown-bruddkriteriet. For best mulig sammenlikningsgrunnlag kan det f.eks. argumenteres for at Hoek-Brown-bruddkriteriet burde vært definert for bergmassen i UDEC-modellene også. Dette ble imidlertid ikke vurdert som nødvendig for å kunne gjøre en god sammenlikning av programmene.

Videre er bergmassen modellert som plastisk i alle RS2-modeller. Som forklart tidligere i oppgaven modelleres sprekker indirekte gjennom GSI og for at disse skal kunne gå i brudd i modelleringen må materialet defineres som plastisk. Dette ble valgt primært mht. modellering uten sprekker og disse materialinnstillingene ble beholdt ved sprekkemodellering i RS2. Berget mellom sprekkeene i UDEC er modellert som elastisk fordi det antas at blokkstabilitet vil være den primære utfordringen i tverrsnittet. Det kan argumenteres for at bergmassen burde være elastisk i RS2-modellene med sprekker for å få best mulig sammenlikningsgrunnlag på tvers av programmene. Samtidig er det ryddig

å ikke endre for mange parametere av gangen i forbindelse med sammenlikning internt mellom ulike RS2-modeller.

Resultatene internt i de to parameterstudiene i denne oppgaven er i stor grad logiske. Trenden er at destabiliserende justeringer i modellene synes i modelleringsresultatene. Redusert innspenning og sprekkefyll gir f.eks. økte forflytninger i UDEC og forflytningenes orientering samsvarer med orientering til største hovedspenning i de ulike UDEC-modellene. Sprekkefyll medfører også økte spenninger og mer last og brudd i sikring som følge av mer blokkbevegelse. Lastfordeling i bolter og brudd i bergsikring er logisk i forhold til forflytningsmønstre i UDEC. Spenningsnivå er generelt fornuftig mht. spenningsfeltene som er satt i de numeriske modellene. I RS2 øker forflytninger, bruddutvikling og last og brudd i bergsikring med avtagende GSI og med sprekkemodellering, mens spenninger avtar. I modeller uten sprekker har resultater symmetriske mønstre, mens resultater fra modeller med sprekker har mer asymmetriske mønstre. Følgelig likner generelt mønstrene i RS2-modellene med sprekker mest på mønstrene til UDEC-resultatene. Bergsikring har stabiliserende effekt i begge modelleringsprogrammer. Tabell 25 oppsummerer hvordan ulike resultater påvirkes av ulike justeringer i de to modelleringsprogrammene.

Tabell 25: Forenklet oppsummerende oversikt som viser hvordan ulike resultater (første kolonne) kvantitativt påvirkes av ulike justeringer i de ulike programmene. + betyr økning, - betyr reduksjon.

	UDEC			RS2		
	Avtagende sidespenning	Legger til sprekkefyll	Legger til sikring	Avtagende GSI	Legger til sprekker	Legger til sikring
Forflytning i bergmassen	+	+	-	+	+	-
Forflytning i sprekker	+/-	+	-	+	N/A	-
Spenninger (absolutt)	-	+	-	-	-	-
Last i bolter	+	+	N/A	+	+	N/A
Brudd i bolter	+	+	N/A	+	+	N/A
Last i sprøytebetong	-	+	N/A	+	+	N/A
Brudd i sprøytebetong	-	+	N/A	+	+	N/A
Bruddutvikling	N/A	N/A	N/A	+	+/-	-

At bergsikring går i brudd i de numeriske modellene kan indikere at bergsikringen er for svak for bergmassen. Veiledende Q-verdi for bergsikringen er nær nedre grense til sikringsklassen det er sikret etter. Da det er noe usikkerhet i denne Q-verdien kan dette tyde på at bergmassen kanskje burde vært sikret med en sikringsklasse tyngre sikring. Dette gjelder spesielt UDEC-modellen med sprekkefyll og RS2-modellen med GSI 15 og sprekker som opplever mye brudd i bolter. Bergmassen disse modellene representerer vil sannsynligvis klassifiseres dårligere enn 1 med Q-systemet pga. ugunstige sprekkeegenskaper og tett oppsprekking. Da anbefaler Statens vegvesen (2020) minimum

tettere bolting og tykkere sprøytebetong, avhengig av hvor dårlig bergmassen klassifiseres. Samtidig kan det også være at tykkere bolter og lokalt tykkere sprøytebetong kan være nok til å forebygge brudd i sikring, som nevnt i forbindelse med presentasjon av modelleringsresultater. Dette er imidlertid ikke testet i de numeriske modellene.

I forbindelse med modellering av sprøytebetong i UDEC, blir brukeren bedt om å definere egenskaper til kontaktflaten mellom fjellkontur og sprøytebetong. UDEC beregner heftbrudd på bakgrunn av dette, som for så vidt kan ansees som en nyttig opplysning. Samtidig opplever forfatteren at det er mye synsing knyttet til kontaktflateegenskapene som mates til UDEC. Det gjør disse resultatene usikre. Pga. knollekalkens natur, med forholdsvis glatt leirskifer, er det imidlertid ikke urimelig å forvente noen heftproblemer, slik UDEC-modellene antyder. Hvor omfattende disse problemene blir er derimot vanskelig å bedømme, gitt usikkerheten til input. RS2 regner ikke på heft mellom sprøytebetong og fjellkontur. Hvorvidt dette nødvendigvis er en ulempe kan diskuteres, ettersom det er grunnlag for å kalle heftresultatene i UDEC for falsk trygghet.

En viktig erfaring fra den numeriske modelleringen er at feltresultatene gir forskjellige modelleringsresultater i de to modelleringsprogrammene UDEC og RS2. Generelt er det påpekt at forflytningsresultatene fra UDEC-modelleringen vurderes som fornuftige, mens forflytningsresultatene fra RS2-modellene med GSI 39 uten sprekker vurderes som usannsynlig lave. Det legges mye vekt på sammenlikning av forflytning fordi dette ansees som en svært viktig indikator på stabilitet. Parameterstudiet i RS2 ble bestemt ut ifra nysgjerrighet knyttet til hva som må til for at resultatene i de to programmene skal likne. UDEC-resultatene ble dermed et naturlig referansepunkt.

RS2-resultatene er nesten ikke sammenliknbare med UDEC-resultatene når materialet modelleres med GSI 39 uten sprekker. Både mønstrene og størrelsesorden til de ulike resultatene avviker. I RS2-modellen med GSI 39 og sprekker likner resultatene mer på UDEC-resultatene, men nivået på de fleste resultatene i denne modellen er fortsatt betydelig lavere enn UDEC-resultatene. Nghia Trinh har uttrykt at eksplisitt modellering av sprekker samtidig som bergmassen modelleres med lav GSI i RS2 gir en dobbel svekkelse av bergmassen (pers.kom., Trinh, 2020b). Ettersom nivået på resultatene i modellen med GSI 39 og sprekker er betydelig lavere enn UDEC-resultatene, vurderes ikke dette som et vesentlig poeng i denne sammenhengen. Det er logisk å forvente at høyere GSI vil gi resultater som avviker mer fra UDEC-resultatene, når mange av resultatene i modellen med GSI 15 og sprekker ble mer like UDEC-resultatene. En kjapp modellering med GSI 100 og sprekker i RS2 bekrefter dette. Det er derfor valgt å ikke ta hensyn til Trinh's poeng i RS2-modelleringen i denne oppgaven. Dersom forflytningsresultater hadde blitt veldig høye med sprekkemodellering i RS2, ville det blitt vurdert som viktigere å ta hensyn til

dette poenget i dette tilfellet. I andre tilfeller kan resultatene indikere noe annet og det er derfor viktig å vurdere dette poenget i hvert enkelt tilfelle.

Mange av RS2-resultatene blir, som nevnt, mer like UDEC-resultatene i modellene med GSI 15. Et visuelt eksempel på bergmasse som kan klassifiseres som GSI 15 er gitt i nedre høyre hjørne av figur 79. Slik bergmasse beskrives som svært oppsprukket og svært forvitret, med glidespeil og sprekkefyll på sprekkeplan, ifølge GSI-skjemaet i figur 7. Dette er ikke en beskrivelse som passer bergmassen som ble observert i felt. Ved sammenlikning av bildene i figur 79 er det tydelig at bergmassen i prosjektområdet generelt er av betydelig bedre kvalitet enn GSI 15. Lokalt kan bergmassen likne på bildet nederst til venstre i figur 79, men bergmassen klassifiseres typisk som bedre enn dette også.



Figur 79: Eksempel på bergmassekvalitet fra eget feltarbeid sammen med eksempler på dårligere bergmasse fra Hoek og Brown (2019). Penn (med rød ring rundt) for skala i bildet øverst og mennesker for skala i bildene nederst.

Lite bruddutvikling i modellene med GSI 39 i figur 72 indikerer at bergmassen i disse modellene oppfører seg ganske likt som berget mellom sprekkene i UDEC-modellene, som modelleres som elastisk materiale. Dette støtter oppunder antagelsen om at blokkstabilitet er den primære stabilitetsutfordringen i tverrsnittet. I RS2-modellen med GSI 39 og sprekker ser det ut til at forflytning i bergmassen primært forårsakes av forflytning i sprekker og ikke brudd i bergmassen. Den omfattende bruddutviklingen i modellene med GSI 15 indikerer derimot at forflytninger i disse modellene får et signifikant bidrag av at indirekte sprekker i bergmassen gir etter. Bergmassen i disse modellene oppfører seg med andre ord veldig annerledes enn i UDEC-modellene, hvor all forflytning er forårsaket av forflytning av modellerte blokker.

Generelt er det påpekt at RS2-modellene med sprekker likner mer på UDEC-resultatene, i alle fall mht. mønstre til mange av resultatene. Det ser ut til å være nødvendig å modellere sprekker i UDEC for å kunne studere effekter av blokkstabilitet. I RS2-modellen med GSI 15 med sprekker og sikring er forflytninger større enn i tilsvarende UDEC-modell. Denne RS2-modellen har også veldig mange flere brudd i bolter enn UDEC-modellen med $K = 1$ og omfattende bruddutvikling i bergmassen mellom sprekkene. Selv om resultatene i denne modellen ellers likner på UDEC-resultatene, taler dette for at egenskapene i denne modellen er redusert i overkant mye. Denne påstanden støttes av figur 79 med tilhørende diskusjon. Dermed kan det argumenteres for at modellen med GSI 39 og sprekker er den mest realistiske RS2-modellen i denne oppgaven, mht. å studere det aktuelle tverrsnittet. Input i denne modellen tar hensyn til faktisk kartlagte egenskaper og resultatene kan regnes som akseptable, særlig mtp. mønstre til resultatene.

Som nevnt kvalifiserer ikke knollekalk egentlig som hverken isotrop eller homogen. Dvs. at forutsetningene for at bergmassen kan representeres med GSI ikke oppfylles, hvilket vil si at Hoek-Brown-bruddkriteriet ikke nødvendigvis egner seg til å beskrive bergmassens oppførsel. Dette kan være med på å forklare hvorfor forflytningene blir så urealistisk lave i RS2-modellene med GSI 39 uten sprekker. Ved å legge til sprekker i RS2-modellen med GSI 39 kan det argumenteres for at man til en viss grad overkommer dette problemet. Sprekker er strukturelementer som forstyrrer bergmassen som ellers anses som homogen og isotrop i RS2-modellene. Med eksplisitte sprekker i RS2 kan brukeren altså til en viss grad indirekte påvirke hvordan bergmassen deformeres. Selv med sprekkemodellering i RS2, og like sprekkeegenskaper som i UDEC, blir ikke forflytningene i bergmassen veldig høye med GSI 39. Det kan indikere at kravet om kontinuitet i RS2 setter store hindringer for forflytning i RS2-modellene. Dette kan være med på å forklare hvorfor den doble svekkelsen, med modellering med både lav GSI og eksplisitte sprekker, ikke vurderes å gi urovekkende utslag på forflytningsresultatene. At forflytning i sprekker øker når GSI avtar

kan tyde på at GSI i stor grad kontrollerer nivået på forflytninger i RS2. Dette er uheldig når bergmassen er dårlig egnet til å bli beskrevet med GSI.

I RS2 kan man velge mellom en rekke ulike bruddkriterier. Forfatteren har imidlertid kun kjennskap til bruddkriteriene Hoek-Brown, Mohr-Coulomb og Barton-Bandis, som er de vanligste bruddkriteriene innenfor ingeniørgeologien (Hoek, 2007). Det er mulig andre bruddkriterier kan være bedre egnet til å beskrive oppførselen til bergmassen i tverrsnittet og dermed kan gi mer realistiske RS2-resultater for dette problemet. Dette har imidlertid ikke forfatteren nok kunnskap om til å vurdere nærmere. En ulempe med å teste ut bruddkriterier brukeren ikke har noe særlig erfaring med er at brukeren kan ha vanskeligere for å vurdere kvalitet og representativitet til input. Det er også usikkert om all nødvendig data som trengs for å utlede input til andre bruddkriterier er samlet inn i forbindelse med oppgavens feltarbeid. I denne oppgaven demonstreres et tilfelle som understreker at man ikke bør stole blindt på de numeriske modellene man lager. Valg av modelleringsprogram og -metode, bruddkriterium, materialegenskaper og modelloppsett m.m. kan ha betydning for troverdigheten og representativiteten til modelleringsresultatene.

I forbindelse med den numeriske modelleringen er det ønskelig å kunne si noe overordnet om stabiliteten og forhold man bør være observant på i det modellerte tverrsnittet. Dette er imidlertid ikke så lett når modelleringsresultatene varierer fra modell til modell i parameterstudiene og mellom programmer. Generelt anbefales det å være observant på at pilaren og vederlag ved pilar i begge tunnellop ser ut til å være blant de mer ustabile områdene i tverrsnittet. Blokknedfall og forflytninger i tak kan også være en utfordring, særlig ved lave horisontalspenninger. Det kan se ut som det generelt er hensiktsmessig å velge en boltetykkelse som er tykkere enn 20 mm. I noen tilfeller kan det være fordelaktig å sikre enkeltblokker ekstra, i tillegg til systematisk bolting. Det kan også være hensiktsmessig å vurdere å øke tykkelsen på sprøytebetongen i områder som ser ut til å være mer sårbare for brudd, som vederlag i tunnelene. Ellers anbefales heftforbedrende tiltak på tunnelkonturen før sprøyting av sprøytebetong.

Som nevnt tidligere antas det at blokkstabilitet vil være den primære utfordringen i tverrsnittet pga. den lave overdekningen. Følgelig blir det naturlig å forvente at et program som klarer å simulere blokkbevegelse på en god måte vil være optimalt å bruke til å modellere tverrsnittet. Det er mye som antyder at RS2 med Hoek-Brown bruddkriteriet er mindre egnet til å simulere oppførselen til bergmassen i prosjektområdet på en realistisk måte. UDEC er godt egnet til å studere glidning langs sprekker og blokkstabilitet, pga. den diskontinuerlige modelleringsmetoden i programmet. Modelleringsresultatene i denne oppgaven indikerer at UDEC er et bedre verktøy hvis man er ute etter realistiske numeriske modelleringsresultater til problemer som omhandler blokkstabilitet i anisotrop bergmasse.

De indikerer også at RS2, med Hoek-Brown bruddkriteriet, også kan brukes til å studere slike problemer hvis man modellerer med eksplisitte sprekker, men at man må være svært kritisk til de numeriske resultatene.

6 Videre arbeid

Det er absolutt interessant å utforske andre problemstillinger knyttet til numerisk modellering av Fornebubanen. Eksempelvis kan det være av interesse å studere effekten av pilartykkelse i utvalgt tverrsnitt eller utforske andre sikringsløsninger. Det kan også være interessant å undersøke hvordan andre bruddkriterier og materialmodeller kan påvirke modelleringsresultatene eller se nærmere på effekt av ulike sprekkeegenskaper i RS2. Ingeniørgeologer i Prosjektgruppen Fornebubanen har også uttrykt interesse for modellering som viser effekt av ulike uttaksrekkefølger og -strategier.

Det kan også være av interesse å modellere helt andre tverrsnitt langs tunnelstrekningen. Modellering av områder med lav overdekning, dyprenner og stasjoner er eksempler på aktuelle problemstillinger. Særlig ved modellering av stasjonshaller kan det være fornuftig å vurdere å utforske 3D-modelleringsprogrammer, fremfor 2D, fordi disse underjordiske strukturene typisk har mer komplekse design enn tunneler. Modellering av grunnvannsstrømmer og innlekkasjer kan også være aktuelt.

Det er aktuelt å bygge videre på feltarbeidet som er utført med mer detaljert feltkartlegging f.eks. i området der det modellerte tverrsnittet befinner seg. Dette kan bidra til å redusere usikkerhet knyttet til bl.a. sprekkesett, sprekkeegenskaper og bergmassekvalitet. Dersom man ønsker å teste numerisk modellering med andre, mer ukjente bruddkriterier kan det være aktuelt å hente inn ny informasjon fra felt. Schmidthammeren som er brukt i feltarbeidet bør være ferdig kalibrert før feltarbeidet evt. videreføres. Avhengig av kalibreringsresultatene kan det være aktuelt å korrigere estimerte JCS-verdier og evt. oppdatere egenskaper i de numeriske modellene for å se hvordan de numeriske resultatene blir da. Laboratoriearbeid for å kunne estimere basis og residual friksjonsvinkel til sprekker er også av interesse da dette ikke er gjort i forbindelse med Fornebubanen. Ettersom UDEC-resultatene påvirkes av spenningsfeltet i modellene er det også aktuelt å foreslå at det utføres spenningsmålinger på utvalgte lokaliteter i prosjektområdet. Slike data vil også kunne være av interesse for andre, fremtidige tunnelprosjekter i nærområdet.

Når driving av Fornebubanen begynner hadde det vært svært interessant å måle deformasjon i tunnel ved utvalgte lokaliteter for å sammenlikne faktiske resultater med modelleringsresultatene. Slike data kan også være utgangspunkt for kalibrering av modellene i denne oppgaven.

7 Konklusjon

Feltarbeidet som er gjennomført i forbindelse med denne oppgaven har avdekket at bergmassen i prosjektområdet i stor grad er den samme som er påtruffet i forbindelse med bygging av andre prosjekter i nærområdet. Bergmassen består i stor grad av knollekalk med lokale magmatiske intrusjoner typisk bestående av diabas, rombeporfyr og syenitt. Bergmassen viser tegn til folding. Det er to hovedsprekkesett i knollekalken som kan observeres i hele feltområdet, mens gangbergarter har særegen oppsprekking. Bergmassens egenskaper er bestemt gjennom kartlegging av 17 utvalgte lokaliteter, samt laboratorieundersøkelser og til dels feltkartlegging som er utført i forbindelse med prosjekteringen av Fornebubanen. Resultatene fra egen feltkartlegging viser at egenskaper i bergmassen varierer internt i og mellom ulike bergartsgrupper og fra sprekkeseett til sprekkeseett. Bergmassekvaliteten vurderes som middels til dårlig med RMR og GSI. Grunnundersøkelser fra prosjekteringen av Fornebubanen er i stor grad overensstemmende med egne feltresultater, foruten om tilsynelatende avvik mellom kvantitativ og til dels også kvalitativ klassifisering av bergmassen. Det er funnet at foreslåtte omregningsformler mellom ulike klassifikasjonssystemer ser ut til å være upålitelige.

Numerisk modellering med programmene UDEC og RS2 er utført for et tverrsnitt sør for Flytårnet stasjon, der to enkeltsporede tunneler er adskilt med en 5 m bred pilar. Ulike parameterstudier inngår i forbindelse med modellering i de ulike programmene. I UDEC studeres effekten av spenningsfelt og sprekkedyll og i RS2 eksperimenteres det med GSI og sprekkemodellering.

Internt i de to parameterstudiene vurderes resultatene å utvikle seg logisk fra modell til modell. Destabiliserende justeringer som redusert sidespenning, sprekkedyll, redusert GSI og introduksjon av sprekker medfører f.eks. økte forflytninger, mer bruddutvikling og høyere last og flere brudd i bolter. Bergsikring har derimot stabiliserende effekt i begge modelleringsprogrammer. Generelt ser det ut til at det mest ustabile området i modellene er ved pilar. I modeller uten sprekker er mønstrene til resultatene symmetriske, mens modellerte sprekker tydelig påvirker mønstrene til de ulike resultatene og gir asymmetriske mønstre. Mht. mønstre til de ulike resultatene er RS2-modellene med sprekker mer like UDEC-modellene enn RS2-modellene uten sprekker. Ellers gir feltresultatene svært ulike resultater i UDEC og RS2 mht. størrelsesorden.

UDEC-resultatene vurderes generelt å være fornuftige i størrelsesorden og mønster. Modellene har flere feilkilder og er ikke kalibrerte så modelleringsresultatene kan ikke ansees som en fasit. Ved modellering i RS2 uten sprekker, med bergmasseegenskaper basert på feltresultatene, blir flere resultater, og særlig størrelsesorden på forflytning,

betydelig lavere enn anslått i UDEC. Med redusert GSI og vha. sprekkemodellering ble RS2-resultatene mer like UDEC-resultatene. Generelt ser det ut til at forflytning i sprekker i stor grad påvirkes av GSI og at RS2 begrenser mengde forflytning i sprekker en god del.

GSI måtte reduseres til 15 for å få RS2-resultater som begynner å likne på forflytningsresultatene i UDEC i størrelsesorden. Samtidig er det flere faktorer som taler for at bergmassen i disse RS2-modellene er en helt annen enn den som er observert i felt og modellert i UDEC. Det indikerer at RS2 med Hoek-Brown-bruddkriteriet er dårlig egnet til å simulere denne bergmassens oppførsel på en realistisk måte. Dette er logisk når bergmassen ikke er homogen og isotrop, slik bruk av Hoek-Brown bruddkriteriet forutsetter. Følgelig er det tydelig at hverken valg av modelleringsprogram, bruddkriterier eller input er likegyldig i forbindelse med numerisk modellering innenfor ingeniørgeologi.

En RS2-modell med Hoek-Brown-bruddkriterium, GSI basert på feltresultatene og eksplisitte sprekker regnes som den best egnede RS2-modellen til å studere det aktuelle tverrsnittet, av RS2-modellene i dette parameterstudiet. Størrelsesorden på resultatene kan vurderes som akseptable i en slik modell. Gitt at man er kritisk til modelleringsresultatene kan en slik modell i mange tilfeller være god nok. Samtidig vurderes UDEC som et bedre egnet program for å modellere bergmassen i tverrsnittet, mht. å få fornuftige resultater. Dette er primært pga. den diskontinuerlige modelleringsmetoden i dette programmet som gir blokker større bevegelsesfrihet enn i RS2. Den dårligere brukervennligheten til UDEC gjør imidlertid terskelen for å ta i bruk UDEC større.

8 Referanser

- Allmendinger, R. og Cardozo, N. (2019) *Stereonet 10*. Tilgjengelig fra: <http://www.geo.cornell.edu/geology/faculty/RWA/programs/stereonet.html> (Hentet: 27.08.2019).
- Arntsen, Ø. (1997) Krevende sprengningsarbeider i Oslo sentrum: fra utvidelsen av Nationateatret stasjon, i Alten, T., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 20.-21. november 1997*. Oslo: GCS AS, s. 8.01-08.11.
- Asting, G. (1980) Erfaringer med tetting av avløpstunneler i Oslo-området, i Heltzen, A. M., Garshol, K. og Mowinckel-Amundsen, A. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 6-7. november 1980*. Oslo/Trondheim: Tapir, s. 11.01-11.12.
- Barton, N. og Choubey, V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mechanics*, 10(1-2), s. 1-54.
- Barton, N. og Bandis, S. (1982) Effects of block size on the shear behavior of jointed rock i *The 23rd U.S Symposium on Rock Mechanics, Berkeley, California, 25.-27. august 1982*. American Rock Mechanics Association, s. 739-760.
- Barton, N., Bandis, S. og Bakhtar, K. (1985) Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 22(3), s. 121-140. doi: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(85\)93227-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(85)93227-9).
- Barton, N. og Løset, F. (1986) 85614-9 *Fjellinjen, beskrivelse av bergartene på Bygdøy og i byggegropen ved Aker Brygge og Munkedamsveien*. Oslo: NGI.
- Barton, N. og Bandis, S. (1990) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, i Barton, N. og Stephansson, O. (red.) *Rock Joints*. Rotterdam: Balkema, s. 603-610.
- Berge, K. O. (1987) E18 gjennom Oslo - "Fjellinjen", i Asting, G., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 19.-20. november 1987*. Oslo: Tapir, s. 25.01-25.04.
- Berge, K. O. (1988) E18 gjennom Oslo - "Fjellinjen". Gjennomføring. Nye tunneler i Osloområdet, i Berg, K. R., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 24.-25. november 1988*. Oslo: Tapir, s. 2.01-02.13.
- Berge, K. O. (1989) Erfaringer fra E18 gjennom Oslo - Fjellinjen, i Nielsen, K., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 23.-24. november 1989*. Oslo: Tapir, s. 16.01-16.15.
- Berge, K. O. og Fromreide, O. (1989) E18 Fjellinjen - Kryssing av dyprenne under Rådhusplassen med og uten frysing, i Nielsen, K., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 23.-24. november 1989*. Oslo: Tapir, s. 17.01-17.12.
- Berge, K. O. (1990) RV 160 Granfosslinjen - prosjekt og erfaringer, i Nielsen, K., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 22.-23. november 1990*. Oslo: Tapir, s. 20.01-20.07.
- Bieniawski, Z. T. (1989) Geomechanics Classification (Rock Mass Rating System) *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: John Wiley & Sons, s. 51-72.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Uno, H., Tasaka, Y. og Minami, M. (2004) Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 41, s. 3-19.

- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y. og Minami, M. (2007) Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 44, s. 247-265.
- Carstens, H. (2011) Oslofeltet på langs, *GEO* 14(5). Tilgjengelig fra: <https://www.geo365.no/undervisning/oslofeltet-pa-langs/> (Hentet: 16.09.2019).
- Chryssanthakis, P. og Backer, L. (1995) *951017-2 Utvidelse av Nasjonalteateret stasjon, Numerisk modellering av stasjonshall ved bruk av UDEC-BB*. Oslo: NGI.
- Chryssanthakis, P. (1997) *Adaptation of Norwegian underground technology to international projects - The derivation of rock mechanical parameters for numerical modelling* Oslo: NGI.
- Deere, D. U. og Miller, R. P. (1966) *Engineering classification and index properties for intact rock*. Urbana, Illinois: University of Illinois, Department of Civil Engineering.
- Esri (2011) *Lysegrått lerret [basemap] "World Light Grey Canvas"*. Tilgjengelig fra: <http://www.arcgis.com/home/item.html?id=ed712cb1db3e4bae9e85329040fb9a49> (Hentet: 26.09.2019).
- Førde, M. J. (2019) *Sprekkekartlegging.xlsx*. Tilgjengelig fra: <http://projects.cowiportal.com/ps/A103106/Documents/Forms/All%20Documents.aspx> (Hentet: 25.11.2019).
- Førde, M. J., Brubakk, E. S., Lawton, M., Vilhelmshaugen, L. og Hval, O. (2019a) *PF-U-070-RA-0020 Ingeniørgeologisk feltkartlegging*. Oslo: Oslo Kommune - Fornebubanen.
- Førde, M. J., Thoresen, S. K., Krogh, J. og Lawton, M. (2019b) *PF-U-660-RB-0002 Fagrapport - Ingeniørgeologi og hydrogeologi, Skøyen til Fornebu Base*. Oslo: Oslo Kommune - Fornebubanen.
- Garshol, K. og Blindheim, O. T. (1989) Fjellinjen, bergmekaniske vurderinger for kryssing av dyprenna., i Nielsen, K., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 23.-24. november 1989*. Oslo: Tapir, s. 34.01-34.30.
- Geoteknisk kontor (1983) *R-1065-25 Kloakktunnel Lysaker-Majorstua*. Oslo: Geoteknisk kontor Oslo kommune.
- Goodman, R. E. (1970) The Deformability of Joints, *Determination of the In Situ Modulus of Deformation of Rock*, ASTM Special Technical Publication 477, s. 174-196.
- Hagen, S. A. (2018a) *18086BM Prøvsingsrapport*. Trondheim: SINTEF Byggforsk.
- Hagen, S. A. (2018b) *18113BM Prøvsingsrapport*. Trondheim: SINTEF Byggforsk.
- Hammet, R. D. og Hoek, E. (1981) Design of large underground caverns for hydroelectric projects, with reference to structurally controlled failure mechanisms, i *Proc. American Soc. Civil Engrs. Int. Conf. on Recent Developments in Geotechnical Engineering for Hydro Projects, New York, 12. mai 1981*. New York: ASCE, s. 192-206.
- Hansen, A. M. (1975) Fullprofilboring av tunnel Franzebråten-Majorstua, i Broch, E., Heltzen, A. M. og Valstad, T. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 13.-14. november 1975*. Oslo/Trondheim: Tapir, s. 3.01-03.13.
- Helseth, L. E. (2018) bulkmodul *Store norske leksikon*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/bulkmodul> (Hentet: 25.02.2020).
- Hoek, E., Kaiser, P. K. og Bawden, W. F. (1995) *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.
- Hoek, E. og Marinos, P. (2000) Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, *Tunnels and Tunnelling International*, 32(11), s. 45-51.

- Hoek, E., Carranza-Torres, C. og Corkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition, i *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symp., Toronto, Canada, 7-10. juli 2002.* s. 267-273.
- Hoek, E. og Diederichs, M. S. (2006) Empirical estimation of rock mass modulus, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), s. 203-215. doi: <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>.
- Hoek, E. (2007) *Practical Rock Engineering*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/learning/hoek-corner/course-notes-books> (Hentet: 29.11.2019).
- Hoek, E. og Brown, E. T. (2019) The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 edition, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), s. 445-463. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>.
- Holsbrekken, E. og Nesje, L. (2008) Tunneldrift i en moderne jungel - status nytt dobbeltspor Lysaker-Sandvika, i Kristiansen, J., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 20.-21. november 2008.* s. 17.01-17.11.
- Itasca Consulting Group Inc. (2011a) *UDEC: Universal Distinct Element Code - Theory and Background*. 3. utg. Minneapolis, Minnesota: Itasca.
- Itasca Consulting Group Inc. (2011b) *UDEC: Universal Distinct Element Code - User's Guide*. 3. utg. Minneapolis, Minnesota: Itasca.
- Itasca Consulting Group Inc. (2011c) *UDEC: Universal Distinct Element Code - Special Features - Structures/Fluid Flow/Thermal/Dynamics*. 3. utg. Minneapolis, Minnesota: Itasca.
- Itasca Consulting Group Inc. (2019) *UDEC*. Tilgjengelig fra: <https://www.itascacg.com/software/udec> (Hentet: 04.12.2019).
- Jarslett, Y. (2018) Oslotunnelen - jernbanetunnel *Store norske leksikon*. Tilgjengelig fra: https://snl.no/Oslo-tunnelen_-_jernbanetunnel (Hentet: 10.09.2019).
- Jing, L. (2003) A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(3), s. 283-353. doi: [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00013-3](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00013-3).
- Kaiser, P. K. (2016) *13th ISRM Online Lecture: Challenges in rock mass strength determination for the design of underground excavations*. Tilgjengelig fra: <https://www.isrm.net/gca/?id=1227> (Hentet: 29.11.2019).
- Kalager, A. K. (1997) Nye Nationaltheatret stasjon : Bakgrunn, konsekvenser og bymessige utfordringer for å løse jernbanens trafikkmessige flaskehals i Oslo sentrum, i Alten, T., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 20.-21. november 1997.* Oslo: GCS AS, s. 18.01-18.11.
- Kalager, A. K. (2006) Nytt dobbeltspor Lysaker - Sandvika. Prosjekt og utfordringer., i Kristiansen, J., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 23.-24. november 2006.* s. 6.01-06.10.
- Karsrud, K. (1981) Drenasje og setningsproblemer i forbindelse med fjell-tunneler i Oslo-området, i Heltzen, A. M., Nilsen, B. og Mowinckel, A. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 12-13. november 1981.* Oslo/Trondheim: Tapir, s. 33.01-33.24.
- Kartverket (2014) *Landskap [basemap] "GeocacheLandskap"*. Tilgjengelig fra: <https://www.arccgis.com/home/item.html?id=a4dc26b4dcb1465f80ab58c01e906731> (Hentet: 26.09.2019).

- Kartverket (2018) *Topografisk norgeskart gråtone 4 cache*. Tilgjengelig fra: <https://kartkatalog.geonorge.no/metadata/6e41f528-3684-4b0c-9d72-b6bf2c7b075d> (Hentet: 26.09.2019).
- Lawton, M. (2019) *Tunnelgeometri 27.08.19.xlsm*. Tilgjengelig fra: <http://projects.cowiportal.com/ps/A103106/Documents/Forms/All%20Documents.aspx> (Hentet: 15.01.2020).
- Li, C. C. (2017) Principles of rockbolting design, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9, s. 396-414.
- Li, C. C. (2018) *Rock Mechanics (kompendium)*. NTNU. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com/> (Hentet: 10.02.2020).
- Lien, R. og Løset, F. (1980) *71628-30 Oppdragsrapport - Vestfjorden avløpsselskap - VEAS: Kloakktunnel Skytterdalen Lysaker. Resultater av tunnelkartlegging 3000-5000 m*. Oslo: NGI.
- Løset, F. (1981) Ingeniørgeologiske erfaringer fra kloakktunnelen Lysaker-Slemmestad, i Heltzen, A. M., Nilsen, B. og Mowinkel, A. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 12-13. november 1981*. Oslo/Trondheim: Tapir, s. 31.01-31.11.
- Marinos, P., Marinos, V. og Hoek, E. (2007) The Geological Strength Index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties of rock masses, i Romana, M., Perucho, A. og Olalla, C. (red.) *Underground works under special conditions: Proceedings of the ISRM Workshop W1, Madrid, Spain, 6-7 July 2007*. 1. utg. London: CRC Press, s. 13-21.
- Multiconsult (2006) *USA50-6-R-02015 Fagrapport ingeniørgeologi. Tunnel Lysaker-Sandvika, byggeplan*. Oslo: Jernbaneverket.
- NGI (1983) *71628-45 Bind 4 Skytterdalen*. Oslo: NGI.
- NGI (2015) *Håndbok: Bruk av Q-systemet*. Alkopi AS. Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise/Ingeniørgeologi-og-bergteknikk/Q-systemet> (Hentet: 19.09.2019).
- NGU (2013) *BerggrunnN50WMS*. Tilgjengelig fra: <https://kartkatalog.geonorge.no/metadata/ded2bc25-e1b4-445e-ac18-755d5568d2df> (Hentet: 26.09.2019).
- NGU (2019) *Berggrunn - Nasjonal berggrunnsdatabase*. Tilgjengelig fra: http://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/ (Hentet: 25.09.2019).
- Nilsen, B. (2016) *Ingeniørgeologi-berg grunnkurskompendium*. Trondheim: Akademika.
- Norsk Betongforening (2011) *Publikasjon nr. 7 - Sprøytebetong til bergsikring*. Oslo: Norsk Betongforening.
- NSB (1980) *Oslo-tunnelen: geologisk sluttrapport*. Oslo: NSB Hovedadministrasjonen Geoteknisk kontor. Tilgjengelig fra: <https://banenor.brage.unit.no/banenor-xmlui/handle/11250/156707> (Hentet: 10.09.2019).
- Oslo kommune (2019) *Fornebubanen*. Tilgjengelig fra: <https://www.oslo.kommune.no/politikk-og-administrasjon/slik-bygger-vi-oslo/fornebubanen/> (Hentet: 30.08.2019).
- Palmer, H. S. (1918) New graphic method for determining the depth and thickness of strata and the projection of dip, *Shorter contributions to general geology*, US Geological Survey Professional Paper 120, s. 123-128.
- Prosjektgruppen Fornebubanen (2019) *U_S_TUN-BAN_FBU-MAJ_BIM.nwd*. Tilgjengelig fra: <https://docs.b360.autodesk.com/> (Hentet: 01.10.2019).
- Prosjektgruppen Fornebubanen (2020) *PF-U-602-XK-0010: Oversiktstegning. Hovedtunnel. Drenert. Enkeltspor. Typisk snitt*. Tilgjengelig fra:

- <http://projects.cowiportal.com/ps/A103106/Documents/Forms/All%20Documents.aspx> (Hentet: 13.01.2020).
- Ramberg, I. B., Bryhni, I., Nøttvedt, A. og Rangnes, K. (red.) (2013) *Landet blir til - Norges geologi*. 2. utg. Trondheim: Norsk Geologisk Forening.
- Rocscience (2019) *RS2*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/software/rs2> (Hentet: 04.12.2019).
- Rocscience (u.å.-a) *Convergence Criteria*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/pdf_files/theory/Convergence_Criteria.pdf (Hentet: 05.12.2019).
- Rocscience (u.å.-b) *Strength parameters*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_model/Strength_Parameters.htm (Hentet: 19.02.2020).
- Rohde, J. K. G. og Grøner, C. F. (1987) Tette metoder ved Fjellinjen - prinsipp og forutsetninger, i Asting, G., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 19.-20. november 1987*. Oslo: Tapir, s. 27.01-27.10.
- Skanska (2019) *Rv. 150 Fellesprosjekt Granfosstunnelen*. Tilgjengelig fra: <https://www.skanska.no/hva-vi-gjor/prosjekter/140718/Rv.-150-Fellesprosjekt-Granfosstunnelen/> (Hentet: 02.09.2019).
- Solum, S. (1988) Fjellinjen - Driftsbeskrivelser/erfaringer, i Berg, K. R., et al. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, Oslo, 24.-25. november 1988*. Oslo: Tapir, s. 3.01-03.22.
- Standard Norge (2012) NS 3576-3 Armeringsstål - Mål og egenskaper - Del 3: Kamstål B500NC. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/> (Hentet: 03.02.2020).
- Standard Norge (2018) NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/> (Hentet: 10.02.2020).
- Statens vegvesen (1993) *V 160 Granfosslinjen. Parsell: Tunneler + dagsone Mustad. Teknisk Sluttrapport. Kapittel 1-3*. Oslo: Statens vegvesen.
- Statens vegvesen (2020) *Håndbok N500 - Vegtunneler*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker> (Hentet: 10.02.2020).
- Storjordet, A. (1981) VEAS Tunnelanlegg - anleggsmessige forhold, i Heltzen, A. M., Nilsen, B. og Mowinckel, A. (red.) *Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk, Oslo, 12-13. november 1981*. Oslo/Trondheim: Tapir, s. 32.01-32.16.
- Storjordet, A., Asting, G. og Fredriksen, U. (1988) *Oslofjordprosjektet: Arbeidsgruppe for injeksjonsmetoder, rapport nr. 2*. Vestfjorden avløpselskap, Oslo vann-og avløpsverk.
- The Engineering ToolBox (2003) *Young's Modulus - Tensile and Yield Strength for common Materials*. Tilgjengelig fra: https://www.engineeringtoolbox.com/young-modulus-d_417.html (Hentet: 10.02.2020).
- Vik Ørsta (2018) *Bergsikring Produktkatalog 2018*. Tilgjengelig fra: <https://www.vikorsta.no/globalassets/vik-orsta/berg/produktkatalog---bergsikring.pdf> (Hentet: 10.02.2020).
- Wisting, T. og Askheim, S. (2019) Askerbanen *Store norske leksikon*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/Askerbanen> (Hentet: 10.09.2019).

9 Personlig kommunikasjon

Chryssanthakis, Panagiotis (2020a): Senior ingeniørgeolog og fagansvarlig for ingeniørgeologi i COWI Norge: møte 14.01.2020.

Chryssanthakis, Panagiotis (2020b): Senior ingeniørgeolog og fagansvarlig for ingeniørgeologi i COWI Norge: møte 29.01.2020.

Chryssanthakis, Panagiotis (2020c): Senior ingeniørgeolog og fagansvarlig for ingeniørgeologi i COWI Norge: møte 11.02.2020.

Chryssanthakis, Panagiotis (2020d): Senior ingeniørgeolog og fagansvarlig for ingeniørgeologi i COWI Norge: samtale på hans kontor 17.02.2020.

Chryssanthakis, Panagiotis (2020e): Senior ingeniørgeolog og fagansvarlig for ingeniørgeologi i COWI Norge: samtale på hans kontor 20.02.2020.

Førde, Marit (2020): Ingeniørgeolog i COWI: mailkorrespondanse 07.02.2020.

Heimli, Per (2019): Senior ingeniørgeolog i Multiconsult: samtale på hans kontor, 13.09.2019.

Li, Charlie (2020): Professor i bergmekanikk ved IGP, NTNU: møte 11.02.2020.

Trinh, Nghia (2020a): Seniorforsker i Sintef: mailkorrespondanse 17.02.2020

Trinh, Nghia (2020b): Seniorforsker i Sintef: mailkorrespondanse 02.03.2020

10 Vedlegg

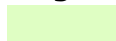
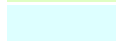
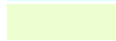

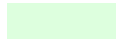
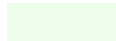
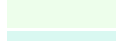
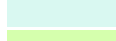
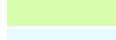
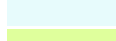











Her følger en oversikt over vedlegg:

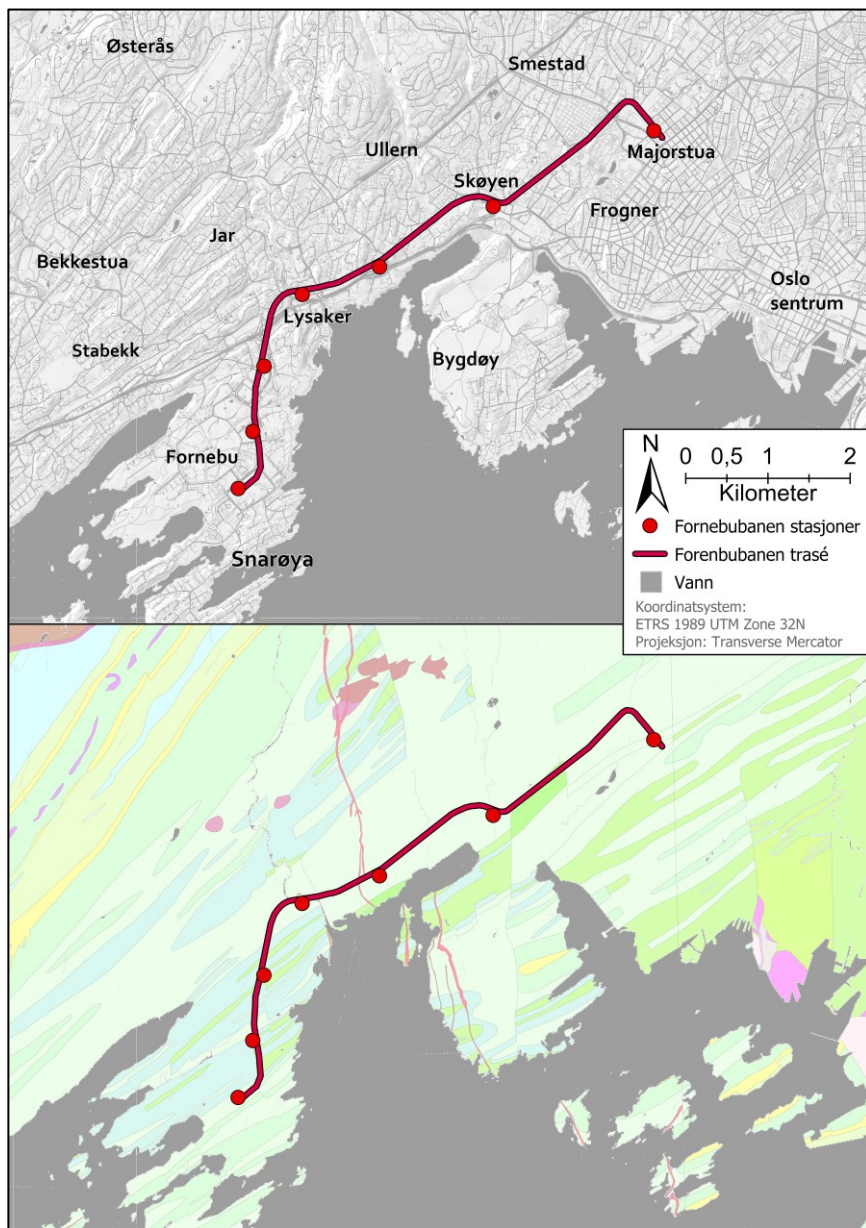
- **Vedlegg 1:** Oversiktskart og berggrunnskart over prosjektområdet.
- **Vedlegg 2:** Utdrag fra excelark som er brukt til å estimere normalstivhet i denne oppgaven.

Vedlegg 1

Dette er en figur som viser oversiktskart og berggrunnskart over prosjektområdet (NGU, 2013; Kartverket, 2018). Kartene viser samme utsnitt i samme skala. Fornebubanen er indikert i begge kart (Oslo kommune, 2019) og en forenklet tegnforklaring til berggrunnskartet (NGU, 2019) er vist. Vann har samme farge i begge kart.

Tegnforklaring for berggrunnskart

	Skifer, stedvis med tynne kalkrike soner	Etasje
	Skifer med tynne lag av kalkstein, dels knollekalk	8a-b
	Skifer med tynne lag av siltstein og kalkstein	7a-c
	Kalkrik sandstein, skifer og tynne kalksteinslag	6
	Kalkstein, skifer og knollekalk	5b
	Skifer og kalkstein i veksling, skifer med spredte kalksteinslinser, knollekalk, skifer	4c-5a
	Knollekalk	4b
	Skifer/ skifer og knollekalk	4aβ
	Skifer/ skifer og knollekalk	4aα / 4a
	Kalkstein, knollekalk og skifer	3c
	Skifer, kalkstein, alunskifer	1b-3b
	Basalt	-
	Gabbro og monzodioritt	-
	Monzodioritt	-
	Syenittporfyr	-
	Kvartssyenittporfyr	-
	Rombeporfyr	-
	Intrusivbreksje	-
	Mænaitt	-
	Granittisk til granodiorittisk gneis	-
	Tonalittisk til granittisk gneis	-



Vedlegg 2

Dette er et utdrag fra excelarket som er brukt til å estimere normalstivhet i denne oppgaven. Excelarket er mottatt av Panagiotis Chryssanthakis (pers.kom., Chryssanthakis, 2020b). Det er gjort noen små justeringer i excelarket for å forbedre leselighet men formler er ikke endret fra originalen. Blått indikerer input som bestemmes av bruker, grønt indikerer resultat, altså estimert normalstivhet.

Barton Bandis Joint Model			NORMAL CLOSURE CALCULATION						
INPUT PARAMETERS			SNORM	CYCLE 1	CYCLE 2	CYCLE 3	CYCLE 4	CYCLE 5	
JRC _o	9		LOAD	28,44	28,44	28,44	2	0	MPa
JCS _o	47,4		UNLOAD	0	0	0	0	0	MPa
SIGMAC	52,7		APERTURE	0,300	0,081	0,057	0,048	0,046	mm
			KNP	9,9E+02	1,0E+04	2,3E+04	3,1E+02	2,7E+01	MPa/mm
CALCULATED PARAMETERS									
	LOAD		KNI	11,39	18,94	23,32	26,09	26,96	MPa/mm
			VMI	-0,300	-0,067	-0,040	-0,032	-0,029	mm
			AJ	0,088	0,053	0,043	0,038	0,037	
			BJ	0,293	0,784	1,060	1,214	1,273	
	UNLOAD		KNI'	18,94	23,32	26,09	26,96	20,55	MPa/mm
			VIRR	-0,219	-0,024	-0,009	-0,002	0,025	mm
			DSM	-0,219	-0,243	-0,252	-0,254	-0,230	
			SIRR	-0,219	-0,243	-0,252	-0,254	-0,219	
			AJ'	0,053	0,043	0,038	0,037	0,049	
			BJ'	1,037	1,029	1,238	1,347	#DIV/0!	
			VMI'	-0,051	-0,042	-0,031	-0,028	0,000	
			CONSTANTS						
			CYCLE 1	CYCLE 2	CYCLE 3	CYCLE 4			
			A	-0,2960	-0,1001	-0,1031	-0,1031		
			B	-0,0056	-0,0073	-0,0074	-0,0074		
			C	2,2410	1,0082	1,1350	1,1350		
			D	-0,2450	-0,2300	-0,2510	-0,2510		
			C1	84,77	43,37	31,38	20,00		
			C2	0,02	0,01	0,01	0,01		
			JRC ^{2.5}	243					
DATA	NORMAL STRES	Lukking	delta E	E	e	delta e	COND m2	COND cm2	
CYCLE 1	0,0	0,000	0,00	300,00	300,00	0,00	-8,1249	-4,1249	
	1,4	-0,088	88,16	211,84	184,67	115,33	-8,5464	-4,5464	
	2,8	-0,136	136,28	163,72	110,31	189,69	-8,9939	-4,9939	
	4,3	-0,167	166,58	133,42	73,26	226,74	-9,3495	-5,3495	
	5,7	-0,187	187,42	112,58	52,16	247,84	-9,6445	-5,6445	
	7,1	-0,203	202,63	97,37	39,02	260,98	-9,8966	-5,8966	
	8,5	-0,214	214,21	85,79	30,29	269,71	-10,1167	-6,1167	
	10,0	-0,223	223,34	76,66	24,19	275,81	-10,3121	-6,3121	
	11,4	-0,231	230,71	69,29	19,76	280,24	-10,4876	-6,4876	
	12,8	-0,237	236,78	63,22	16,45	283,55	-10,6471	-6,6471	
	14,2	-0,242	241,88	58,12	13,90	286,10	-10,7931	-6,7931	
	15,6	-0,246	246,22	53,78	11,90	288,10	-10,9278	-6,9278	

...

