

Ola Auranaune Markussen

Evaluering og klassifisering av grunnforhold for fundamentering av komposittmaster

Masteroppgave i Tekniske Geofag

Veileder: Krishna Kanta Panthi

Medveileder: Catrine Hatlenes

Juni 2023

Ola Auranaune Markussen

Evaluering og klassifisering av grunnforhold for fundamentering av komposittmaster

Masteroppgave i Tekniske Geofag
Veileder: Krishna Kanta Panthi
Medveileder: Catrine Hatlenes
Juni 2023

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



Kunnskap for en bedre verden



Your ref.: MS/N48T71/IGP/OAMKKP

Date: 01.02.2023

**TGB4945 ENGINEERING GEOLOGY - MSc thesis
for
Eng. geo. student Ola Auranaune Markussen**

Evaluation and classification of ground conditions for founding composite mast system

Background

COMROD Utility designs and manufactures a utility mast system, a new generation transmission poles, that also has a unique foundation concept in the rock mass. The mast system comprises a composite tapered pole assembly which can be configured as a single, double, H or A type installation with cross bar powerline support. The mast system is mainly based on standard pole modules that are customized for the individual transmission line project where each transmission tower and the foundation is optimized based on height, weight, strength, and rock mass quality in the foundation. The foundation concept consists of a composite tube fitted into the ground by especially designed drill-rig. For the successful implementation of this concept there needs an assessment on the rock mass condition in the ground.

MSc thesis task

The candidate has carried out project work associated to this project and was also involved in the field visit and orientation. With this solid base and additional information that will be available from the project, the candidate will focus his MSc thesis with following main tasks.

- Theoretical review on engineering geological and rock mechanical properties for rock foundations.
- Review on the importance of engineering geological investigations for the rock foundations.
- Carry out field mapping and collect data of the selected foundation locations.
- Establish data base consisting of rock mechanical, engineering geological properties for the rock of MAST foundation.
- Evaluate bearing capacity of foundation for the Mast using both empirical and analytical methods.
- Carry out numerical modelling to evaluate the bearing capacity of foundations for the MAST.
- Categorize rocks and rock mass in different groups, compare and discuss.
- Conclude the work.

Relevant computer software packages

Candidate shall use relevant computer software programs

Background information for the study

- Relevant information such as reports, maps, information, and data collected by the candidate from the project.
- The information and data generated by the candidate through his project work.
- Scientific papers, reports and books related to mechanical properties of the rocks and rock mass.
- Literatures in rock engineering, rock mass quality and rock support principles.

Cooperating partner

Multiconsult AS and COMROD AS are cooperating partners for this project work. Section leader for engineering geology Ms. Catrine Hatlenes from Multiconsult Region West will be the co-supervisor and main contact person from the cooperating partners.

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

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

January 16, 2023



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

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

Sammendrag

Strømnettet er en viktig del av infrastrukturen i Norge, og pålitelig strømforsyning er avgjørende for et moderne samfunn. I næringslivet, offentlig tjenesteyting og i husholdninger regnes tilgang på strøm som en selvfølge. Basert på andre undersøkelser består strømnettet i Norge i dag av omlag to millioner tremaster, hvorav de kreosotimpregnerte mastene har en estimert levetid på omtrent 70 år. Overgangen fra tremaster til komposittmaster gir flere miljømessige fordeler gjennom mer bærekraftige master, lengre levetid, og redusert påvirkning på naturen rundt mastepunktene.

I Norge tilbyr Comrod AS levering og installasjon av komposittmaster, og har utviklet sin egen fundamenteringsmetode for mastene. Metoden utnytter berggrunnens styrke ved å bore en slisse i bergmassen hvor et rørfundament installeres og gyses fast for stabilisering. Denne metoden krever hverken sprenging eller støping av fundament, noe som begrenser fotavtrykket rundt mastene til diameteren av selve masten. I tillegg reduserer metoden behovet for anleggsveier inn til mastepunktene ved å transportere borerigg og master via luftveien for fundamentering og montering. Slisseboringen gjør det mulig å installere master i brattere terreng, samt øke avstanden mellom mastepunktene på grunn av fundamentets styrke. Dette gir større fleksibilitet for å velge optimal linjetrasé og plassering av mastepunkt.

Denne oppgaven fokuserer på videre utvikling av fundamenteringsmetoden med et mål om å etablere standardiserte prosedyrer for de ulike fasene av prosjektene. I denne masteroppgaven er det gjennomført analyser av diverse empiriske bergmasseklassifiseringer, for å danne et utgangspunkt for et standard klassifiseringssystem til bruk under forundersøkelsene før slissefundamenteringen. Et videreutviklet klassifiseringssystem for å vurdere bergmassens egnethet for slissefundamentering og tilhørende fundamenteringsdybde er sammenfattet i denne oppgaven. I tillegg er det gjennomført analyser av fundamenteringens styrke ved å undersøke tidligere prosjekter, tester, og ved bruk av numeriske modeller i Abaqus. Resultatene viser hvordan dimensjonene på rørfundamentet påvirker deformasjonen og kapasiteten til bergmassen. Funnene viser at fundamentets diameter påvirker bergmassen i større grad enn fundamenteringsdybden. Under slisseboringen er det enklere å øke fundamenteringsdybden enn diameteren, noe som understreker viktigheten av grundige vurderinger av bergmassene i tidlig fase av prosjekteringen.

Abstract

The power grid is an essential part of the infrastructure in Norway, where reliable electricity supply is crucial for a modern society and is considered a necessity in business, public services, and households. Former research indicates that there are approximately two million wooden utility poles present in Norway, with creosote-treated poles having an estimated lifespan of about 70 years. The transition from wooden poles to composite poles offers several environmental benefits, including increased sustainability, longer lifespan, and reduced impact on the surrounding environment of the masts.

In Norway, Comrod AS provides delivery and installation of composite utility poles and has developed their own foundation method for these poles. The method utilizes the strength of the bedrock. A slot is drilled in the rock mass and composite utility poles are installed into the foundation slot and grouted for stabilization. This method does not require blasting or concrete casting, limiting the footprint around the poles to the diameter of the pole itself. The method also reduces environmental impact by eliminating the need for access roads to the pole locations, as drilling rigs and poles are transported by air. The slot drilling enables the installation of poles in steeper terrain and allows for increased distances between pole locations due to the strength of the foundation. This provides greater flexibility in the selection of optimal transmission alignment and position placement.

This thesis focuses to further develop the foundation method with an aim to establish a standardized procedures for the different phases of the projects. Analyses of various empirical rock mass classifications have been conducted to form a basis for a standardized classification method to be used during the preliminary investigations for the slot foundation. A classification procedure to assess the suitability of slot foundation and to recommend foundation depth based on the quality of the rock mass has also been made. In addition, the strength of the foundation method has been analyzed through the examination of previous projects, tests, and numerical modeling using Abaqus. The results demonstrate how the dimensions of the pipe foundation influence the deformation and capacity of the rock mass. Findings indicate that the diameter of the foundation has a greater impact on the rock mass compared to the foundation depth. During slot drilling, it is easier to increase the foundation depth than the diameter, emphasizing the importance of thorough assessments of the rock mass in the early stages of the project.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Instituttet for Geovitenskap og Petroleum (IGP) ved NTNU i Trondheim. Oppgaven er skrevet våren 2023, og er den avsluttende vurderingen for det 5-årige masterstudiet Tekniske Geofag med spesialisering innen ingeniørgeologi og bergmekanikk.

Først og fremst vil jeg rette en stor takk til min veileder, Krishna Kanta Panthi, for hans veiledning, støtte og faglige innsikt gjennom hele prosessen. Jeg vil også takke min medveileder, Catrine Hatlenes, seksjonsleder for ingeniørgeologi hos Multiconsult region vest. Hennes kunnskap og veiledning har vært viktig for å oppnå en grundig forståelse av fagområdet og for å gjennomføre denne masteroppgaven.

Videre vil jeg uttrykke min takknemlighet overfor Multiconsult og Comrod for deres samarbeid og bidrag til oppgaven. Samarbeidet med deres dyktige fagfolk har gitt meg innsikt i praktiske problemstillinger og utfordringer knyttet til fundamentering og feltarbeid. Fra Comrod vil jeg spesielt takke Atle Hovland Berg, Vegard Bjørnsen, Kjetil Rognlien, Johannes Hareide og Marius Veland for et flott besøk hos Comrod på Tau, faglig input og ikke minst fine dager på fjellet under befaringene av mastepunktene.

Jeg ønsker også å takke Jon Runar Drotninghaug og Gunnar Vistnes på laboratoriet ved NTNU for deres assistanse og veiledning i laboratoriearbeidet under prosjektoppgaven.

Til slutt vil jeg takke hele klassen for fem fine år på studiet, og ikke minst, mine venner og familie for deres oppmuntring og motivasjon gjennom hele masteroppgaven.

Trondheim, 08.06.2023

Ola Auranaune Markussen

Innhold

Sammendrag	I
Abstract	II
Forord	III
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	3
1.3 Metode	4
1.4 Begrensninger	5
2 Compolemetoden	7
2.1 Prosjektoversikt	8
3 Bergmekaniske egenskaper	10
3.1 Trykkfasthet	10
3.2 Elastisitet	11
3.3 Bruddmekanismer (Klasse I og II)	13
3.4 Strekkfasthet	14
3.5 Friksjonsvinkel	14
3.6 Forvitring	15
4 Ingeniørgeologiske prinsipper	17
4.1 Bergmassens egenskaper	18
4.1.1 Diskontinuiteter	18
4.1.2 Sprekker	18
4.1.3 Sprekkesett	19
4.1.4 Sprekkeavstand og orientering	19
4.1.5 Sprekkeruhet og sprekkefyll	20
4.2 Bruddkriterium	23
4.2.1 Hoek-Brown	23
4.2.2 Mohr- Coulomb	24
4.3 Klassifisering av bergmassen	25
4.3.1 Q- Systemet	25
4.3.2 RMR	26
4.3.3 GSI	27
4.3.4 Statnetts klassifiseringssystem	29
4.4 Bergmassestyrke	32
4.5 Bergsikring	33
5 Bruk av fundamenteringsmetoden	36
5.1 Roan vindpark	36
5.2 Tonstad vindpark	39
5.3 Dalen- Hjelmeland	41
5.4 Strekktest av fundament	45
5.5 Forebyggende tiltak	47

5.5.1	Kompensasjon i bratt terreng	47
5.5.2	Bergsikring	48
6	Optimalisering av klassifiseringssystemet	50
6.1	Parametre	50
6.2	Kategorisering av bergmassen	56
6.3	Klassifisering i praksis	57
6.3.1	Tonstad vindpark	58
6.3.2	Dalen- Hjelmeland	59
7	Numerisk modellering	60
7.1	Endelig element- metode	60
7.2	Modell	62
7.2.1	Geometri og mesh	62
7.2.2	Parametre	64
7.2.3	Grensebetingelser og last	66
7.3	Resultater	67
7.3.1	Brudd	71
7.3.2	Påvirkningsfaktor	72
7.4	Resultater fra simulering av strekktest NAG	73
8	Diskusjon	76
8.1	Fundamenteringsdybde og klassifisering	76
8.1.1	Videreutviklet klassifiseringssystem	77
8.1.2	Feltobservasjoner og tidligere klassifisering	78
8.2	Modellering	79
8.2.1	Strekktest	81
8.2.2	Feilkilder	82
9	Konklusjon	83
9.1	Videre arbeid	84
	Referanser	89
	Vedlegg	90
A	Ingeniørgeologiske prinsipper	90
A.1	Q-system	90
A.2	RMR	91
A.3	GSI	92
A.4	Statnett	93
B	Bruk av fundamenteringsmetoden	98
B.1	Roan vindpark	98
B.2	Tonstad Vindpark	98
B.3	Dalen- Hjelmeland	98
B.4	Laboratorieresultater fra prosjektoppgave	98
B.4.1	Meta-sandstein M108	98
B.4.2	Fyllitt M111	101

B.4.3 Fyllitt NAG	103
C Klassifisering	106
D Modelling	107

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Det norske selskapet Comrod AS er et datterselskap av det internasjonale selskapet Comrod Communication AS. Comrod AS er lokalisert på Tau i Rogaland, like utenfor Stavanger. På Tau har Comrod en topp moderne fabrikk hvor de med robotiserte produksjonslinjer produserer og leverer blant annet komposittstolper for luftlinjer, samt utvikler og leverer sin egenutviklede fundamenteringsmetode kalt Compolemetoden (Comrod, 2023d).

Comrods master blir laget med en komposittblanding av glassfiberforsterket plast. Mastene blir produsert i Comrods egne produksjonsavdeling, hvor segmentene produseres med maskinstyrt filamentvikling på store roterende, koniske bor (se figur 1.1). Komposittens egenskaper er ortotropiske og er avhengig av fiberorienteringen. Mastene vikles med tråder både i lengderetning og omkretsretning for å oppnå optimale forhold mellom bæreevne, stivhet og knekkmotstand (Comrod, 2023c).



Figur 1.1: Produksjon av komposittmastene (Comrod, 2023c).

Comrod produserer og installerer master for energi- og telekommunikasjonsselskaper, hovedsakelig for distribusjons- og regionalnettverk med spenninger fra 22 kV til 132 kV. Typiske masteoppsett for slike linjer er vist i figur 1.2, med eksempel på singelmast, H-mast og A-mast. Komposittens lette egenvekt gjør det mulig å fly inn mastesegmentene med helikopter, og dermed gjør det enklere å montere master i mer krevende terreng og tett inntil eksisterende master. Komposittmastene produseres som et bærekraftig, miljøvennlig og kostnadseffektivt alternativ til de tradisjonelle tremastene. Mastene har en anslått levetid på minimum 80 år og stiller ingen krav til vedlikehold, men Comrod anbefaler likevel tilsyn og inspeksjon av mastelinjene (Comrod, 2023c).



Figur 1.2: Eksempel på singelmast, H-mast og A-mast (Comrod, 2023c).

Comrods egenutviklede fundamenteringsmetode med slisseboring i bergmassen ble for første gang benyttet i 2017 på Roan vindpark i Trøndelag. Metoden benyttes først og fremst for fundamentering av komposittmastene beskrevet ovenfor. Compolemetoden utføres ved at rørfundament, av det samme komposittmaterialet, i varierende dimensjoner senkes ned i en slisse boret i bergmassen og gyses fast. Metoden gir bedre stabilitet og muliggjør fundamentering i brattere og mer krevende terreng enn noen av de mer tradisjonelle fundamenteringsmetodene med bruk av nedgravd- og innstøpt fundament (Comrod, 2023a; Pretec, 2023). Ved å øke stabiliteten og minimere terrengbegrensningene gir det bedre muligheter for å kunne optimalisere valgene av linjetraséene.

Spennene mellom mastepunktene kan variere mellom 50 m og 1000 m, som vil være avhengig av terreng, kabeltype og værforhold i området. På bakgrunn av de ingeniørgeologiske vurderingene rundt mastepunktene kan de første optimaliseringene av lokasjonsvalgene gjøres. I lengderetningen av linjene vil det, i de fleste tilfeller, være rom for å flytte mastepunktet omtrent 5 meter såfremt høydeforskjellen ikke er for stor. Comrod anbefaler derfor tidlig befaring ovenfor alle sine kunder for å skape størst mulig frihet for å optimalisere, både for mastene og slisseboringen.

Under utvikling av slisseboringsmetoden i perioden 2017 til 2019 bisto Multiconsult med de bergtekniske vurderingene. I perioden 2019 til 2020 ble Multiconsults bistand mindre brukt da Comrod ansatte sin egen geolog, som i 2020 gikk av med pensjon. I ettertid har Multiconsult igjen bistått Comrod på de fleste prosjektene (Markussen, 2022). Avhengig av hvem som har stått for de bergtekniske vurderingene av bergmassen har det blitt brukt ulike systemer og begrensninger for klassifiseringen.

Rørfundamentets dimensjoner er basert på de aktuelle mastenes prosjekterte laster, samt ingeniørgeologiske vurderinger av mastepunktene bergmasse. Fundamentets diameter er avhengig av

lastene, og fundamenteringsdybden vurderes ut i fra bergmassens kvalitet og terrengets helning. Dimensjonsparametrene vurderes separat og er uavhengig av hverandre under prosjekteringsfasen.

Systematisering av data fra prosjektenes ulike faser vil kunne gi et bedre utgangspunkt for videre utvikling og optimalisering av slisseboringsmetoden. Både bergtekniske vurderinger og boretekniske data mangler konkrete og faste systemer for rapportering av parametre og erfaringer. En oversiktlig database med erfaringsdata fra mastepunktene vil øke mulighetene for videre utvikling og optimalisering av metoden.

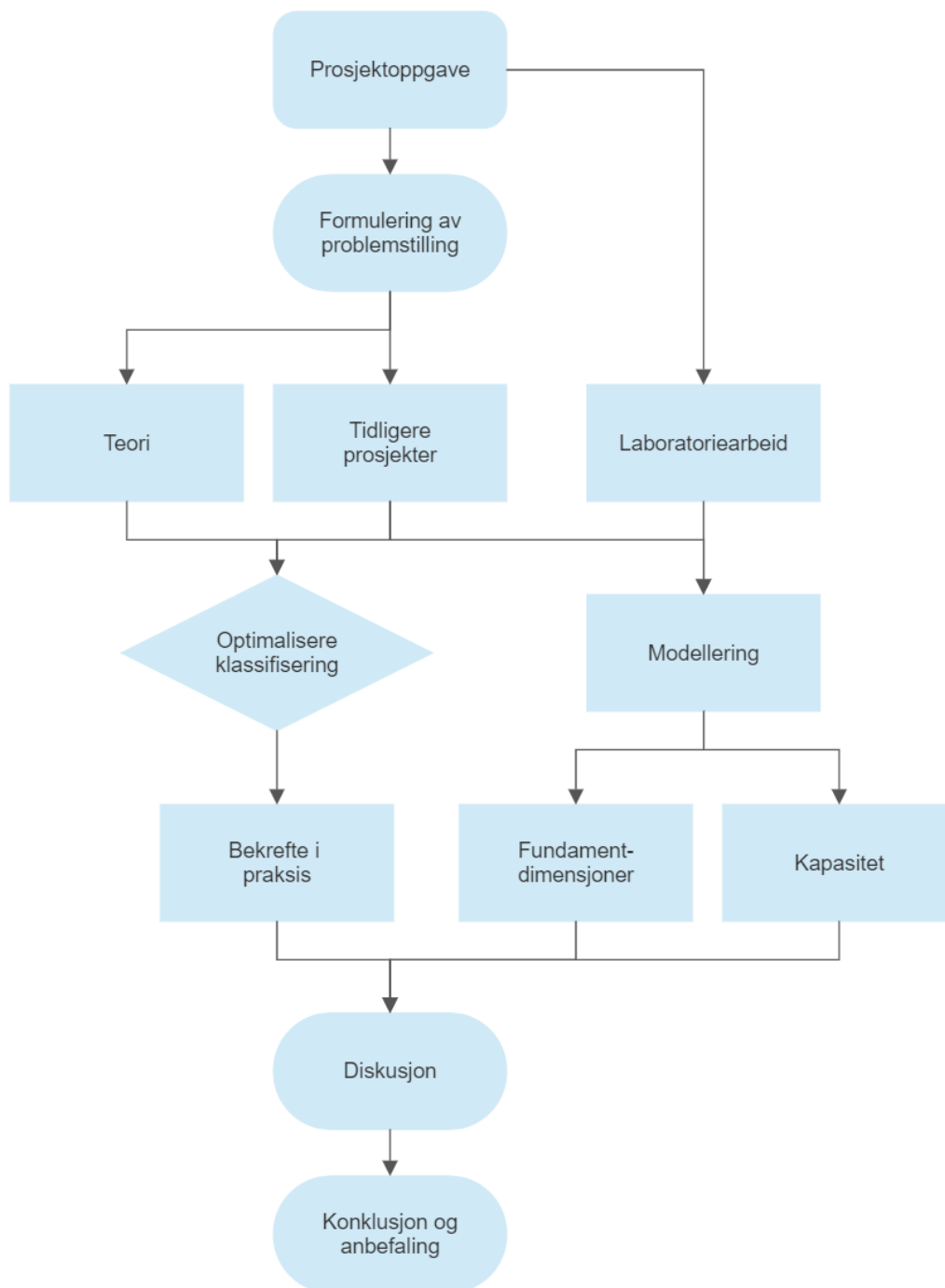
1.2 Formål

Denne masteroppgavens formål er å bistå Comrod AS med evaluering av slissemetodens potensiale for videre utvikling, både i forberedelsesfasen og ved utnyttelse av bergmassens styrke gjennom følgende punkter:

- Gjøre en teoretisk gjennomgang av relevante bergmekaniske og ingeniørgeologiske egenskaper for direkte fundamentering i bergmassen.
- Vurdere betydningen av grundige undersøkelser før fundamentering.
- Konkretisere og innhente data fra et utvalg av linje-prosjekter og mastepunkter gjennom prosjektanalyser og befaringer.
- Bruke empirisk og teoretisk data for å evaluere og optimalisere klassifisering av bergmassene før fundamentering.
- Vurdere mastefundamentets bæreevne ved bruk av empiriske og analytiske metoder.
- Utføre numerisk modellering for å vurdere bæreevnen til mastefundamentet.
- Diskutere og sammenligne funnene gjort i oppgaven.
- Konkludere arbeidet og komme med anbefalinger for videre arbeid.

1.3 Metode

Flytdiagrammet presentert i figur 1.3 viser fremgangsmåten brukt for å oppfylle masteroppgavens formål.



Figur 1.3: Flytdiagram for masteroppgavens fremgangsmåte.

Det ble på høsten 2022 skrevet en prosjektoppgave som forarbeid til denne masteroppgaven. Oppgaven ble hovedsakelig utformet for å bli kjent med fundamenteringsmetoden og for å innhente data fra Comrods tidligere prosjekter. Det ble også utført laboratoriearbeid på tre blokker fra tre ulike mastelokaliteter.

Masteroppgavens formål er bygd videre på funnene gjort i prosjektoppgaven. Før å sikre oppgavens formål blir det først dannet et teoretisk grunnlag, gjennom vurderinger av bergmekaniske og ingeniørgeologiske egenskaper, og ved systematisering av data og erfaringer fra tidligere prosjekter med slissefundamentering.

Basert på dette grunnlaget blir det gjort en analyse av potensialet for videre utvikling av eksisterende bergmasseklassifisering for fundamenteringen. Teorien, de innsamlede dataene og laboratorieresultatene fra prosjektoppgaven vil bli brukt for å utvikle numeriske modeller for å analysere fundamentdimensjonenes påvirkning på stabiliteten, samt for å vurdere bergmassens kapasitet ved slissefundamentering.

Videre vil bergmasseklassifiseringen og modellene bli diskutert og sammenlignet, før det konkluderes med de viktigste funnene i oppgaven. Anbefalinger for videre arbeid blir presentert til slutt for å sikre videre utvikling av fundamenteringsmetoden.

1.4 Begrensninger

Comrods egenutviklede fundamenteringsmetode og komposittmaster gir bedriften et konkurransefortrinn ovenfor konkurrentene. Dette begrenser dermed noen tekniske data som ikke kan omtales i en masteroppgave.

Det finnes mye data fra de forskjellige prosjektene og mastepunktene, men det er ikke samlet inn og satt i system. Under letingen etter spesifikke dokumenter er inntrykket at Comrod ikke har alt av dokumenter og rapporter i systemene sine og at noe kun ligger i Multiconsults systemer. Det har derfor vært en utfordring å finne oppdaterte og utfyllende rapporter for de aktuelle prosjektene. Dette har begrenset sammenligningsgrunnlaget for både klassifiseringen av bergmassene og fundamenteringen. Noe data samt tilgang til enkelte systemer ble gitt sent i skriveperioden, og kunne derfor ikke tas hensyn til under denne masteroppgaven.

Det var i utgangspunktet tiltenkt å etablere en GIS-fil for å systematisere dokumenter og rapporter

basert på geografisk beliggenhet og berggrunn, hvor det også kunne blitt lagt inn boretekniske data. Dette ble nedprioritert på grunn av tilgjengelighet og tid.

Det ble prioritert feltbefaring av mastelokaliteter under denne masteroppgaven, hvor to av maste-traséene ble befart. På grunn av krevende terreng i fjellet og overdekte bergmasser ble det befart noe færre mastepunkt enn ønsket.

2 Compolemetoden

Compolemetoden utnytter bergets styrke for å stabilisere fundamentet gjennom å bore en slisse direkte i bergmassen hvor fundamentet senkes ned og gyses fast. Slisseboringen utføres med Comrods egenutviklede borerigg vist i figur 2.1 (Comrod, 2023a).



Figur 2.1: Comrods egenutviklede borerigg for slisseboring (Comrod, 2023a).

Boreriggen er datastyrt, og borer ca 14 mm tykke slisser med svært høy nøyaktighet (se figur 2.2). Adapterfundament, av kompositt eller stål, med en tykkelse på omtrent 10 mm senkes så ned i slissen og gyses fast før komposittmasten tres utenpå fundamentet og boltes fast. Basert på mastenes prosjekterte laster avgjøres slissens- og rørfundamentets diameter, som kan variere fra 450 mm til 900 mm. Fundamenteringsdybden vurderes ut i fra bergmassekvaliteten i området rundt mastepunktet. Minimums fundamenteringsdybde i godt berg er 800 mm, og i svakt eller oppsprukket berg økes fundamenteringsdybden.



Figur 2.2: Utført slisseboring (Hanssen og Rognlien, 2020).

Alt av utstyr, inkludert borerigg, er tilpasset helikoptertype B3s vektbegrensninger for å gjøre det mulig å fly det direkte inn til de aktuelle mastelokasjonene. Ved å bruke helikopter til fundamentering og montering av mastene gjør Comrod det mulig å unngå naturødeleggende adkomstveier, og minimerer fotavtrykket rundt mastepunktene. Det er i tillegg en kostnads- og tidseffektiv metode på grunn av stabiliteten i fundamentene som tillater reduksjon av antall mastepunkt (Comrod, 2023a).

2.1 Prosjektoversikt

Comrod har utnyttet Compolemetoden til fundamentering på til sammen 23 linjetraseer hvor det er slisseboret totalt 928 mastepunkter (Comrod, 2023e). Oversikt over prosjektene hvor Compolemetoden er brukt er presentert i tabell 2.1.

Tabell 2.1: Oversikt over Comrods leveranser med slisseboring (Comrod, 2023e).

Prosjekt navn	Lengde [km]	Årstall	Antall stolper	Slisseboringer
Roan vindpark	9	2017	117	84
Hitra Vindmøllepark	10	2018	110	38
Storheia Vindpark	1.5	2018	23	5
Suppam- Grindsdalen	3	2018	38	38
Eidsfossen- Herand	7	2019	64	36
Hardbaksfjellet- Kvendalsfjellet	13.5	2019	143	16
Lånefjorden- Nessane	11	2019	45	30
Tonstad vindpark	N/A	2019	117	69
Erstatningsmaster Tysse	N/A	2019	2	2
Tysvær Vindpark	0.6	2020	3	3
Sørmarksfjellet	31	2020	398	219
T-Avgreining- Kjelling Tr.Stasjon	0.4	2020	5	5
Honna- Logna	7	2020	9	9
Kulia- Kristiansund	10	2021	68	4
A-mast Kaupanger	N/A	2021	4	4
Finnfjordbotn- Silsand	8.2	2021	45	30
Angelshaug- Deknepollen	5.5	2022	53	21
Dalen- Hjelmeland	28	2022	194	97
Hopen- Saltstraumen	18	2023	185	24
Djupvik- Sandviksskaret	10	2023	50	40
Stord- Bømlo	N/A	2023	10	10
Rensvik- Engviklinja	13	2023/24	170	69
Bolvik- Vrangfoss	26	2023/24	84	78

For vurdering av bergmasser, fundamenteringsdimensjoner og fundamentstabilitet er det valgt å fokusere spesielt på de tre mastetraséene Roan vindpark, Tonstad vindpark og Dalen- Hjelmeland, samt et prosjekt med fullskala testing av mastefundamentene, som blir presentert ytterligere i kapittel 5. De utvalgte mastetraséene er valgt på grunnlag av eksisterende data, tidligere undersøkelser og tilgjengelighet for befarng.

3 Bergmekaniske egenskaper

Compolemetoden for fundamentering av høyspentmaster baserer seg på bergets fysiske og mekaniske egenskaper for å stabilisere mastene. Ulike bergarter kan ha svært varierende egenskaper og dermed varierende stabilitet, i tillegg vil like bergarter også ha ulike egenskaper basert på bergets fysiske verdier. Det er dermed viktig å undersøke de egenskapene som i størst grad vil påvirke bergets stabilitet ved fundamentering.

Fundamentering med slisseboring er hovedsaklig brukt i kompetente og sterke bergarter basert på vurdering av geologer. For å danne et bredere erfaringsgrunnlag og forståelse av fundamenteringsmetodens begrensninger og fordeler, er det dermed nødvendig å undersøke bergarters fysiske og mekaniske egenskaper.

3.1 Trykkfasthet

Trykkfasthet, enaksiell kompresjonsstyrke eller UCS (Uniaxial Compression Strength) er blant de mest brukte parametrene både ved klassifisering av bergmassen og ved testing av bergartenes styrke. For fundamentering med Compolemetoden, som baserer fundamenteringsstyrken på styrken av bergmassen og dens evne til å motstå laster er trykkfasthet en viktig parameter å kunne vurdere. En bergarts trykkfasthet kan testes både på laboratoriet og ute i felt.

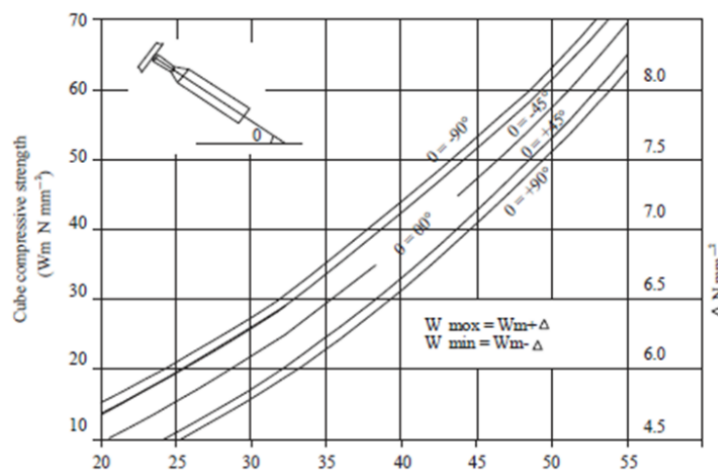
Test av enaksiell kompresjonsstyrke er et mål på den maksimale aksielle lasten en bergart tåler før prøven går i brudd (Li, 2021). Testen gjennomføres på et laboratorium, og utføres ved å påføre en jevn aksial last på en preparert prøvesylinder av intakt berg. Prøvens evne til å motstå last vil være avhengig av blant annet lasttilførsel samt prøvestykkets geometri og størrelse (Bewick mfl., 2015). Ved å dividere maksimal påført last, P , på prøvesylinderens tverrsnittareal, A_0 , kan bergartens UCS-verdi, σ , beregnes med ligning 3.1 (Bieniawski og Bernede, 1979).

$$\sigma = \frac{P}{A_0} \quad (3.1)$$

Testing av bergartens overflatehardhet kan i felt gjennomføres ved hjelp av en Schmidt-hammer. Det er en svært utbredt metode for å vurdere bergets mekaniske egenskaper, da det er en enkel, rask og kostnadseffektiv metode. Metoden er dog noe kritisert for sine mange feilkilder, som

vil påvirke hammerens resultat, som for eksempel: hammertype (L eller N), normalisering av “rebound”-verdier, prøvedimensjoner, overflateruhet, forvitring og vanninnhold (Aydin og Basu, 2005).

Det som skiller L- og N-typen av Schmidthammeren er treffkraften på henholdsvis 0.735 Nm og 2.207 Nm. Den mest brukte typen ved testing av berg er L-typen, hvor N-typen er mest brukt for testing av betong. Schmidthammeren måler “rebound”-verdien til hammerens stempel som blir sluppet ned på materialets overflate (Wang og Wan, 2019). “Rebound”-verdien kan ikke direkte avleses som UCS-verdi, men gjennom empiriske formler kan den korreleres til UCS-verdi, se figur 3.1 hvor “rebound”-verdien leses langs x-aksen og UCS-verdien avleses på y-aksen.



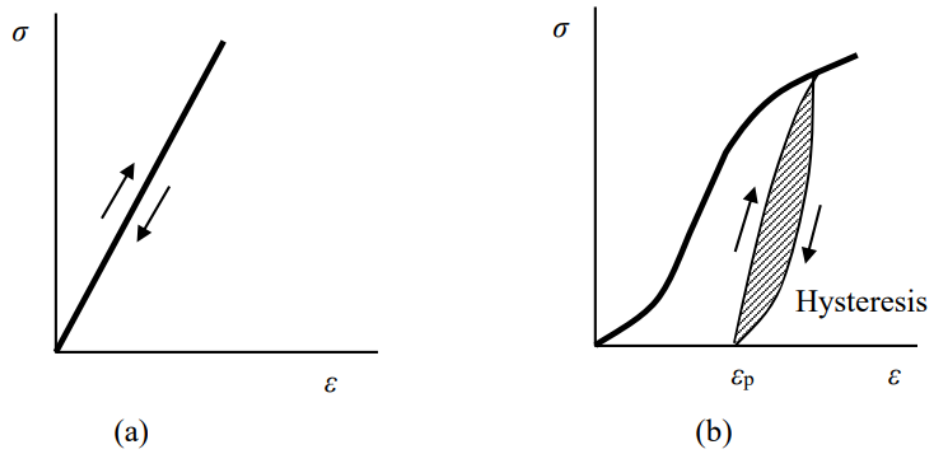
Figur 3.1: Korrelasjon mellom rebound-verdi og UCS-styrke (Vijayan mfl., 2020)

3.2 Elastisitet

For vurdering av bergmassens stabilitet ved ytre påvirkning, er det nødvendig å se på bergarters intakte egenskaper som elastisitet. Bergets elastisitet sier noe om bergartens evne til å deformeres ved påvirkning av en ytre last, for deretter å gjenoppnå sin opprinnelige form etter belastning. Dette er parametre som også brukes for modellering av ulike materialer.

Bergarters elastiske egenskaper vil i de fleste tilfeller variere med prøvens testretning, da de fleste bergarter vil være noe anisotrope. Bergarters anisotropi er avhengig av blant annet mineralsammensetninger og små diskontinuiteter som for eksempel sprekker, folder og foliasjoner. Bergarter vil ikke være perfekt elastiske materialer, men regnes å være plastiske- eller elasto-plastiske materialer. Et perfekt elastisk materiale vil, som vist i figur 3.2(a), følge samme tøyingskurve for både på- og avlastning av materialet og gjenoppta sin opprinnelige form. Et plastisk materiale

vil ikke nå sin opprinnelige form etter avlastning, og vil dermed ikke følge samme tøyningskurve. Gjenværende tøying, ϵ_p , vil bli værende igjen i materialet som vist i figur 3.2(b). Dette prinsippet kalles for hysteresese (Li, 2021).



Figur 3.2: (a) Lineært elastisk materiale. (b) Elasto-plastisk materiale. (Li, 2021).

Spenning-tøyningskurvene vist i figur 3.2 kan fremstilles ved testing av bergartenes enaksjelle trykkstyrke. Basert på resultatene fra testen kan også elastisitetskonstantene Youngs modulus, E , og Poissons forholdstall, ν , beregnes. Disse parametrene brukes ofte for modellering av materialers egenskaper. Beregningen av elastisitetskonstantene tar utgangspunkt i helningen på spenning-tøyningskurvene. Helningen av kurvene kan bestemmes med tre ulike metoder; tangent, gjennomsnittlig eller sekant, som tar utgangspunkt i ulike deler av kurvene og som vil gi smått varierende resultater (Bieniawski og Bernede, 1979).

Youngs modulus, også kalt elastisitetsmodulus E , er avhengig av spenning, σ , og tøying, ϵ , for å uttrykke bergartens stivhet. E beregnes med ligning 3.2 ved å dividere endring i aksial spenning, $\Delta\sigma$ på endring i aksial tøying $\Delta\epsilon_a$ (Li, 2021).

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon_a} \quad [MPa] \quad (3.2)$$

Poissons forholdstall, ν , beskriver forholdet mellom radiell- og aksial tøying, ϵ_r og ϵ_a , hvor ν er en dimensjonsløs parameter. Forholdstallet indikerer materialets evne til å ekspandere eller komprimere ved ytre lasttilførsel. Som standard i bergmekanikk benevnes kompresjonstøying som positiv og strekktøying som negativ. Den aksiale tøyingen ved test av enaksjell kompre-

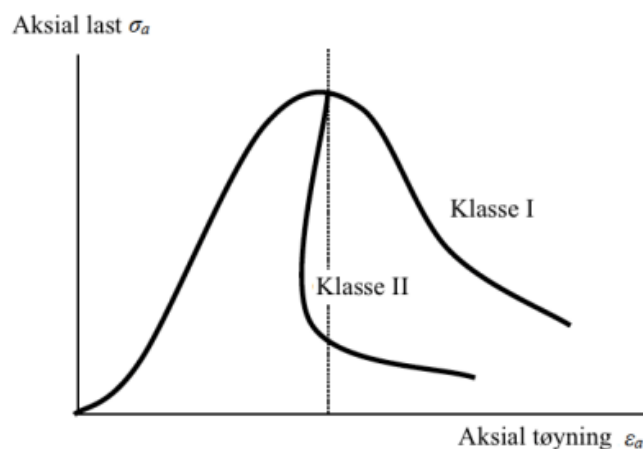
sjonsstyrke vil dermed være positiv og den radielle tøyningen negativ, og forholdstallet beregnes med ligning 3.3 (Myrvang, 2001).

$$\nu = -\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a} \quad (3.3)$$

3.3 Bruddmekanismer (Klasse I og II)

De fleste bergartsprøver har tilnærmet lik oppførsel ved enaksiell pålasting før brudd. Etter brudd vil det i mange tilfeller være vanskelig å få kontrollerte spenning-tøyningskurver, noe som gjør bruddtolkning krevende. Hvordan et materiale oppfører seg etter brudd vil påvirke materialets bæreevne etter det eventuelle bruddet.

Figur 3.3 viser eksempler på komplette spenning-tøyningskurver basert på et studie av en rekke enaksielle kompresjonstester med kontrollerte brudd gjennomført av Wawersik og Fairhurst (1970). Testene viste oppførsel som kunne deles inn i to bruddklasser; klasse I og klasse II. Bruddklasse I karakteriseres som en stabil bruddutvikling hvor prøven vil kunne holde last etter brudd, og det vil kreves mer last for ytterligere reduksjon av prøvens lastbæringsevne. For bruddklasse II vil den elastiske energien i bergarten, ved maksimal påført last, være stor nok til at bruddutviklingen vil forplante seg gjennom prøven helt til den har mistet tilnærmet all styrke. Skillet mellom klasse I og klasse II er markert med den loddrette linjen i figur 3.3, hvor den representerer en situasjon hvor den elastiske energien balanserer ut energien som vil kreves for nedbrytning av prøven (Wawersik og Fairhurst, 1970).



Figur 3.3: Spenning-tøyningskurve for to bruddklasser ved enaksiell kompresjon (Wawersik og Fairhurst, 1970).

3.4 Strekkfasthet

Strekkfastet er bergarters evne til å motstå strekklast før det oppstår brudd. Bergarter er sprø materialer, og vil dermed være svake under strekklast. For bergarter vil strekkfastheten være betraktelig lavere enn trykkfastheten, og de har lettere for å gå i strekkbrudd enn kompresjonsbrudd (Erarslan og Williams, 2012).

3.5 Friksjonsvinkel

Skjærstyrken av en plan diskontinuitet eller sprekk er hovedsaklig avhengig av sprekkens friksjonsvinkel og normalspenningene på sprekkene (Li mfl., 2019). Hvor basis-, intern- eller residuell friksjonsvinkel er viktige parametre for bergmassens totale skjærstyrke og dens bergmekaniske egenskaper. Basis friksjonsvinkel blir ofte omtalt som friksjonsvinkelen for intakt berg, hvor den sier noe om vinkelen hvor bergmassen vil begynne å gli langs et glideplan når utsatt for ekstern last (Jaeger mfl., 2009). Bergmassens interne friksjonsvinkel, også kjent som vinkelen for skjærmotstand, representerer vinkelen hvor bergmassen vil begynne å deformeres plastisk grunnet interne spenninger (Hoek og Brown, 1980). Både ved bergkontakt eller med sprekkfyll vil friksjonsvinklene være viktig for bergets stabilitet. Den residuelle friksjonsvinkelens påvirkning øker med tykkelsen av sprekkfyllet opp til et visst nivå (Singh og Goel, 2011).

Basis friksjonsvinkel kan testes på laboratoriet med tilttester, og karakteriseres av blant annet bergartens mineralsammensetning. Gravitasjonen bidrar til skjær- og normalspenningene relatert til helningsvinkelen under tilttesten. Helningsvinkel, β , blir avlest av helningsbordet ved første tegn til bevegelse av prøven, og basis friksjonsvinkel, σ_b , kan bergenes med ligning 3.4 (Alejano mfl., 2018).

$$\phi_b = \text{median}\left[\tan^{-1}\left(\frac{\sqrt{3}}{2}\tan\beta_{i=1,\dots,5}\right)\right] \quad (3.4)$$

Flere studier har vist en korrelasjon mellom bergmassens interne friksjonsvinkel og basis friksjonsvinkel. Blant annet Hoek og Brown (1980) og Sahoo og Singh (2019) har forsøkt å lage empiriske formler for sammenhengen mellom friksjonsvinklene. Selv om slike korrelasjoner eksisterer er det viktig å vite at vinklene er avhengig av flere parametre og at testing av den aktuelle bergarten er eneste måten å oppnå korrekte resultater. For å teste den interne friksjonsvinkelen

vil det være nødvendig å gjennomføre triaksielle tester.


Den residuelle friksjonsvinkelen, ϕ_r , kan beregnes med Barton og Choubey, 1977 ligning 3.5 (Li mfl., 2019).

$$\phi_r = \phi_b - \left(1 - \frac{r}{R}\right) \cdot 20 \quad (3.5)$$

Hvor ϕ_b er basis friksjonsvinkel, r og R er “rebound”-verdiene målt med Schmidt hammer av diskontinuiteten henholdsvis på forvitret og uforvitrede flater.

3.6 Forvitring

Forvitring av bergmassen vil være en viktig faktor å vurdere ved fundamentering ettersom forvitrede sprekker og berg vil svekke bergmassens styrke, deformasjonskapasitet og føre til lavere friksjon (Panthi, 2006). Comrods fundamenteringsløsning baserer seg på å utnytte bergets styrke i bergmassens øvre sjikte, hvor også forvitringen vil være mest omfattende (se figur 3.4). Forvitringens påvirkning nedover i bergmassen vil være avhengig av sprekker og bergartstype, og spesielt bergartens permeabilitet. Permeable bergarter vil kunne svekkes inn i massen, mens impermeable bergarter vil i hovedsak svekkes langs sprekkeoverflaten og i dagen men fortsatt opprettholde relativt uforvitret masse i hver blokk (Barton og Choubey, 1977).

Thickness	Weathering zone		Remarks
0.5–4 (m)	Residual soil	RS	Reddish brown color
0.5–5.5 (m)	Moderately weathered	MW	Yellowish gray color with pale yellowish discoloration at discontinuities surfaces; Abrupt change to F
>18 (m)	Fresh	F	Yellowish gray color

Figur 3.4: Forvittringsprofil av berg med overliggende løsmasser (Alavi Nezhad Khalil Abad mfl., 2014).

Forvitring kan forekomme gjennom tre ulike prosesser; ved mekaniske-, kjemiske- og biologiske prosesser. Mekanisk forvitring innebærer nedbrytning av mineraler og bergarter gjennom ytre påvirkning som for eksempel trykk, temperatur og fuktighet, hvor bergarten belastes så spenningen øker og den deformeres. Eksempel på mekaniske prosesser er fryse/tine, varmeutvidelse og trykkavlastning. Kjemisk forvitring innebærer nedbrytning av mineraler og bergarter som fører til endring av den kjemiske sammensetningen, eksempler på slike prosesser er hydrolyse, oppløsning, oksidasjon og reduksjon. Biologisk forvitring påvirkes av organisk materiale, og kan innebære mekanisk eller kjemisk nedbrytning gjennom rotsprenging, andre vekster eller ved vann produsert av mikroorganismer (Depetris mfl., 2014).

4 Ingeniørgeologiske prinsipper

Ved bruk av Compolemetoden med fundamentering direkte i bergmassen vil det være viktig med kvalifiserte vurderinger av bergmassens kvalitet. Gjennom både skrivebordsstudie og feltbefaring av mastepunktene er det mulig å danne et godt grunnlag for å vurdere bergmassekvaliteten på de aktuelle punktene.

Et skrivebordsstudie, eller forstudie, kan gjennomføres ved å bruke tilgjengelige verktøy som for eksempel NGUs berggrunnskart, topografiske kart og tidligere prosjekter. Berggrunnskart vil kunne gi en indikasjon på mulige bergarter samt dannelsesperiode av området. Mulige svakhetssoner kan tolkes fra topografiske kart, og basert på dette kan det gjøres antagelser om forventet bergkvalitet. Topografiske kart kan også benyttes for å danne en oversikt over helningen i det aktuelle terrenget, da fundamentering ikke kan gjennomføres i for bratt terreng. Gjennom sammenligning av den innsamlede dataen og tidligere prosjekter i lignende berg og terreng, vil det på bakgrunn av dette kunne gjøres provisoriske lokasjonsvalg og andre forberedelser i tidlig fase.

Under feltundersøkelsene av mastepunkter før boring vil det være viktig å se på antall sprekkeseett i bergmassen samt orienteringen av de aktuelle sprekkeene for å vurdere faren for blokkdannelse i området (Barton og Choubey, 1977). Det vil være lite gunstig å fundamenterer i en blokk, da styrken på fundamentet i større grad vil være avhengig av blokkens volum og tetthet, samt sprekkenes skjærstyrke og friksjonsvinkel. Friksjonsvinkelen vil være avhengig av blant annet bergartens mineralsammensetning, sprekkenes ruhet og sprekkefyll. Ingeniørgeologisk vurdering av bergmassen kan gjøres systematisk ved bruk av Q-verdi systemet, RMR (Rock Mass Rating), GSI (Geological Strength Index) eller med Statnetts, noe omfattende, egenutviklede standard for fundamentering av mastestabber på berg.

For å utnytte slisseboringens egenskaper i størst mulig grad er det viktig å plassere mastepunktene i områder med godt berg. Comrod ønsker derfor befaring av mastepunkter i tidlig fase av prosjektene for å kunne optimalisere mastelokasjonene, både for mastene og for slissefundamenteringen. Ved å befare områdene i en tidlig fase gir det større frihet for valg av mastelokasjoner enn i senere fase av prosjektene etter detaljprosjektering.

Da dette er en relativt nyutviklet fundamenteringsmetode er det ikke bygd opp en systematisert og bred database med erfaringer fra boring, eller med oppfølging av bergmasser på og rundt

fundamentene. Ettersyn av mastepunktene med ny ingeniørgeologisk vurdering vil dermed være fornuftig å gjøre etter noen år. Ettersyn vil gi grunnlag for sammenligning av bergmassens kvalitet med når det først ble fundamentert. Dette for å undersøke lastenes påvirkning på bergmassen over tid.

4.1 Bergmassens egenskaper

Ved fundamentering i bergmassen vil det være viktig å undersøke flere parametre, blant annet bergartstype, oppsprekningsgrad, sprekkefyll, større bruddsoner og så videre (SVV, 2004). Bergmassen kan for enkelthets skyld inndeles i fire ulike kategorier basert på ingeniørgeologiske vurderinger, hvor det skilles på svært godt-, godt-, middels- og mindre godt berg.

4.1.1 Diskontinuiteter

Diskontinuiteter i bergmassen vil påvirke fundamenteringsarbeidet både under forarbeid, ved boring og i ettertid, og vil ha innvirkning på mastestabiliteten.

Under boring av slissen justeres boreriggens rpm (rounds per minute), trykk og vanntilførsel ettersom boreoperatørene ser det nødvendig. Ved diskontinuiteter i bergmassen vil boret oppføre seg annerledes enn i homogent intakt berg. Uregelmessigheter under boring kan føre til brudd i borekjernen og fastkiling av boret. Borekjernen bidrar til fundamentets stabilitet, og ved brudd i borekjernen må den heves ut av slissen og fundamentet må fylles med betong for å simulere slissens kerne. For fundamentets stabilitet vil type og mengde diskontinuiteter ha innvirkning på fundamentets styrke. I denne sammenhengen omfatter begrepet diskontinuiteter blant annet forkastninger, svakhetssoner, sprekker og andre fenomener som bryter opp den homogene bergmassen. Type og mengde diskontinuitet vil svekke bergmassens mekaniske styrke, og dermed gjøre den mer utsatt for deformasjon og øke permeabiliteten i forhold til intakt berg (Lo og Hefny, 2001).

4.1.2 Sprekker

Sprekker eller sprekkesett er begreper som ofte omfatter systematiske diskontinuiteter i bergmassen. Sprekker i bergmassen vil være en viktig faktor for vurderingen av bergmassens stabilitet ved fundamentering. En ingeniørgeologisk vurdering av sprekker og sprekkesett innebærer sprekkefaktorer som oppsprekningsgrad, sprekkeretning, sprekkeavstand, sprekkefyll og sprek-

keruhet (Farmer, 1983). Sprekker er også, som tidligere beskrevet, ekstra utsatt for forvitring som ytterligere vil påvirke bergmassens styrke og stabilitet.

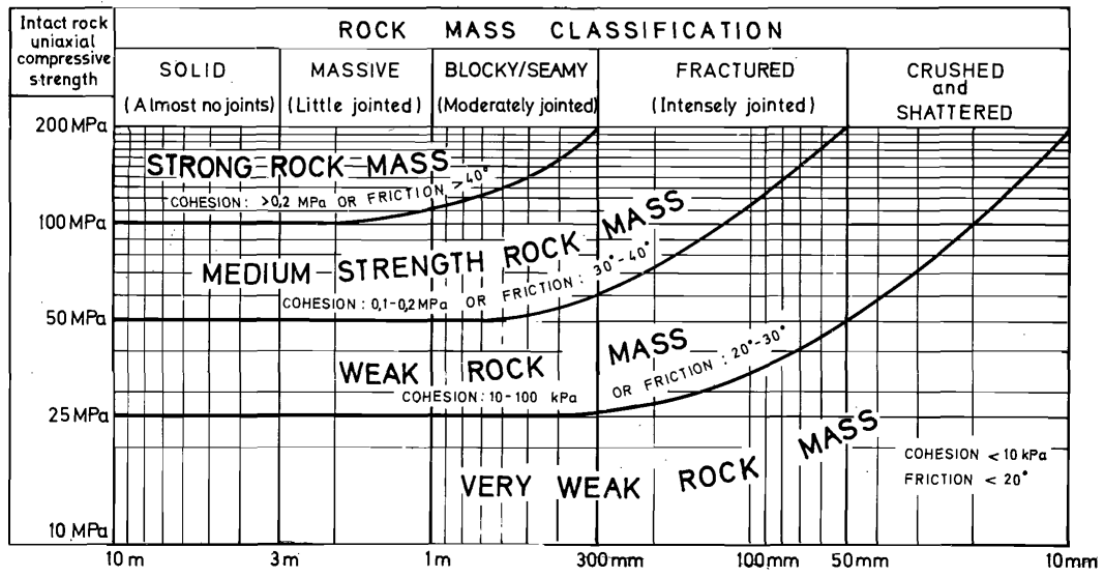
4.1.3 Sprekkesett

Et sprekkesett i bergmassen er definert som et sett med sprekker med tilnærmet samme fall og fallvinkel, og vil være tilnærmet parallele med en karakteristisk sprekkeavstand (Rajapakse, 2016). Antall sprekkesett i bergmassen kan variere fra ingen eller få, til fire eller flere sprekkesett, eller oppknust berg. Vurdering av antall sprekkesett er med på å konkretisere bergmassens oppsprekningsgrad, og dermed bergmassens styrke og stabilitet.

4.1.4 Sprekkeavstand og orientering

Sprekkeavstand er begrepet for avstanden mellom sprekkeene i et sprekkesett. Ut ifra SVV (2004) "Fundamentering på berg" kan bergmassen kategoriseres som intakt berg ved en sprekkeavstand større enn fire til fem ganger fundamentets bredde. Med en sprekkeavstand over dette vil sprekkesettene orientering og fall i svært liten til ingen grad påvirke bruddutviklingen i berget. Er avstanden mindre enn fire til fem ganger fundamentets bredden, vil sprekkesettene orientering og avstand påvirke bæreevnen til bergmassen (SVV, 2004).

Sprekkeavstanden vil mer eller mindre bestemme blokkstørrelsene i bergmassen som vil påvirkes av fundamentets ytre laster, og dermed til hvilken grad bergmassen kan motstå de aktuelle lastene (Barton, 1976). Sprekker reduserer bergmassens styrke, og sprekkeavstanden påvirker denne reduksjonen. Figur 4.1 viser sammenhengen mellom hvordan sprekkeavstanden påvirker bergmassens styrke relatert til intakt berg (Bieniawski, 1973).



Figur 4.1: Sprekkeavstandens påvirkning på styrken av intakt berg (Bieniawski, 1973).

Sprekker vil i de aller fleste tilfeller være svakhetsplan i bergmassen, hvor sprekkenes skjærstyrke er betraktelig mindre enn for selve bergarten. Det er dermed viktig å kunne vurdere sprekkenes orientering i forhold til fundamentering for å kunne utnytte bergmassens styrke.

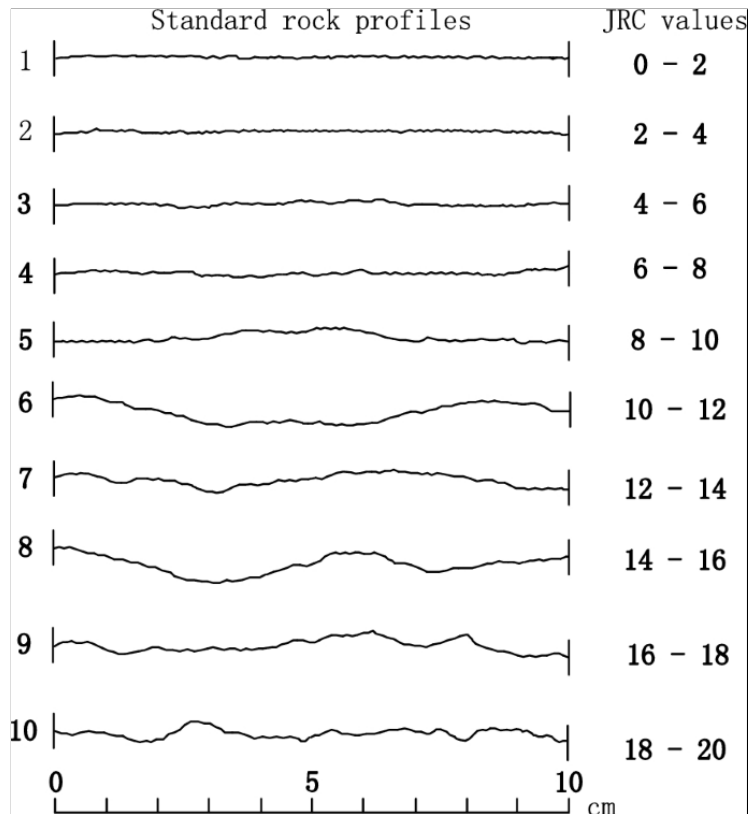
4.1.5 Sprekkeruhet og sprekkefyll

Sprekkeruhet og sprekkefyll er to viktige faktorer ved vurdering av sprekkenes skjærstyrke. Ufullstendig kontakt mellom bergflatene langs sprekkeprofilen, eller lav sprekkeruhet, vil medføre drastisk reduksjon i sprekkenes skjærfasthet (SVV, 2004). Imidlertid vil sprekkeruhetens innvirkning på skjærstyrken avta med økende tykkelse av sprekkefyll og/eller tidligere skjærforskyvning. Sprekkefyllets eller sleppematerialets mineralogiske og fysiske egenskaper, samt tykkelse vil også påvirke sprekkenes skjærstyrke (Hauge, 2022).

Ved måling og testing av sprekkeres skjærstyrke vil det være krevende å få et representativt resultat for hele sprekken. Skjærstyrken kan måles med in-situ målinger eller ved målinger og tester gjennomført på laboratoriet. For beregning av sprekkeres skjærstyrke er Bartons-Bandis bruddkriterium ofte brukt, og kan uttrykkes med den empiriske ligningen presentert nedenfor (Barton og Bandis, 1990):

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan[JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n) + \phi_r] \quad (4.1)$$

Hvor σ_n er normalspenning, JRC (Joint roughness coefficient) er sprekkeruhetskoeffisient som blir vurdert ut i fra figur 4.2, og JCS (Joint Wall Compression Strength) er sprekkekompresjonskoeffisient. ϕ_r er den residuelle friksjonsvinkelen og kan bergenes med basis friksjonsvinkel, ϕ_b , og Schmidt-hammerens “rebound”- verdier for en tørr, uforvitret og plan flate, r , og for en våt sprekkflate, R , gjennom ligning 3.5 under kapittel 3.5 (Barton og Choubey, 1977).



Figur 4.2: Sprekkeruhetsprofiler med tilhørende JRC-verdi (Wang mfl., 2020)

JCS er avhengig av bergmassens forvitningsgrad, hvor en uforvitret bergmasse vil ha JCS lik UCS, men som i de fleste tilfeller hvor bergmassen er noe påvirket av forvitring vil JCS være lavere. Sammenhengen mellom forvitningsgrad, JCS, og UCS- verdi kan i grove trekk oppsummeres i følgende fem punkter (Barton og Choubey, 1977):

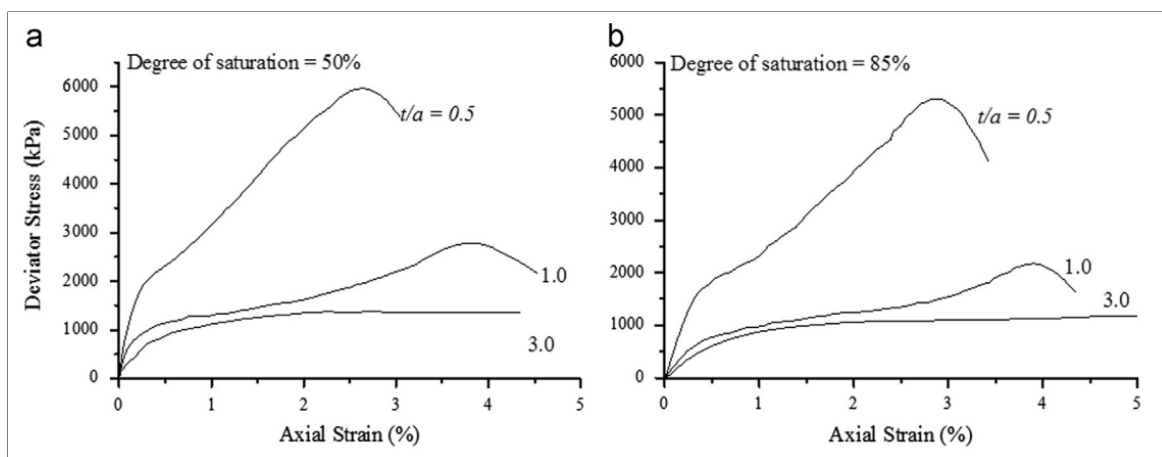
1. Formasjon av sprekker i intakt berg; JCS- verdi vil være den samme som UCS som et resultat av null forvitring.
2. I konduktive sprekker med svak reduksjon av sprekkens kompresjonsstyrke; JCS blir lavere enn UCS.
3. Vanlig mellomstadie; forvitrede, vannledende sprekker, impermeable blokker i mellom,

JCS en fraksjon av UCS.

4. Effekten av sprekkenes forvitring trenger inn i blokkene; progressiv redusisjon av blokkens UCS-verdi innover i blokken, JCS er fortsatt svakt synkende.
5. Betydelig nivå av forvitring; UCS dropper ned til JCS, og bergmassen er helt permeabel.

Korresponderende JCS verdier til punkt 1-5 kan testes gjennom konvensjonell enaksiell testing av en intakt sylinder eller ved punktlasttest på laboratoriet.

I tillegg til sprekkeruhet er også sprekkefyll en avgjørende faktor for sprekkenes friksjon og skjærfasthet. Som beskrevet, avhenger denne påvirkningen av tykkelsen, mineralsammensetningen og kornstørrelsen av det aktuelle sprekkefyllet. Tykkelsen vil påvirke sprekkenes bergkontakt, og for en plan sprekke vil en millimeter med sprekkefyll i noen tilfeller være nok for å forhindre bergkontakt, mens for en ru og undulerende sprekke vil det i noen tilfeller kreves centimeter med sprekkefyll for å forhindre bergkontakt (NGI, 2015). Figur 4.3 viser aksiell forskyvning mot forskyvningslast av sprekker med ulik mengde sprekkefyll og varierende vannmetning. t/a er forholdet mellom tykkelse av sprekkefyll og sprekkerhuet. Forsøkene ble gjort med t/a -forhold på 0.5, 1, og 3 for prøver med 50% og 85% vannmetning (Indraratna mfl., 2014).



Figur 4.3: Sprekkeforskyvning ved ulik grad av sprekkefyll (Indraratna mfl., 2014).

For alle typer sprekker vil de fineste fraksjonene av sprekkefyllet være det mest interessante, da det er det som i størst grad vil påvirke sprekkenes langsiktige skjærstyrke. Den mineralogiske sammensetningen av det finere materialet er dermed anbefalt å undersøke, spesielt i tilfeller hvor det mistenkes svellende mineral som montmorillonitt (Barton, 1978).

4.2 Bruddkriterium

Innen ingeniørfeltet omtales “bruddkriteriet” for det gitte materialet som spenningsforholdet hvor materialets maksimale styrke nås. Bruddkriteriet er et uttrykk for største hovedspenning, σ_1 , materialet kan påføres gitt minste og mellomste hovedspenning, σ_3 , og σ_2 , før det går i brudd (Haimson og Bobet, 2012). I denne oppgaven brukes bruddkriteriet for modellering av bergmassens plastiske egenskaper.

4.2.1 Hoek-Brown

Hoek- Browns bruddkriterium er et empirisk kriterium og baserte seg i første omgang på Griffiths ikke-linære bruddkriterium, hvor de i 1980 utarbeidet ligning 4.2 tilpasset et stort utvalg triak-sialtester utført på intakt berg. Siden dette er et empirisk kriterium er det flere ganger blitt utviklet og modifisert (Hoek og Brown, 2019).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (4.2)$$

Hvor σ_1 og σ_3 er henholdsvis største og minste hovedspenning, σ_{ci} er enaksiell trykkstyrke i intakt berg og m_i er materialkonstant for intakt berg.

Det største og kanskje mest betydningsfulle tillegget til kriteriet var introduksjonen av det generaliserte Hoek- Brown kriteriet som ble utgitt i Hoek (1994), se ligning 4.3. Tillegget tok hensyn til utglidning og rotasjon av blokker, samt introduserte GSI (Geological Strength Factor) (se kap. 4.3.3) gjennom materialkonstantene m_b , s og a (Hoek og Brown, 2019).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4.3)$$

Forholdet mellom materialkonstantene m_b/m_i , s og a , og GSI er som følgende (Hoek, 1994):

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \quad (4.4)$$

For $GSI > 25$:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right), \quad a = 0.25 \quad (4.5)$$

For $GSI < 25$:

$$s = 0.5, \quad a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (4.6)$$

For intakt og godt berg vil materialkonstantene ha følgende verdier; $m_b=m_i$, $s=1$ og $a=0.5$, som gir det opprinnelige kriteriet i ligning 4.2.

4.2.2 Mohr- Coulomb

I 1776 introduserte Coloumb det enkleste og mest brukte bruddkriteriet, hvor teorien var at brudd ved kompresjon oppstår når skjærspenningen overskrider bergartens naturlige kohesjon pluss friksjonsstyrken langs skjæringsplanet (Al-Ajmi og Zimmerman, 2005). Kriteriet består av et sett likninger som beskriver hvilke forhold et isotropt og sprøtt materiale vil gå i brudd. Mohr-Coulomb kriteriet kan enten skrives med ligning 4.7 som en funksjon av største og minste hovedspenning, eller med ligning 4.9, basert på normal- og skjærspenningen på bruddplanet (Hoek og Brown, 1997; Labuz og Zang, 2012).

Coulombs kriterie formulert med største og minste hovedspenning σ_1 og σ_3 :

$$\sigma_1 = C_0 + q\sigma_3 \quad (4.7)$$

Hvor C_0 og q kan beregnes med følgende ligninger:

$$C_0 = 2c \cdot \cos\phi / (1 - \sin\phi), \quad q = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) \quad (4.8)$$

Kriteriet formulert med bruddplanets normal- og skjærspenning σ_n og τ :

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan\phi \quad (4.9)$$

Hvor c er kohesjon, og ϕ er materialet interne friksjonsvinkel. Dette kriteriet antar at mellomste hovedspenning, σ_2 , ikke påvirker brudd og er dermed neglisjerbar.

4.3 Klassifisering av bergmassen

Ved vurdering av bergmassens egenskaper og stabilitet er det nødvendig å kunne systematisere og kategorisere bergmassen ut i fra spesifikke parametre. Det er utviklet flere slike systemer, hvor populariteten av hvert system kan variere fra land til land samt variere ut i fra hvilket bruksområde bergmassen skal utnyttes til. For å danne et grunnlag for videre utvikling av Statnett (2018) bergmasseklassifisering “fundamentering av mastestabber på berg”, er det nødvendig å skaffe en oversikt over eksisterende metoder og parametre.

4.3.1 Q-Systemet

Q-systemet er den mest brukte metoden for bergmasseklassifisering i Norge, og ble utviklet som et hjelpemiddel for vurdering av sikringstiltak i tunneller og bergrom. Systemet ble utviklet av Barton, Lien og Lunde ved NGI i 1974 (NGI, 2015). Q-system er en empirisk metode hvor første utgave hadde et grunnlag fra en database med sikringsarbeid fra omtrent 200 tunneller og bergrom, og klassifiseringen besto av 38 sikringsklasser. Databasen har i dag økt til over 1000 tunneller og bergrom, hvor også sikringsklassene er blitt oppdatert og forenklet med mer moderne sikringstiltak (Nilsen, 2016).

Q-systemet tar utgangspunkt i følgende seks parametre for vurdering av bergmassen (Barton mfl., 1974):

Tabell 4.1: De 6 parametrene i Q-systemet (NGI, 2015).

Q-Systemet	
Parametre	Beskrivelse
RQD	Oppsprekingstall
J_n	Antall sprekesett
J_r	Sprekkeflatens ruhet
J_a	Sprekkematerialets styrke
J_w	Sprekkevannsmengde og -trykk
SRF	Bergspenningsfaktor

Hver av de seks parametrene blir vurdert individuelt og gis en tallverdi basert på Bartons kriterier og begrensninger. De fire første parametrene i Q-systemet beskriver bergmassens oppsprekking, mens de to siste er relatert til bergmassens spenningssituasjon. Med ligning 4.10 beregnes bergmassens Q-verdi basert på tallverdiene gitt for hver parameter (Barton mfl., 1974):

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (4.10)$$

Ifølge Barton mfl. (1974) er det de følgende tre faktorene de som i størst grad påvirker bergmassens stabilitet, og som derfor er grunnlaget for Q-systemet:

1. Grad av oppsprekking (blokkstørrelse), $\frac{RQD}{J_n}$
2. Sprekkes skjærstyrke, $\frac{J_r}{J_a}$
3. Spenninger i bergmassen, $\frac{J_w}{SRF}$

Q-verdien til bergmassene kan variere fra en verdi på 1000, som tilsvarer svært godt berg og bergklasse A, til en verdi på 0.001, som tilsvarer svært dårlig berg og bergklasse G. Det er altså sju bergklasser fra A til G basert på bergmassens kvalitet (Barton mfl., 1974).

Q-systemets dimensjonering av sikringstiltak tar utgangspunkt i den bergenede Q-verdien med tilhørende bergklasse, bergrommets- eller tunnelens dimensjoner, samt sikkerhetskrav (ESR) som avhenger av bruksområdet. Sikringskategoriene er delt inn fra 1 til 9, hvor sikringskategori 1 anbefaler ingen eller spredt bolting, og kategori 9 anbefaler ytterligere vurdering av bergmassen og er den tyngste kategorien hvor det vil kreves mest sikring. Se vedlegg A.1 for Q-systemets empiriske diagram for anbefalt sikringskategori og tiltak (NGI, 2015).

4.3.2 RMR

RMR (Rock Mass Rating) er et klassifiseringssystem for bergmasser utviklet av Bieniawski, 1973 ved CSIR (Council for scientific and Industrial Research) i Sør-Afrika. Også dette er et empirisk system og frem til 1989 ble klassifiseringssystemet videreutviklet og oppdatert (Aksoy, 2008). RMR-systemet ble i utgangspunktet basert på åtte ulike parametre, men har gjennom utvikling og optimalisering blitt redusert ned til de fem parametre presentert i tabell 4.2 (Aksoy, 2008).

Tabell 4.2: De 5 parametrene i RMR-systemet (Nilsen, 2016).

RMR- Systemet	
Parametre	Beskrivelse
1	Styrken til intakt berg (UCS eller punktlast)
2	RQD (Oppsprekkingstall)
3	Sprekkeavstand
4	Sprekkekarakter (åpning, ruhet, belegg)
5	Grunnvannsforhold

RMR-systemet er sammensatt av seks deler, fra A til F, hvor del A tar utgangspunkt i parametrene presentert i tabell 4.2, og kategoriserer disse basert på en gitt vurdering ut i fra målte og observerte verdier. Del B tar utgangspunkt i strøk og fall-orientering av sprekkene i bergmassen hvor det blir tildelt en korreksjonsfaktor basert på gunstighet av sprekeorienteringene, om det er i tunell eller bergrom, for fundament, eller en bergskjæring. I del C klassifiseres bergmassen basert på RMR-ratingen, hvor klassene er presentert i tabell 4.3. Del D gir en mer omfattende beskrivelse av klassene. Del E gir retningslinjer for klassifisering av diskontinuiteter, og del F beskriver effekten av diskontinuitetenes orientering i tunneller (Bieniawski, 1989).

Tabell 4.3: Bergmasseklassifisering etter RMR-systemet (Bieniawski, 1989).

RMR- Klassifisering		
Rating	Klasse	Beskrivelse
81 - 100	1	Very good rock
61-80	2	Good rock
41-60	3	Fair rock
21-40	4	Poor rock
<21	5	Very poor rock

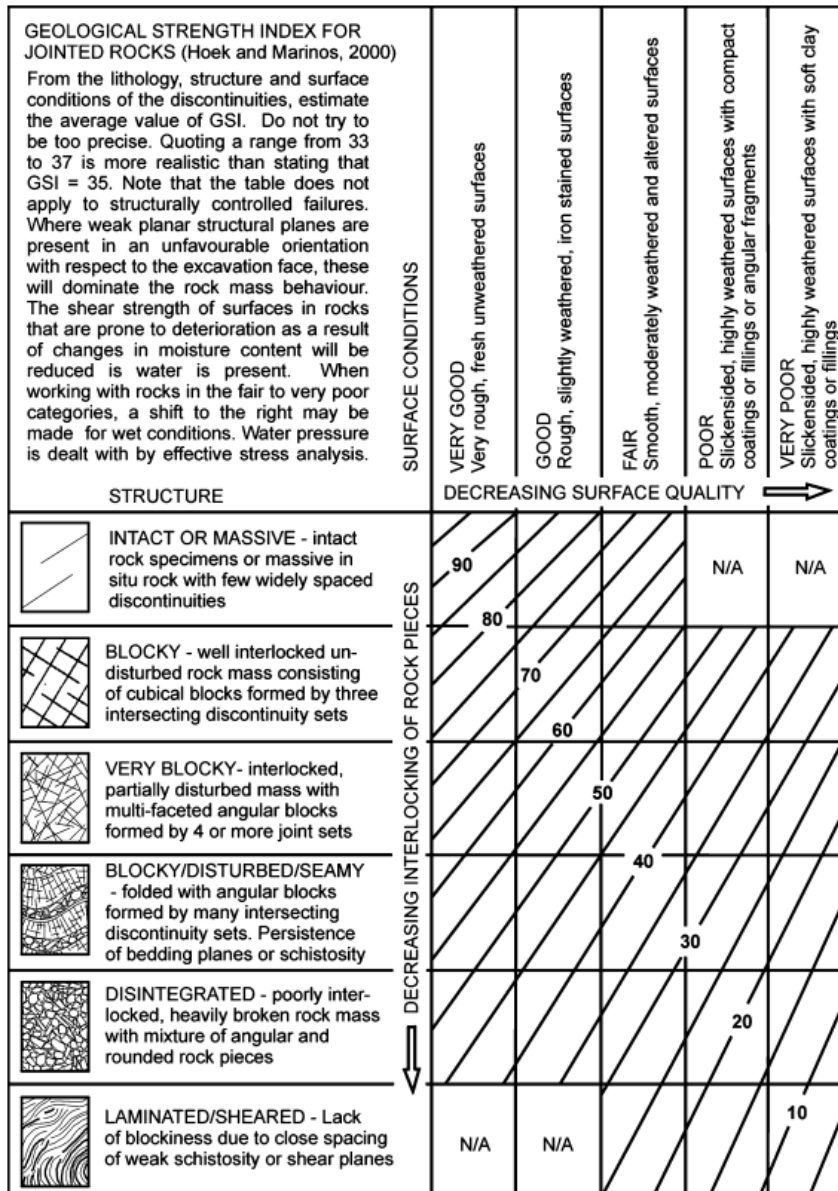
Fullstendig tabell for klassifisering med RMR-systemet er presentert under vedlegg A.2.

4.3.3 GSI

GSI (Geological Strength Index) ble utviklet av Hoek (1994) og er et klassifiseringssystem basert på Hoek-Browns bruddkriterium (se kap 4.2.1), som et verktøy for å estimere materialkonstantene m_b , s og a . Konstantene ble opprinnelig basert på Bieniawski (1973) RMR-rating, med antagelser om tørre forhold og fordelaktige sprekeorientering (Hoek og Bown, 1988). Denne metoden ga gode resultater for bergmasser med RMR-verdier over 25, men ikke for svært dårlig

berg med RMR-verdi under 25. Hoek (1994) introduserte GSI som en erstatning for RMR for estimering av konstantene.

Som vist i figur 4.4 er GSI systemet basert hovedsakelig på to parametre; sprekkestruktur (opp-sprekningsgrad) og bergmassens overflateforhold. GSI-verdien varierer fra 10 som indikerer svært dårlig bergkvalitet til 100 for svært godt berg (Hoek, 1994). God og korrekt bruk av GSI-systemet krever erfaring og gode vurderinger av kompetent personell (Cai mfl., 2004).



Figur 4.4: Generelt diagram for estimering av GSI basert på geologiske observasjoner (Marinos og Hoek, 2000).

En korrelasjon mellom RMR-systemet og GSI-systemet gjør det mulig å utnytte RMRs store

database med erfaringer fra gjennomførte prosjekter, og samtidig utnytte GSIs simple klassifiseringsmetode. En av de mest brukte sammenhengene er basert på erfaringer fra flere ulike forfattere, og er som følgende (Ceballos mfl., 2014):

$$RMR > 23 \longrightarrow GSI = RMR - 5 \quad (4.11)$$

$$RMR < 23 \longrightarrow RMR \text{ anbefales ikke for å estimere GSI} \quad (4.12)$$

4.3.4 Statnetts klassifiseringssystem

Følgende kapittel er basert på Statnetts tekniske standard “Fundamentering av mastestabber på berg; Klassifisering av berggrunnen”, utarbeidet av NGI i samarbeid med Statnett for fundamentering direkte i bergmassen (Statnett, 2018).

Den tekniske standarden sier at klassifiseringen skal utføres av kvalifisert personell og med tilstrekkelig rensk av bergmassen ved hvert mastebein før vurdering. Grunnundersøkelsene innebærer to hovedfaser hvor prosedyren fokuserer hovedsaklig på følgende undersøkelser for dimensjonering (Markussen, 2022; Statnett, 2018):

1. Forundersøkelser for optimalisering og planlegging av linjetraséen.
2. Prosjekteringsundersøkelser for dimensjonering etter at ruten for linjen er fastlagt og før bygging.

Hovedparametrene i klassifiseringen er presentert i tabell 4.4.

Tabell 4.4: De 7 parametrene i Statnetts klassifiseringssystem (Statnett, 2018).

Statnett	
Parametre	Beskrivelse
1	Forvitring
2	Enaksial trykkfasthet
3	Antall sprekkesett
4	Sprekkeavstand
5	Sprekkeruhet
6	Sprekkeåpning
7	Sprekkefylling

Klassifiseringen av mineralstabilitet og forvitningsgrad forutsetter at materialet er stabilt med hensyn på oppløsning i vann. Materialet klassifiseres ut i fra en seksdelt skala hvor det får en grad fra 0 til 5, se figur A.4 under vedlegg A.4. I områder hvor overflateberget er forvitret eller oppsprukket, kan berggrunnen utbedres ved å fjerne overflateberget. Ved bratt eller trappet terreng vil det være hensiktsmessig å ta ut berg slik at fundamenteringen kan gjøres på tilnærmet horisontal overflate. I slike tilfeller skal berggrunnen klassifiseres etter overflateberget er fjernet, og den nye fundamenteringsflaten er eksponert (Markussen, 2022; Statnett, 2018).

Bergartsstyrken klassifiseres ut i fra bergartens enaksielle kompresjonsstyrke eller ved bruk av geologihammer i felt. Figur A.5 under vedlegg A.4 viser typiske UCS-verdier for ulike bergarter og figur A.6 under nevnte vedlegg beskriver Statnetts korrelasjonen mellom bergmassens reaksjon på hammerslag og UCS-styrken. Bergartens eksakte styrke er ikke like nøye for verdier over 100 MPa, som regnes som skille mellom sterke og svake bergarter. De sterke bergartene vil i praksis oppføre seg som ikke-deformerbare, mens svake bergarter vil kunne deformeres under påvirkning av kreftene fra mastefundamentet (Markussen, 2022; Statnett, 2018).

Sprekkeavstanden måles og angis som statiske verdier, hvor middel- eller den mest hyppige verdien skal brukes. Verdien skal beskrives i henhold til figur A.7 under vedlegg A.4 (Markussen, 2022; Statnett, 2018).

Sprekkeruheten beskrives ut i fra følgende tre skalaer (Markussen, 2022; Statnett, 2018):

- Liten skala (opp til noen centimeter): Ru, glatt eller glidespeil
- Medium skala (opp til noen desimeter): Plan, trinn eller undulerende

- Stor skala (opp til noen meter): Bølgete, buet eller rett

Ekempel på sprekkeruhet er vist i figur A.8 under vedlegg A.4.

Sprekkeåpningen vurderes ut i fra beskrivelsen i figur A.9 under vedlegg A.4. Slik som for sprekkeavstanden måles og angis verdiene som statistiske verdier, hvor middel- eller den mest hyppige verdien skal brukes (Markussen, 2022; Statnett, 2018).

Sprekkefyllet beskrives med kornstørrelse og plastisitet. Kornstørrelsen vurderes visuelt og beskrives som leirig, siltig, sandig eller grovkornet. Plastisiteten vurderes ved klemming eller rulling, hvor materialet skal beskrives som plastisk eller ikke-plastisk (Markussen, 2022; Statnett, 2018).

Systemet er delt opp i 5 klasser, se tabell 4.5, hvor de fire øverste klassene (0-3) ansees å være av tilstrekkelig bergkvalitet for at fundamentering med Compolemetoden kan utnyttes. Bæreevnen til bergmassen skal være tilstrekkelig til å kunne overføre de påførte lastene til kompresjon og strekk av bergmassen uten tegn til oppsprekking eller bruddannelse. Bergmasser under den femte klassen (klasse 4), regnes som berg av for dårlig kvalitet for bruk av Compolemetoden hvor det ikke vil være økonomisk gunstig å forsterke grunnen for å oppnå ønsket stabilitet (Markussen, 2022; Statnett, 2018).

Berggrunnen blir delt inn i klasser basert på inndelingen vist i figur A.10 under vedlegg A.4. For at fundamenteringspunktet skal oppnå en bergklasse må alle kriteriene i klassen være oppfylt (Markussen, 2022; Statnett, 2018).

Tabell 4.5: NGIs og Statnetts klassifisering av berggrunn (Statnett, 2018).

Bergklasse	Benevning	Beskrivelse
0	Massivt berg	Intakt berg eller massivt berg med noen få sprekker med stor sprekkeavstand. Sprekkeflatene er uforvitret og ru.
1	Noe oppsprukket berg	Bergmassen er gjennomskåret av et eller to sprekkesett. Sprekkene er godt fortannet og uforvitret. Sprekkeflatene er ru.
2	Grovblokkig berg	Bergmassen er gjennomskåret av to eller tre, sprekkesett som danner kubiske blokker. Sprekkene er godt fortannet og uforvitret. Sprekkeflatene er ru til plane.
3	Småblokkig berg	Bergmassen er gjennomskåret av opptil tre sprekkesett. Sprekkene er noe fortannet eller litt forvitret. Sprekkene er plane eller med noe fylling av sleppemateriale.
4	Oppsprukket eller nedknust berg	Bergmassen med flere sprekkesett. Sprekkene er dårlig fortannet, gjennomsettende eller skifrige. Sprekkene kan være plane eller fylt med sleppemateriale.

4.4 Bergmassestyrke

Bergmassens styrke kan defineres som evnen til å motstå spenninger og deformasjon, og vil være avhengig av bergmassens diskontinuiteter, foliasjoner og retningen av disse (Panthi, 2006). Styrken og deformasjonskapaiteten av bergmassen varierer ofte fra styrken og deformasjonskapasiteten av intakt berg. En prøve av intakt berg er ofte mer homogen, inneholder lite diskontinuiteter og er betraktelig sterkere enn bergmassen. En enkel bergartsprøve vil dermed ikke være representativt for hele bergmassen (Bieniawski og Van Heerden, 1975).

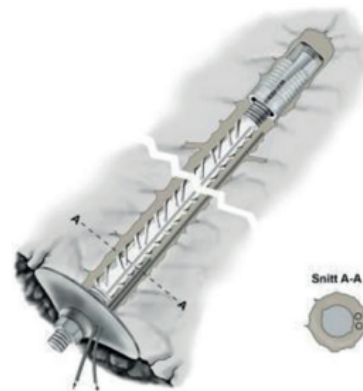
Bergmassestyrken vil være vanskelig å estimere i felt eller med laboratorietesting, flere har dermed foreslått ulike empiriske ligninger for estimering av bergmassens styrke (Panthi, 2006). Et utvalg av disse empiriske ligningene er presentert nedenfor i tabell 4.6, hvor ligningene er formulert med bakgrunn i bruddkriteriene og bergmasseklassifiseringene presentert tidligere i dette kapitlet.

Tabell 4.6: Empiriske formler for beregning av bergmassestyrke.

Foreslått av	Beregning av bergmassestyrke
Hoek mfl. (2002)	$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$
Mohr-Coulomb (Hoek og Brown, 1997)	$\sigma_{cm} = \frac{2cc\cos\phi}{1-\sin\phi}$
Panthi (2006)	$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1.50}}{60}$

4.5 Bergsikring

Bergbolter er i over et århundre blitt brukt for stabilisering av bergmasser over hele verden (Spang og Egger, 1990). Typisk bruk av bolter er for å forhindre utglidning av blokker eller direkte nedfall. Ved sikring av bergmassene rundt mastepunkter vil det være naturlig å se på litteratur for sikring av bergskjæringer da dette vil være den mest nærliggende mekanismen. Ved permanent sikring av bergskjæringer med bolter, er det normalt brukt fullt innstøpte bolter. De fullt innstøpte boltene som ofte benyttes er vanlige gysebolter, vist i figur 4.5, eller kombinasjonsbolt som vist i figur 4.6 (SVV, 2020).

**Figur 4.5:** Fullt innstøpt bolt (NFF, 2020).**Figur 4.6:** Endeforankret og ettergyst kombinasjonsbolt (NFF, 2020).

Hovedfunksjonen til bergbolter er først og fremst å forbedre normal- og skjærkreftene langs det aktuelle svakhetsplanet, ikke for å utnytte boltestålets skjærstyrke hvor bolten krysser svakhetsplanet (Wyllie og Mah, 2004a). For å utnytte boltenes dimensjonerte styrke, er det anbefalt å installere boltene, som vist i figur 4.7, med en vinkel på 30-50 grader på det potensielle utglid-

ningsplanet. Boltene strekk- og skjærstyrke antas da å være utnyttet i størst mulig grad (NFF, 2020).



Figur 4.7: Anbefalt vinkel mellom bolt og sprekkeplan (NFF, 2020).

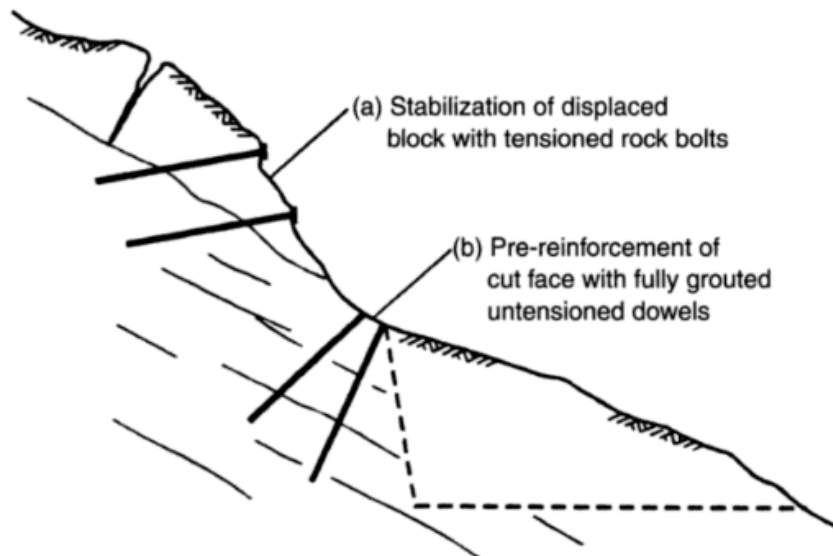
Ikke-forspente fullt innstøpte bolter er stive og ikke deformerbare og bidrar med et passivt sikringssystem. Et passivt sikringssystem innebærer at boltene først blir aktivert gjennom deformasjon i bergmassen som bidrar til tøyning av boltene. Kraftig deformasjon utover boltene strekk- og skjærstyrke vil kunne føre til brudd i boltene da de tillater svært lite deformasjon (NFF, 2020). Fullt innstøpte bolter kan forebygge tapet av bergkontakt i det aktuelle glideplanet, og dermed bidrar med å opprettholder skjærstyrken i planet ved å unngå bevegelse i diskontinuiteten, som vist i figur 4.8 (Wyllie og Mah, 2004a).

Fullt utstøpte bolter monteres ved å fylle borehullet med gysemasse før boltestålet skyves inn. Boltene vil ikke gi øyeblikkelig sikring da gysemassen må stivne før boltene aktiveres. Gysemassen eller mørtelen bidrar med økt korrosjonsvern av boltestålet. Mørtelens korrosjonsvern vil ikke alltid være tilstrekkelig da det kan forekomme brudd i mørtelen, gjennom brudd i bergmassen så mørtelen siver ut, utvasking av mørtel ved rennende vann, luftbobler eller usentrisk beliggenhet av boltene (NFF, 2020).

Kombinasjonsbolter er både endeforankret og ettergyst som vist i figur 4.6, og kan bidra med aktiv sikring ved forspenning av boltene. Et aktivt sikringssystem innebærer at boltene bidrar aktivt til å unngå ytterligere deformasjon øyeblikkelig etter montering. På grunn av forspenningen

og ettergysingen regnes kombinasjonsbolter som svært stive. Boltene er egnet for de fleste bergforhold, med unntak av forhold hvor det kan forventes store deformasjoner. På grunn av boltens stivhet vil slike deformasjoner konsentrere spenningen mer, og kan føre til brudd i boltene (NFF, 2020). I tilfeller hvor blokken ligger og hviler etter noe bevegelse, vil det i de fleste tilfellene egne seg best med kombinasjonsbolter. Kombinasjonsbolter bidrar med å unngå ytterligere bevegelse og for å opprettholde delvis bergkontakt, som vist i figur 4.8 (Wyllie og Mah, 2004a).

Montering av endeforankrede kombinasjonsbolter gjøres i to operasjoner. Først monteres boltene som en vanlig endeforankret bolt og forspennes. Deretter ettergyses boltene ved å fylle boltehullet med mørtel. Slik som for fullt innstøpte bolter bidrar gysemassen med økt korrosjonsvern for boltestålet, hvor det kan oppstå brudd i mørtelen, gjennom brudd i bergmassen, utvasking ved rennende vann eller luftbobler (NFF, 2020).

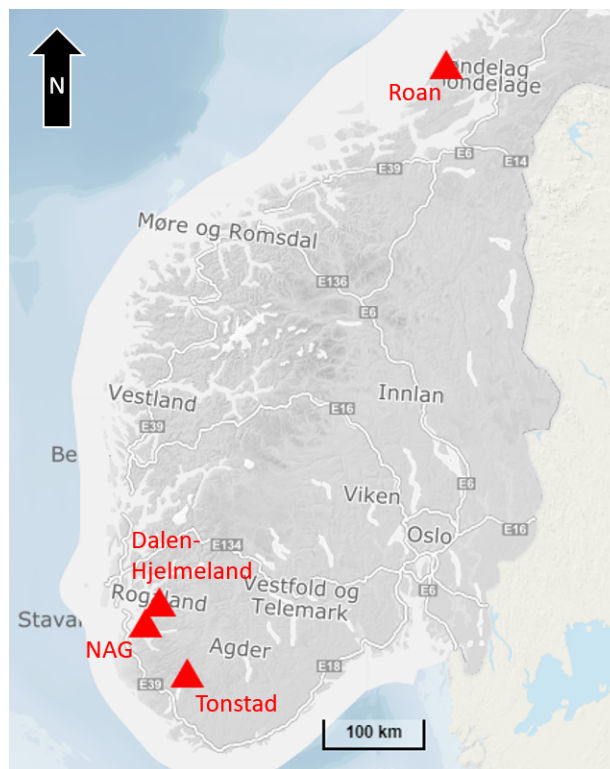


Figur 4.8: Sikring ved bruk av bolter: (a) Forspente bolter i forflyttet blokk; (b) Fullt innstøpte bolter for å styrke glideplanet (Wyllie og Mah, 2004a).

5 Bruk av fundamenteringsmetoden

Følgende kapittel er basert på Comrods og Multiconsults interne rapporter. Grunnet tilgang på ulik mengde rapporter og informasjon fra de respektive prosjektene, vil også dybden i følgende prosjektbeskrivelser variere fra prosjekt til prosjekt.

Prosjektene det er valgt å fokusere på i denne oppgaven er vist i figur 5.1 og er, som tidligere nevnt, Roan vindpark (2017), Tonstad vindpark (2019), Dalen- Hjemmeland (2022), samt testene utført på NAG (2018).



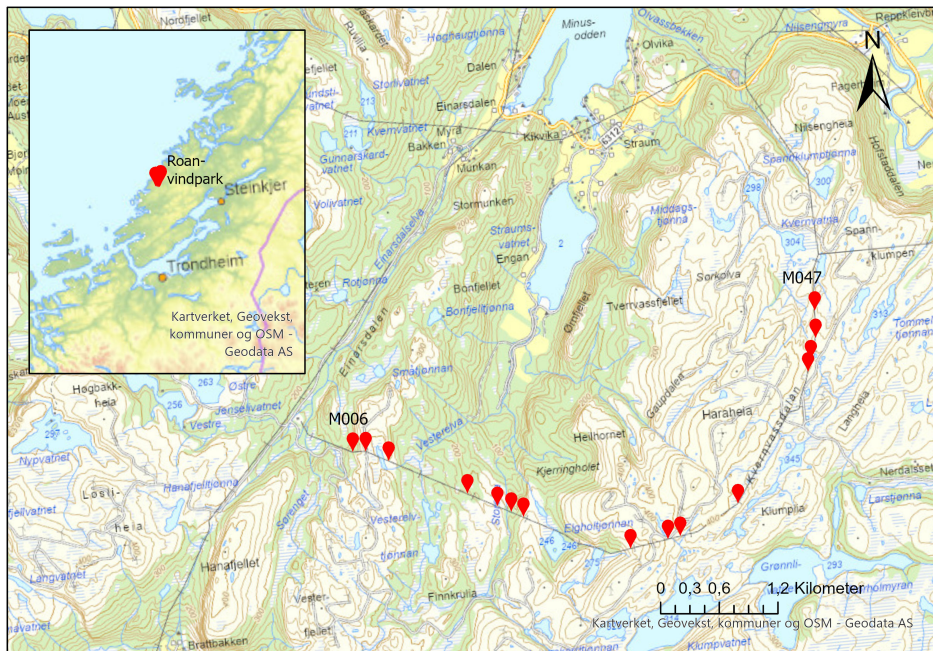
Figur 5.1: Geografisk beliggenhet av de utvalgte prosjektene (Kartverket, 2023).

5.1 Roan vindpark

Comrods første prøveprosjekt med bruk av slisseboring som fundamenteringsmetode ble gjennomført i 2017 på Roan vindpark like utenfor Steinkjer i Trøndelag. Mastene som ble fundamentert var H-master for NTE, hvor prosjektet ble utført i samarbeid med Linjepartner. Prosjektets gjennomføring avviker noe fra dagens standard, da erfaringsgrunnlaget på den tiden var minimalt. Mastene på prøveprosjektet ble fundamentert med stålfundament, som i dag kun blir brukt i spesielle tilfeller, istedenfor med komposittmateriale. Det ble også montert en flens i toppen

av mastene for å ha mulighet til å justere eventuelle skjevheter i fundamenteringen (Bjørnsen, 2022).

De aktuelle mastepunktene fra Roan vindpark som det er valgt å se nærmere på i denne oppgaven er presentert i figur 5.2. Fra linjen er det valgt 15 mastepunkter mellom mast M006 og M047, hvor fundamentene er slisseboret.



Figur 5.2: Utvalgte mastepunkt fra Roan vindpark.

Prosjektet med etablering av master på Roan vindpark ble gjennomført i perioden fra april 2017 til juni 2018 hvor det ble fundamentert 84 master med slisseboring. Multiconsult bisto med bergteknisk vurdering på de aktuelle mastepunktene hvor slisseboring ble vurdert som fundamenteringsmetode. Geologien i området ble i 2017 vurdert av Multiconsult som bergteknisk ansvarlig, og rapportert som følgende (Multiconsult, 2017):

“I området er det registrert gneis. Det er registrert mer eller mindre båndet gneis. Gneisen varierer fra en mørkere variant med svært tydelig foliasjon til en lysere variant med mer massiv og homogen struktur. Gneisen har typisk 3 sprekkesett og sprekkenes avstand på 200 mm og mer. Sprekkeflatene er ru og bølgete. Enkelte steder er det registrert noe rustbelegg i sprekker, men stort sett er sprekkenes uten sprekkefyll.

I det nordlige området, mast 43 – 49 er berget preget av at det flere steder er løse blokker som

antas å være dannet ved frostsprengning av berget. En eller flere svakhetssoner er registrert mellom mast 41 og mast 42. Her er det jordslepper på flere cm bredde og svært dårlig bergkvalitet.” (Multiconsult, 2017).

Multiconsults klassifisering av mastepunktene bergmasse tok utgangspunkt i tabell 5.1, som er basert på Statnetts klassifikasjonssystem. For vurdering er det satt krav om tilstrekkelig rensk av de aktuelle mastepunktene for å kunne gjennomføre en tilfredstillende ingeniørgeologisk vurdering. Basert på tabell 5.1 skal bergmassekvaliteten tilfredstille kravene for kategorien “godt berg” for fundamentering med Compolemetoden.

Tabell 5.1: Klassifisering av bergmasse med anbefalt fundamenteringslengde på Roan (Multiconsult, 2017).

Bergmasse-kategori	Beskrivelse	Fundamenteringslengde
Godt berg	Tre sprekkese sett og tilfeldige sprekker, sprekker er ru og lite forvitret. Midlere sprekkeseavstand >100 mm. Kun tynt belegg i sprekker (ikke leire). «Klink» lyd ved slag med sprett/hammer. Geological Strength index (GSI) - 65-100	1 m For mastediameter \leq 600 mm For mastefundamenter med oppløft < 50 kN
		1,2 m For master med oppløft > 50 kN For mastefundamenter > 600 mm
Oppsprukket eller nedknust berg	Bergmasse med flere sprekkese sett. Sprekkene har ingen eller dårlig bergkontakt, sprekkese fyllinger eller er skifrige. Berget gir bom lyd ved slag av sprett/hammer Forvitret berg. Geological Strength Index (GSI) < 65	Metoden anbefales ikke benyttet

Grunnet endringer i system og rutiner er det noe begrenset informasjon å oppdrive for hvert mastepunkt fra prosjektet Roan vindpark. De aktuelle mastepunktene det er valgt å studere i denne oppgaven er presentert i tabell 5.2 med tilhørende bergkvalitet, fundamentdimensjon, beregnet moment om fundament, planlagt boreddybde basert på befaring av geolog og faktisk dybde av boret slisse.

Bergkvaliteten er også blitt vurdert av GrunnPartner på hvert mastepunkt, hvor de har inndelt i kategoriene “God”, “Middels” eller “Mindre god”. Samtlige av de utvalgte mastepunktene ble

kategorisert som “God” bergkvalitet i 2017 (GrunnPartner, 2017). Under “Boret dybde” i tabellen er fundamenteringsdybden for hver av de aktuelle mastepunktene presentert. Dybden for Roan vindpark er noe unøyaktig, da det bare var mulig å oppdrive minimum dybde boret fra gamle rapporter.

Tabell 5.2: Oversikt over de aktuelle mastepunktene (MP) på Roan vindpark med bergkvalitet (God, middels eller mindre god) og moment basert på forventede laster (GrunnPartner, 2017).

*V = Venstre masteben, M= Midtre masteben, H= Høyre masteben.

Roan vindpark					
MP	Bergkvalitet	Diameter [m]	Moment [kNm]	Planlagt dybde [m]	Boret dybde [m]
M006	God	0.50	86.0	0.80	V: Min. 0.80 M: Min. 0.80 H: Min. 0.80
M007	God	0.50	66.0	0.80	V: Min. 0.80 M: Min. 0.80 H: Min. 0.80
M009	God	0.70	384.0	1.00	V: 1.10 H: 1.15
M014	God	0.50	164.0	1.00	V: Min. 1.00 H: 1.00
M016	God	0.80	233.0	0.50	V: Min. 0.80 H: Min. 0.80
M017	God	0.50	200.0	0.80	V: Min. 0.80 H: Min. 0.80
M018	God	0.50	180.0	0.80	V: Min. 0.80 H: 0.80
M025	God	0.50	86.0	1.00	V: Min. 1.00 H: Min. 1.00
M028	God	0.50	88.0	0.80	V: Min. 0.80 H: Min. 0.80
M029	God	0.50	62.0	0.80	V: Min. 0.80 H: Min. 0.80
M033	God	0.45	106.0	0.80	V: Min. 0.80 M: Min. 0.80 H: Min. 0.80
M043	God	0.45	41.0	0.80	V: Min. 0.80 H: Min. 0.80
M044	God	0.45	61.0	0.80	V: Min. 0.80 H: Min. 0.80
M045	God	0.45	53.0	0.80	V: Min. 0.80 M: Min. 0.80 H: Min. 0.80
M047	God	0.45	45.0	0.80	V: Min. 0.80 H: Min. 0.80

5.2 Tonstad vindpark

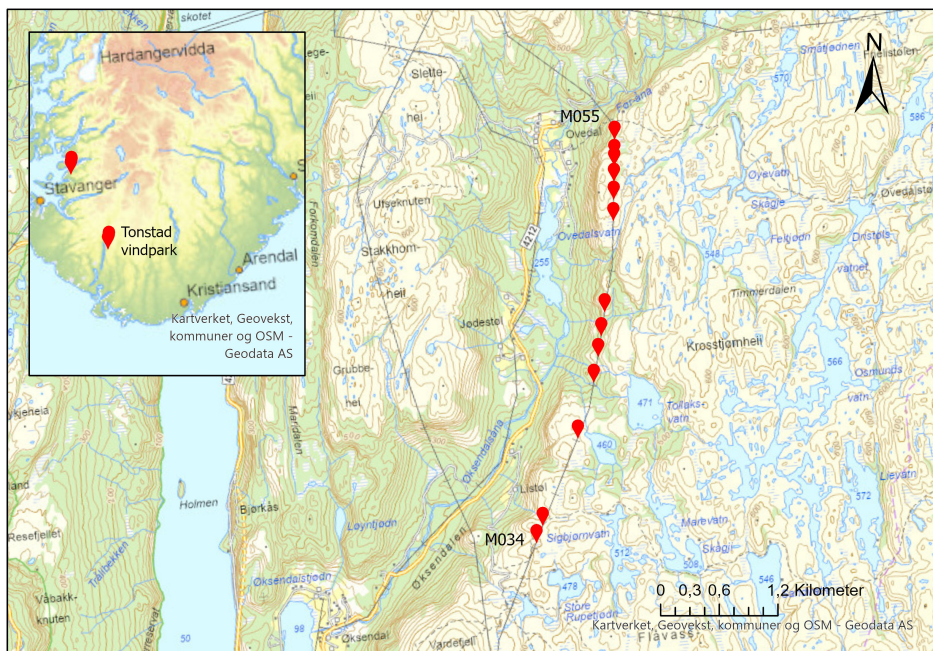
Tonstad vindpark er lokalisert i Vest-Agder, hvor det i forbindelse med vindparken ble fundamenterert 132 kV master av Comrod. Multiconsult ble engasjert av Comrod for å bistå med bergtekniske vurdering av mastepunktene før eventuell slisseboring. September 2018 ble det utført en befarings av to ingeniørgeologer fra Multiconsult for å vurdere plassering av mastepunktene samt kartlegge bergmassekvaliteten i området, for å kunne gi en anbefalt fundamenteringsdybde. Geologien i området er beskrevet i Multiconsults interne rapport som følgende (Multiconsult, 2018):

“Bergartene rundt Tonstad er grunnfjell av prekambrisk alder og er en del av Agderkomplekset. Agderkomplekset består hovedsakelig av migmatittiske båndgneiser, granittiske gneiser og øyegneiser. Langs mastetraséen er det hovedsakelig granittiske gneiser som varierer mellom å ha fin- til middels kornstørrelse samtidig som de er rik på kvarts og feltspat (NGU). I Sintef sin

rapport «Bergarters mekaniske egenskaper» datert mars 1998 er det gjort bergmekaniske tester av gneisen. Middelverdi for enaksiell trykkfasthet er 129 MPa, E-modul er 38 GPa og Poissons tall er 0,070.

På befaringen ble det observert intakt og massiv gneis med stor sprekkeavstand. Berget virket å ha gjennomgående høy fasthet i felttestene vi utførte med geologisk hammer. Bergoverflaten var i all hovedsak glattskurt og det var lite tegn til nedbrytning og forvitring av berg i dagen. På mastepunktene ble det ikke observert oppknust og forvitret berg, eller slepper med leirinnhold. På befaringstidspunktet var ikke alle mastepunkt avdekket med tanke på vegetasjon.” (Multiconsult, 2018).

Mastepunktene fra Tonstad vindpark det er valgt å se nærmere på i denne oppgaven er vist i figur 5.3. Fra linjen er det valgt 13 mastepunkter mellom mast M034 og M055, hvor fundamentene er slisseboret.



Figur 5.3: Utvalgte mastepunkter fra Tonstad vindpark.

De aktuelle mastepunktene fra Tonstad vindpark er presentert i tabell 5.3 med tilhørende bergkvalitet, fundamentdimensjon, beregnet moment om fundament, planlagt boreddybde basert på befaring av geolog og faktisk dybde av boret slisse. Punktene ble valgt på grunnlag av blant annet tilgjengelighet i terrenget og fundamentering i dagen.

Klassifiseringen av bergmassen på mastepunktene på Tonstad ble gjort med Statnetts klassifiseringssystem. Som beskrevet i kapittel 4.3.4 er bergklassene delt inn i 5 klasser, hvor klasse 0 representerer massivt berg og klasse 4 representerer oppsprukket eller nedknust berg. Som vist i tabell 5.3 er de utvalgte mastepunktene fundamentert i bergmasser av kvalitet i klasse 0 og 1 som tilsvarer massivt- og noe oppsprukket berg.

Tabell 5.3: Oversikt over de aktuelle mastepunktene (MP) på Tonstad vindpark med bergklasse basert på Statnetts klassifisering (4.3.4), og moment basert på forventede laster (Linjepartner, 2018).

*V = Venstre masteben, M= Midtre masteben, H= Høyre masteben.

Tonstad vindpark					
MP	Bergkvalitet	Diameter [m]	Moment [kNm]	Planlagt dybde [m]	Boret dybde [m]
M034	Klasse 1	0.90	349.6	V: 1.00 H: 0.90	V: 1.04 H: 0.91
M035	Klasse 0	0.60	359.7	0.80	V: 1.00 H: 0.83
M040	Klasse 0	0.70	481.1	0.90	V: 0.92 H: 1.25
M042	Klasse 0	0.60	348.9	0.80	V: 0.82 H: 0.83
M043	Klasse 1	0.70	119.3	0.80	V: 0.95 M: 0.83 H: 0.97
M044	Klasse 1	0.70	286.8	0.80	V: 0.98 M: 0.95 H: 0.82
M045	Klasse 1	0.80	514.3	0.90	V: 1.10 H: 1.10
M050	Klasse 1	0.70	131.2	0.80	V: 0.94 M: 0.85 H: 0.91
M051	Klasse 1	0.80	472.1	0.90	V: 0.94 H: 0.98
M052	Klasse 1	0.70	377.5	V: 1.00 H: 0.80	V: 1.03 H: 0.82
M053	Klasse 0	0.60	295.0	0.80	V: 0.81 H: 0.87
M054	Klasse 0	0.60	345.3	0.80	V: 0.80 H: 0.80
M055	Klasse 0	0.60	306.2	0.80	V: 0.85 H: 0.88

5.3 Dalen- Hjelmeland

Dalen- Hjelmeland er en 132kV linjetrasse i Strand og Hjelmeland kommune i Rogaland fylke, hvor linjen er satt opp parallelt med eksisterende linje og er i skrivende stund under utbygging. Comorods interne geolog sto for de ingeniørgeologiske vurderingene av denne linjen, hvor det ble gjort skrivebordsstudie av det generelle området og anbefalt videre feltbefaring av mastepunktene. Basert på det aktuelle skrivebordsstudiet fra november 2021 ble det anslått at mer enn 1/3 av mastepunktene var mulig å fundamentere med slisseboring, og i tillegg at 1/10 av mastepunktene kanskje kunne slissebores, hvor geologien beskrives som følgende (Comrod, 2021):

“Den geologiske beskrivelsen er basert på NGU bergrunnskartserie i flere målestokker. Langs linjetraséen som starter med Dalen ved Jørpeland består berggrunnen i hovedsak av grunnfjellsbergarter som gneis med varierende dels granittisk sammensetning. Dette er bergarter som kan

klassifiseres som sterke til svært sterke. Alle bergartselementene er finnes i skyvedekker av forskjellig alder. På nordsiden av Årdalsfjorden veksler bergartene og linjetraséen kan komme bort i fyllitt og skifre av forskjellig karakter og varierende lav styrke. Også ved Veland krysser linja en fyllittsone.” (Comrod, 2021).

Mastepunktene fra Dalen- Hjelmeland det er valgt å se nærmere på i denne oppgaven er vist i figur 5.4. Fra linjen er det valgt 17 mastepunkter mellom mast M108 og M129, hvor fundamentene er slisseboret.



Figur 5.4: Utvalgte mastepunkter fra Dalen- Hjelmeland.

De aktuelle mastepunktene fra Dalen-Hjelmeland er presentert i tabell 5.4 med tilhørende bergkvalitet, fundamentdimensjon, beregnet moment om fundament, planlagt boreddybde basert på befaring av geolog og faktisk dybde av boret slisse.

For Dalen-Hjelmeland er det brukt nok en inndeling av bergkvaliteten, hvor den er inndelt i “God”-, “Middels”- eller “Mindre god” kvalitet på oppfordring i appen “e inum” utviklet av Linjepartner, se B.1 under vedlegg for flere vurderinger som skal legges inn ved registrering av et fundament (Linjepartner, 2022).

Tabell 5.4: Oversikt over de aktuelle mastepunktene (MP) på linjen Dalen- Hjelmeland med bergkvalitet (God, middels eller mindre god) og moment basert på forventede laster (Linjepartner, 2022).
*V = Venstre masteben, M= Midtre masteben, H= Høyre masteben.

Dalen- Hjelmeland					
MP	Bergkvalitet [V/H]	Diameter [m]	Moment [kNm]	Planlagt dybde [m]	Boret dybde [m]
M108	God	0.60	V: 366.4 H: 366.8	0.80	V: 1.06 H: 0.88
M109	Middels/mindre god	0.60	V: 203.8 H: 231.8	0.80	V: 0.99 H: 1.24
M111	God/middels	0.50	V: 225.5 H: 225.6	0.80	V: 0.93 H: 0.98
M113	God	0.50	V: 290.2 H: 252.0	0.80	V: 0.82 H: 0.90
M114	God	0.50	V: 355.3 H: 342.8	0.80	V: 1.14 H: 0.83
M115	God	0.60	V: 213.0 H: 249.9	0.80	V: 0.85 H: 0.84
M116	Middels	0.50	V: 436.0 H: 268.5	0.80	V: 0.98 H: 0.83
M117	God/mindre god	0.50	V: 225.1 H: 154.8	0.80	V: 0.85 H: 0.82
M119	God	0.50	V: 217.7 H: 196.8	0.80	V: 1.02 H: 0.88
M120	God	0.60	V: 326.0 H: 326.0	0.80	V: 1.16 H: 0.83
M121	God	0.50	V: 413.8 H: 413.6	0.80	V: 1.07 H: 0.87
M124	God	0.60	V: 279.0 H: 328.7	0.80	V: 0.90 H: 0.81
M125	God/ middels	0.60	V: 349.5 H: 349.4	0.80	V: 0.85 H: 0.80
M126	NA	0.60	V: 396.2 H: 396.2	0.80	NA
M127	NA	0.50	V: 231.4 H: 231.7	0.80	NA
M128	God	0.70	V: 380.4 H: 361.2	0.80	V: 1.29 H: 0.90
M129	God	0.50	V: 220.3 H: 209.4	0.80	V: 0.90 H: 0.97

Det ble i prosjektoppgaven gjennomført laboratorietester på blokker hentet fra mastelokasjon M108 og M111 fra linjen Dalen-Hjelmeland, hvor blokk M108 består av meta-sandstein og M111 av fyllitt. Oversikt over de gjennomførte testene er presentert i tabell 5.5, hvor laboratorietestene ble gjennomført i henhold til ISMRs og NTNU/SINTEFs standarder.

Tabell 5.5: Oversikt over laboratorietester (Markussen, 2022).

Laboratorietester		
Blokk	Bergart	Tester
M108	Meta sandstein	Enaksiell kompresjonsstyrke (UCS) E-modul og Poissons forholdstall Lydhastighet
M111	Fyllitt	Punktlast Brazil Tilt

Resultatene fra de gjennomførte laboratorietestene er presentert i tabell 5.6 og 5.7 med tilhørende minimum-, maksimum-, standardavvik og gjennomsnittsverdier for testene. Under gjen-

nomføringen av punktlast- og braziltesten ble det en god del ikke-godkjente brudd, spesielt ved testing av fyllitten. Det er valgt å ta med også disse verdiene ved beregning av punktlastindeks og strekkfasthet, da dette gir nyttig informasjon om bergmassens stabilitet og styrke fra et ingeniørgeologisk perspektiv.

Tabell 5.6: Resultater fra laboratorietester av meta-sandstein M108 fra Dalen-Hjelmeland (Markussen, 2022).

Meta-sandstein M108					
Parameter	Minimum	Maksimum	Standardavvik	Median	Gj.snitt
σ_{ci} [MPa]	270.0	307.7	14.6	N/A	286.9
E [GPa]	74.67	77.35	0.96	N/A	76.11
ν	0.26	0.31	0.02	N/A	0.28
P-bølge [m/s]	5535	5683	51	N/A	5590
Dia. $I_{s(50)}$ [MPa]	5.95	8.54	1.70	N/A	7.41
Aks. $I_{s(50)}$ [MPa]	9.36	11.60	2.01	N/A	10.68
σ_t [MPa]	19.68	21.90	1.88	N/A	20.91
ϕ_b [°]	28.3	29.0	N/A	28.8	N/A

Lyd hastighetstestene ble gjennomført på preparerte prøvesylindere for UCS-testene. For blokk M108 ble det bare gjennomført aksielle målinger, men for blokk M111 ble det i tillegg til de aksielle gjennomført radielle tester grunnet dårlig kontakt mellom sender og mottaker normalt på foliasjonsretningen.

Tabell 5.7: Resultater fra laboratorietester av fyllitt M111 fra Dalen-Hjelmeland (Markussen, 2022).

Fyllitt M111					
Parameter	Minimum	Maksimum	Standardavvik	Median	Gj.snitt
σ_{ci} [MPa]	42.1	71.4	12.4	N/A	57.8
E [GPa]	13.16	32.18	8.09	N/A	20.71
ν	0.16	0.34	0.02	N/A	0.25
P-bølge [m/s]	1737	2719	448	N/A	2251
Radiell P-bølge [m/s]	5187	5977	298	N/A	5647
Dia. $I_{s(50)}$ [MPa]	0.92	1.99	0.63	N/A	1.48
Aks. $I_{s(50)}$ [MPa]	1.90	4.79	1.70	N/A	3.68
σ_t [MPa]	6.01	12.90	3.47	N/A	9.25
ϕ_b [°]	30.5	31.3	N/A	30.5	N/A

Fullstendige resultater fra laboratorietestene er presentert under vedlegg B.4 med tilhørende spenning-tøyningskurver til UCS-resultatene.

5.4 Strekktest av fundament

Comrod gjennomførte i 2018 fullskala strekktester av blant annet stålfundamenter og monterte master med komposittfundament, tilsvarende simuleringene under kappittel 7. Fundamentene ble trukket fra ca 1 meters høyde, og resultatene fra to av testene er presentert under i tabell 5.9 og 5.10. Testene ble utført på Comrods testområde “NAG”, 6 km sør-vest for lokalene på Tau, i bergmasse av fyllitt. Det ble utført laborietester også fra dette området i prosjektoppgaven, og resultatene viste svakere fyllitt enn fra Dalen-Hjelmeland og er presentert under i tabell 5.8.

Tabell 5.8: Resultater fra laborietester av fyllitt fra NAG (Markussen, 2022).

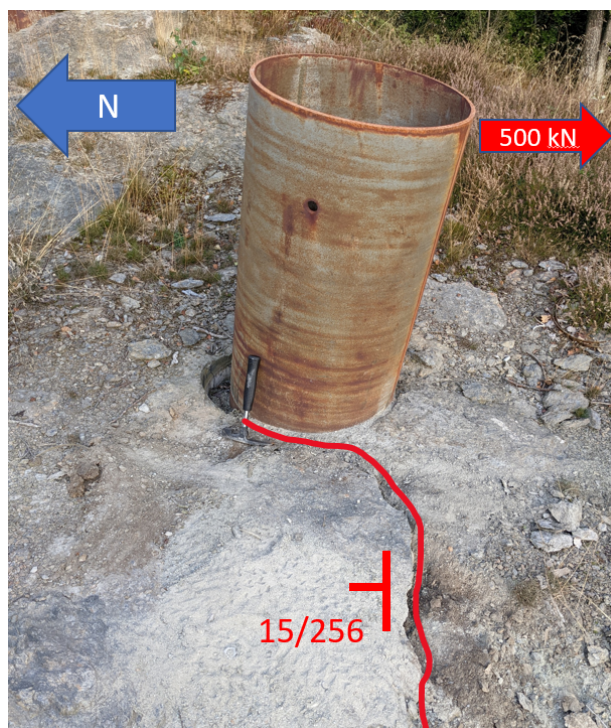
Fyllitt NAG					
Parameter	Minimum	Maksimum	Standardavvik	Median	Gj.snitt
σ_{ci} [MPa]	28.3	37.5	3.53	N/A	32.1
E [GPa]	3.30	5.82	0.91	N/A	4.97
ν	0.11	0.20	0.03	N/A	0.15
P-bølge [m/s]	701	1230	192	N/A	1058
Dia. $I_{s(50)}$ [MPa]	0.50	0.79	0.19	N/A	0.66
Aks. $I_{s(50)}$ [MPa]	1.07	2.30	0.80	N/A	1.72
σ_t [MPa]	2.40	4.37	0.87	N/A	3.30
ϕ_b [°]	30.9	33.0	N/A	32.1	N/A

Fullstendig resultater fra laborietestene er presentert under vedlegg B.4 med tilhørende spenning-tøyningsskurver til UCS-resultatene.

Test 1 (tabell 5.9) med stålfundament ble gjennomført med et fundament med diameter på 60 cm og en fundamenteringsdybde på 60 cm. Fundamentet ble trukket i intervaller med på og avlastning med jevn økning for hver pålasting. Ved en last på 50 tonn, tilsvarende et moment på omtrent 500 kNm i bergoverflaten, avgir bergmassen svake sprekkelyder som kan indikere oppsprekking av den myke bergmassen. Når fundamentet så ble lastet tilbake opp til 47 tonn ble bergmassen trukket med fundamentet langs sprekkplanet vist i figur 5.5. Deformasjonen ble målt på fundamentet omtrent 1 meter over bakkenivå, og tilvarer ikke deformasjonen i bergmassen.

Tabell 5.9: Strekk kraft og målt deformasjon fra test med stålfundament (Comrod, 2018).

Materiale: Stål	Test 1	Strekk kraft [tonn]					
		10.0	23.4	30.0	42.0	50.0	47.0
Tykkelse: 12 mm	Maks. deformasjon [mm]:	1	2	2	6	51	-
Diameter: 600 mm	Permanent deformasjon [mm]:	0	1	1	1	28	-
Dybde: 600 mm							



Figur 5.5: Brudd i bergmasse ved fullskalatesting på NAG (Markussen, 2022).

For test 2 (tabell 5.10) med komposittfundament hadde fundamentet en diameter på 60 cm og en fundamenteringsdybde på 80 cm. Test 2 ble først lastet i to runder til henholdsvis 37.0 og 36.7 tonn. Etter de to første rundene ble det påført varme med flammekastere i bunnen av fundamentet for å simulere påvirkningen av skogbrann, for og så igjen bli belastet til 36.7 tonn hvor det oppsto noe mer deformasjon. Masten ble så lastet til 50 tonn, hvor det kunne høres knitring i kompositten fra 45 tonn og oppover. Ved en strekklast på omtrent 50 tonn kunne det høres et smell med et markant rykk i masten. Fundamentet ble til slutt, som vist i figur 5.6, trukket til komplett brudd med en last på 30 tonn, tilsvarende omtrent 300 kNm i bunn av fundamentet. Deformasjonen ble målt på fundamentet omtrent 1 meter over bakkenivå, og tilvarer ikke deformasjonen i bergmassen.

Tabell 5.10: Strekk kraft og målt deformasjon fra test med varmebehandlet komposittfundament (Comrod, 2018).

<i>Materiale:</i> Kompositt	Test 2	Strekk kraft [tonn]				
		37.0	36.7	36.7*	50.0*	30.0*
<i>Tykkelse:</i> 10 mm						
<i>Diameter:</i> 600 mm	Maks. deformasjon [mm]:	26	36	45	109	-
<i>Dybde:</i> 800 mm	Permanent deformasjon [mm]:	2	2	5	27	-

* Varmebehandlet for å simulere skogbrann



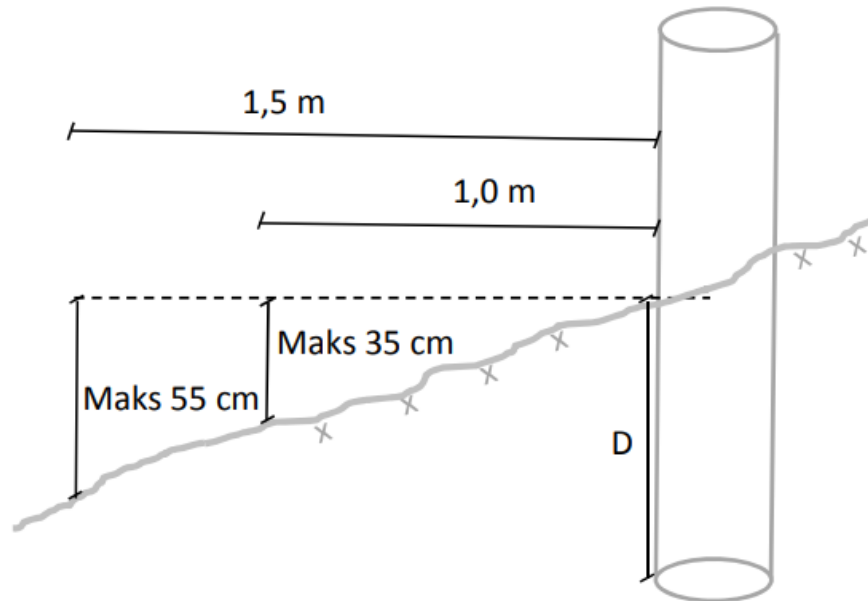
Figur 5.6: Brudd i fundament ved fullskallatesting på NAG (Comrod, 2018).

5.5 Forebyggende tiltak

5.5.1 Kompensasjon i bratt terreng

Ved å fundamenterer med slisseboringsmetoden er det mulig å fundamenterer i brattere og mer krevende terreng enn med de mer tradisjonelle fundamenteringsmetodene. Multiconsult har utarbeidet en enkel modell med begrensninger for terrengets helning, og med eventuell kompensering for helningen. Se figur 5.7 og Multiconsults beskrivelse:

“For at fundamentering skal kunne utføres ved boring, må terrenget ikke være brattere omkring borehullet enn at laveste punkt i en radius på 1,0 m og 1,5 m fra kanten av masten, ikke kan være lavere enn henholdsvis 35 cm og 50 cm høydeforskjell fra topp borehull. Dersom høydeforskjellen er mer enn 35 og/eller 50 cm skal høydeforskjellen kompenseres for ved å bore tilsvarende dypere hull. Begge disse høydeforskjellene skal måles og justeres for.” (Multiconsult, 2018)



Figur 5.7: Prinsippskisse. Krav til maksimum terrenghelning og definisjon av fundamenteringslengde D (Multiconsult, 2018).

5.5.2 Bergsikring

Det er ikke blitt brukt noen form for bergsikring i kombinasjon med Compolemetoden blant de tre utvalgte prosjekten for denne oppgaven. Derimot på prosjektet Angelshaug-Deknepollen er det utført ekstra bergsikring med bolting på to av mastepunktene, henholdsvis mastepunkt M129 og M136. I begge tilfellene ble det anbefalt av Multiconsulet å bruke: 2 stk. bergbolter med plate, 240 cm lengde, Ø20 mm, dobbel korrosjonsbeskyttelse, innstøpt med boltemørtel (Multiconsult, 2022).

Bergmassen på mastepunkt M129 består av tre synlige sprekkesett, grovblokkig berg, samt noe oppsprekking men generelt godt berg som vist i figur 5.8. Høyeste prosjekterte momentbelastning på fundamentet er beregnet til 260 kNm. Boltene er plassert på nedsiden av fundamentet, vertikalt ned i bergmassen, slik at boltene kan bistå med å låse bergmassen hvor berglagene faller innover i skråningen, se figur 5.8. Boltene er plassert i nærheten av fundamentet, men med en avstand slik at de ikke krysser inn i fundamentet (Multiconsult, 2022).



Figur 5.8: Oversiktsbilde av mastepunkt M129 på Angelshaug-Deknepollen, med skissert bergbolting (Multiconsult, 2022).

Mastepunkt M136 består av tre synlige sprekkesett, grovblokkig berg og med finstoff/jord langs sprekkene, som vist i figur 5.9 på oversiktsbildet. Oversiktsbildet viser inntakt bergmasse med tilsynelatende godt berg. Høyeste prosjekterte momentbelastning på fundament M136 er beregnet til 65 kNm, hvor kraftlinjen går i retning normalt på de synlige sprekkene som går ut fra skråningen. Boltene er plassert på nedsiden av fundamentet, og er montert med en vinkel på omtrent 70 grader fra horisontalplanet slik at de skal kunne låse av øvre del av bergmassen. Boltene er montert som vist i figur 5.9 med en avstand fra fundamentet slik de ikke krysser inn i fundamentet.



Figur 5.9: Oversiktsbilde av mastepunkt M136 på Angelshaug-Deknepollen, med skissert bergbolting (Multiconsult, 2022).

6 Optimalisering av klassifiseringssystemet

Basert på ulike klassifiseringssystem presentert under kapittel 4.3, erfaringer fra tidligere prosjekter, og relevante bergmekaniske og ingeniørgeologiske egenskaper presentert i kapittel 3 og 4, er det i følgende kapittel utviklet et forslag for en optimalisering av Statnetts klassifiseringssystem for fundamentering av mastestabber på berg.

6.1 Parametre

Bergmassens styrke

Testing av bergmassens UCS-styrke i felt kan gjøres med ulike metoder. Ved å bruke Schmidt hammer eller geologisk hammer er det mulig å karakterisere bergets styrke med tidseffektive og rimelige tester. Den mest presise metoden av de to metodene vil være å bruke en Schmidthammer som beskrevet i kapittel 3.1. I følge teststandard Bamford mfl. (1978) er det anbefalt å gjennomføre 20 tester på en bergartsprøve hvor testområdene skal variere med minst en diameter av Schmidt hammerens stempel. Tester som resulterer i oppsprekking eller andre visuelle feil på prøvematerialet skal ansees som ikke godkjent, da dette vil resultere i lavere verdier for bergartens hardhet. Etter testing skal de laveste 50% av testene strykes, og de øverste 50% skal brukes for beregning av gjennomsnittsverdi. Denne gjennomsnittsverdien skal så multipliseres med korreksjonsfaktoren beregnet med ligning 6.1 (Bamford mfl., 1978).

$$\text{Korreksjonsfaktor} = \frac{\text{Spesifisert standardverdi for kalibreringsstålet}}{\text{Gjennomsnitt av 10 målinger på kalibreringsstålet}} \quad (6.1)$$

Ved bruk av en geologisk hammer vil det være nødvendig å høre på lyden av slaget om det gir en bom eller klink lyd. Bom lyd indikerer at testområdet er en del av en løs blokk og ikke fast berg som vil gi en klink lyd. Bergmassens hardhet vil også kunne bestemmes ved identifisering av bergets respons av et eller flere hammerslag. Basert på figur A.6 under vedlegg A.4 fra Statnetts klassifiseringssystem, er det utarbeidet en korrelasjon mellom bergmassens reaksjon på slag og UCS-verdi. Med utgangspunkt i Statnetts klassifisering og den nevnte figuren sier den tekniske standarden at en bergart med enaksiell trykkfasthet over 25 MPa er tilstrekkelig for bruk av Comrodmetoden til fundamentering (Statnett, 2018). En bergart med enaksiell trykkfasthet på 25 MPa vil, som vist i tabell 6.1, tilsvare berg som: “Kan ikke skrapes eller skjæres med en

lommekniv; Prøver på en fast overflate kan brekkes med ett enkelt slag av en geologhammer”.

Tabell 6.1: Tabell for vurdering av enaksiell kompresjonsstyrke i felt (Bieniawski, 1973; Statnett, 2018).

UCS			
Feltidentifikasjon	UCS [MPa]	Beskrivelse	Verdi
Kan slå av fliser med en geologihammer.	>200	Ekstremt sterk	6
Krever mange slag med geologihammer for å brekke.	100-200	Meget sterk	4
Krever mer enn ett slag av en geologhammer for å brekke	50-100	Sterk	2
Kan ikke skrapes eller skjæres med en lommekniv. Prøver på en fast overflate kan brekkes med et enkelt slag med geologihammer.	25-50	Middels sterk	0
Tynne plater, hjørner eller kanter kan brekkes med tungt håndtrykk. Kan skrapes med lommekniv. Håndprøve kan brekkes med et enkelt slag med geologihammer.	12.5-25	Middels Svak	-2
Tynne plater, hjørner eller kanter kan brekkes med håndtrykk. Kan lett skrapes med lommekniv. Hardt slag med geologihammer lager grunne groper.	1-12.5	Svak	-4

Forvitningsgrad

Basert på inndelingen av forvitningsgrad i ISRM (1981) er det brukt tilsvarende inndeling for klassifiseringen av bergmassen. Økende grad av forvitring svekker bergmassens stabilitet betraktelig, som forklart i kapittel 3.6

Tabell 6.2: Tabell for vurdering av forvitningsgrad (ISRM, 1981)

Forvitringgrad		
Term	Beskrivelse	Verdi
Friskt	Ingen synlige tegn til forvitring	4
Noe forvitret	Berget er misfarget grunnet forvitring, og kan være noe svakere på overflaten enn i sin friske tilstand.	2
Moderat forvitret	Mindre enn halvparten av materialet er oppløst til løsmasse. Friskt eller misfarget berg er tilstede	0
Meget forvitret	Mer enn halvparten av materialet er oppløst til løsmasse. Friskt eller misfarget berg er tilstede.	-2
Fullstendig forvitret	Alt bergmateriale er oppløst til løsmasse. Den originale massestrukturen er i stor grad inntakt.	-4

Antall sprekkeseett

Form og størrelse på blokkene i en bergmasse er avhengig av sprekkens geometri. Antallet sprekkeseett i bergmassen er med på å påvirke sannsynligheten for blokkdannelse i og rundt mastefundamnetene og dermed også stabiliteten. Fundamentering med Comrod-metoden dekker et relativt lite areal av berggrunnen, og samtlige sprekkeseett i bergmassen vil ikke nødvendigvis være med å påvirke fundamentets stabilitet. Ved å avgrense inspeksjonsområdet til 3 meter radius rundt fundamentet vil de mest aktuelle sprekkeseettene bli vurdert, og gi en god beskrivelse av bergmassekvaliteten på det aktuelle mastepunktet.

Tabell 6.3: Tabell for vurdering av antall sprekkeseett i felt (NGI, 2015; Statnett, 2018).

Antall sprekkeseett	
Beskrivelse	Verdi
Ingen eller få sprekker	6
≤ 1 pluss tilfeldige sprekker	4
≤ 2 pluss tilfeldige sprekker	2
≤ 3 pluss tilfeldige sprekker	0
≥ 4	-2

Sprekkeavstand

Sprekkeavstand er avstanden mellom sprekke i et sprekkeseett. Som beskrevet i kapittel 4.1.4 er bergmassens stabilitet og styrke avhengig av massens oppsprekningsgrad og sprekkeseett.

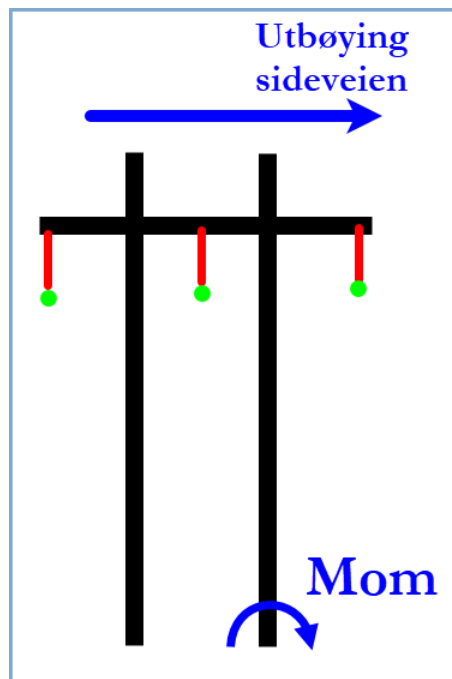
Avstanden måles normalt på sprekkeflatene for å oppnå den sanne sprekkeavstanden. Er sprekkeavstanden over 300 cm vil sprekkesettet i liten grad påvirke fundamentets stabilitet.

Tabell 6.4: Tabell for vurdering av sprekkeavstand i felt (Bieniawski, 1973; Statnett, 2018).

Sprekkeavstand		
Beskrivelse	Avstand [cm]	Verdi
Meget stor	>300	4
Stor	100-300	2
Midlere	30-100	0
Tett	5-30	-2
Meget tett	<5	-4

Sprekkeorientering

De største momentkreftene på mastefundamentene vil i de aller fleste tilfellene virke, som vist i figur 6.1, normalt på linjereitningen. I kun noen få tilfeller er det observert større krefter i linjereitningen (Hareide, 2023).



Figur 6.1: Momentretning på mastefundamentet (Hareide, 2023).

Som hovedregel vil det være ugunstig å fundamenterer over en sprekke som skjærer under masten med en dybde mindre enn 1 meter eller gjennom fundamentet. Sprekkens minst gunstige retning vil være med en fallretning parallelt med største momentretning, det vil i de fleste tilfeller si

normalt på linjeretningen. Sprekkens fallvinkel vil også påvirke bergmassens kapasitet, hvor en fallvinkel over 30° vil skape et mindre glideplan og dermed mindre friksjon enn en sprekk som krysser fundamentet på samme plass med en lavere vinkel (Linjepartner, 2022).

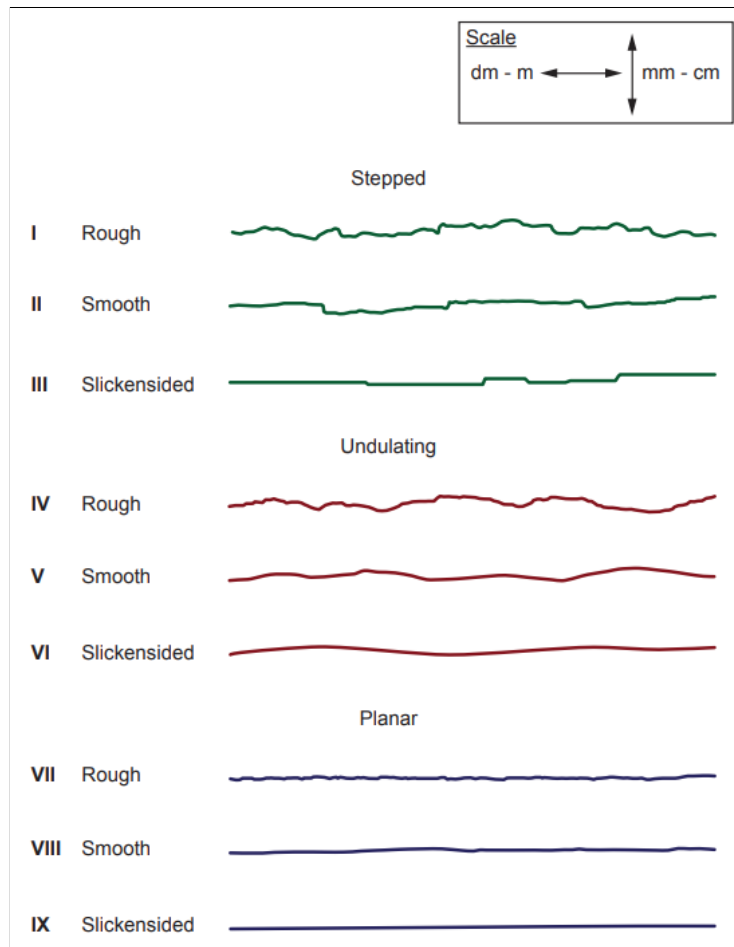
Et utdypet system for fall- og fallvinkels effekt på bergmassens stabilitet vil være mulig å konkretisere, men ut i fra erfaring vil det i de aller fleste tilfeller vær tilstrekkelig og mest praktisk å vurdere det som i tabell 6.5 (Bieniawski, 1973).

Tabell 6.5: Tabell for vurdering av sprekkeorientering i felt.

Sprekkeorientering	
Beskrivelse	Verdi
Meget gunstig	4
Gunstig	2
Rimelig	0
Ugunstig	-2
Meget ugunstig	-4

Sprekkeruhet

Figur 6.2, hentet fra NGIs håndbok for vurdering av Q-systemet, viser eksempler på ulike sprekkeprofiler. Begrepene “rough”, “smooth” og “slickensided”, eller ru, glatt og glidespeil refererer til mindre strukturer på centimeter- og millimeterstørrelse. Disse mindre strukturene kan vurderes ved å stryke en finger langs sprekkeveggen for å kjenne sprekkens ruhet. Begrepene “stepped”, “undulating” og “planar”, eller trappet, undulerende og plan beskriver sprekkens ruhet på diameter- og meterskala. Dette kan vurderes ved å se på sprekkens amplitude ved hjelp av en rett tommestokk eller lignende som referanse. Storskala ruhet må også vurderes opp mot blokkstørrelse og sannsynlig glideretning (NGI, 2015).



Figur 6.2: Eksempel på ulike sprekkeruhetsprofiler (NGI, 2015).

Med utgangspunkt i Statnetts klassifisering av berggrunnen, hvor det er anbefalt et minstekrav om enten ru flate for plane sprekker, glatt flate for undulerende sprekker og glidespeil for trappet sprekk, er det kommet frem til følgende inndeling av grad av ruhet (se tabell 6.6).

Tabell 6.6: Tabell for vurdering av sprekkeruhet i felt (NGI, 2015).

Sprekkeruhet	
Beskrivelse	Verdi
Diskontinuerlige sprekker	4
Ru, bølgete	3
Glatt, bølgete	2
Glidespeil, bølgete eller ru, plan	0
Glatt, plan	-2
Glidespeil, plan	-3
Ingen bergkontakt	-4

Sprekkefyll

For klassifisering av sprekkfyll må både sprekkfylllets tykkelse og kornstørrelse vurderes. Som beskrevet under kapittel 4.1.5 vil sprekkens skjærstyrke være avhengig av forholdet mellom sprekkfylllets tykkelse og sprekkens ruhetsgrad, hvor tykkere sprekkfyll vil gi lavere skjærstyrke. Fyllmaterialets kornstørrelse vil også påvirke sprekkens skjærstyrke, hvor jo finere materiale jo mer svekkes skjærstyrken. Leire, og spesielt leire med svellende mineraler, kan skape store utfordringer for stabiliteten.

Tabell 6.7: Tabell for vurdering av sprekkfyll i felt (NGI, 2015).

Sprekkefyll	
Beskrivelse	Verdi
Sammenvokste sprekker	4
Overflateoksidasjon	2
Siltig- sandig belegg uten leire	0
Siltig- sandig belegg med noe leire	-2
Leirbelegg	-4

6.2 Kategorisering av bergmassen

Etter befarings av mastepunktet, systematisering av bergmasseparametrene, samt sammenligning med tidligere vurderinger, vil bergmassekvaliteten bli delt inn i fire kategorier; Svært god, God, Middels og mindre god. Tabell 6.8 viser inndelingen av kategoriene med tilhørende tallverdi basert på parametrene beskrevet i kapittel 6.1.

Tabell 6.8: Inndeling av bergmassens kvalitet.

Klassifisering av bergmasse	
Beskrivelse	Verdi
Svært god	≥ 10
God	6-9
Middels	0-5
Mindre god	< 0

Hver parameter i systemet blir tildelt en tallverdi basert på bergmassens tilstand. Tallverdiene kan variere mellom -4 og 6 avhengig av inndelingen av parametrene, hvor hver parameter er uavhengig av hverandre. Etter fullført vurdering av hver parameter, summeres tallverdiene hvor summen

avgjør hvilken kategori bergmassen faller under. Tabell 6.9 viser en oversikt over parametrene med tilhørende minimums verdier for de ulike bergklassene.

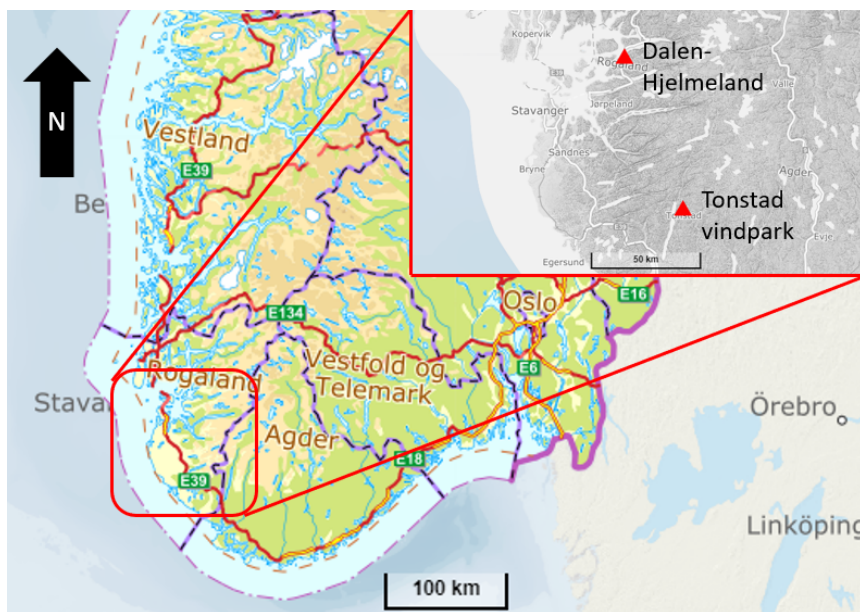
Tabell 6.9: Klassifiseringskriterier.

Egenskap	Bergklasse			
	Svært god	God	Middels	Mindre god
Styrke	≥ 50 MPa	≥ 50 MPa	≥ 25 MPa	< 25 MPa
Forvitring	Noe forvitret	Noe forvitret	Moderat forvitret	Meget forvitret
Antall sprekkesett	≤ 2 + tilfeldige	≤ 3 + tilfeldige	≤ 3 + tilfeldige	≥ 4
Sprekkeavstand	≥ 100 cm	≥ 100 cm	≥ 30 cm	< 30 cm
Sprekkeorientering	Gunstig	Rimelig	Rimelig	Ugunstig
Sprekkeruhet	Glidespeil, bølgete/ Ru, plan	Glidespeil, bølgete/ Ru, plan	Glidespeil, bølgete/ Ru, plan	Glatt, plan
Sprekkefyll	Uten leire	Uten leire	Uten leire	Noe leire
Verdi	10	6	0	< 0

Kategorien “svært god” omfatter stabile og sterke bergmasser, hvor fundamenteringsdybde etter Comrods standard på 0.8 meter i aller fleste tilfeller vil være tilstrekkelig, så fremt fundamentet plasseres slik at terrenghelningen er i henhold til Multiconsults terrengvurdering (se kapittel 5.5.1). Et mastepunkt som plasseres i en bergmasse som faller under kategorien “god” vil kreve noe nøyere vurdering av parametre med lav tildelt verdi. Fundamenteringsdybde på 0.8 meter vil også i være tilstrekkelig i det fleste tilfeller under “god” så lenge en av parametrene ikke ansees å være kritiske for stabiliteten. I kategorien “mindre god” vil det anbefales å fundamenterer noe dypere enn 0.8, og å være ekstra nøye ved vurdering av orientering av sprekker og skjæring av sprekkesett i fundamentets område. “Mindre god” tilsvarer bergmasser hvor det ikke vil anbefales å bruke Compolemetoden ved fundamentering, det vil i tilfelle være både tidkrevende og økonomisk lite gunstig.

6.3 Klassifisering i praksis

Under besøk hos Comrod AS på Tau, Rogaland, perioden 17.04.2023 til 21.04.2023 ble det gjennomført befarings av slisseborede mastepunkt på mastetrase Dalen-Hjelmeland og Tonstad vindpark. Områdene, vist i figur 6.3, besto av noe lik geologi med bergmasser av middels god til god kvalitet.



Figur 6.3: Geografisk beliggenhet av Tonstad vindpark og Dalen-Hjelmeland (Kartverket, 2023).

6.3.1 Tonstad vindpark

Tonstad vindpark ligger omtrent 70 km sør-øst for Tau, i Sirdal kommune. Grunnet svært krevende terreng ble kun følgende mastepunkter befart i området rundt Tonstad vindpark; M034 og M035, og M051 til M55. Bergmassen rundt noen av fundamentene var utilgjengelig for vurdering på grunn av gjenfylling og opprydning av løsmasser rundt mastepunktet, samt på grunn av snø i deler av området (se figur 6.4). Tabell C.1 under vedlegg C viser en oversikt over tilgjengelige mastepunkt fundamentert med slisseboring, med tilhørende ingeniørgeologisk vurdering gjort på stedet. Vurderingen er gjort med klassifikasjonssystemet beskrevet over.



Figur 6.4: Bilde av mastepunkt M034 på Tonstad vindpark.

Basert på NGUs berggrunnskart og feltobservasjoner besto bergmassene i området hovedsaklig av båndgneis med overliggende granodioritt, hvor bergkontakten så ut til å følge mastetraséen i terrenget. Det ble utført tester i felt med Schmidt-hammer for å indirekte teste bergets kompresjonsstyrke. Bergmassene rundt mastelokalitetene på Tonstad viste lite variasjon i kompresjonsstyrke, og ga en gjennomsnittsverdi på omtrent 59 MPa.

6.3.2 Dalen- Hjelmeland

Befaringen av linjen Dalen-Hjelmeland ble gjort på siste delen av linjen på Hjelmeland, omtrent 22 km nord-øst for Tau. Mastepunktene som ble befart var M108 til M111 samt M120 til og med M129 hvor flesteparten av mastene var fundamentert direkte i bergmassen med slisseboring. På noen av punktene var bergmassene, som vist i figur 6.5, utilgjengelige etter opprydding og gjenfylling av mastepunktene etter naturinngrepene som ble gjort ved fundamenteringen. Tabell C.1 under vedlegg viser en oversikt over slisseborte mastepunkt med bergmasse i dagen samt en ingeniørgeologisk vurdering gjort på stedet.



Figur 6.5: Bilde av mastepunkt M111 på Dalen- Hjelmeland.

Basert på NGUs berggrunnskart og feltobservasjoner besto bergmassene i området hovedsaklig av granodioritt og noe granitt med varierende grad av oppsprekking. Det ble utført tester i felt med Schmidt-hammer for å indirekte teste bergets kompresjonsstyrke. Mastelokalitetene på Hjelmeland ga en gjennomsnittlig kompresjonsstyrke på omtrent 74 MPa som tilsvarer en midtels sterk bergart, og stemmer med tester av trykkfasthet på andre granodioritter presentert i Myrvang (2001).

7 Numerisk modellering

Bergmassens oppførsel kan være svært kompleks, og er avhengig av en rekke faktorer, deriblant geologiske parametre, spenningsforhold og tidligere belastninger. Abaqus er et modelleringsprogram som bruker endelig elementmetoden for analyse av komplekse numeriske modeller av ulike tekniske problemer, deriblant simulering av bergmasse og bergmekanikk med konstitutive modeller som Mohr-Coulomb og Hoek-Brown (Kattan, 2006).

En Mohr-Coulomb modell er vanligvis brukt for modeller for å simulere bergets oppførsel under ulike spenningsforhold, både strekk og kompresjon. Den er basert på Mohr-Coulombs bruddkriterium, som beskrevet i kapittel 4.2.2 tar utgangspunkt i at brudd inntreffer i det øyeblikket lasten på materialet overskrider maksimal skjærspenning basert på materialets friksjonsvinkel og kohesjon (Jaeger mfl., 2009).

Modeller basert på Hoek-Browns bruddkriterium er også flittig brukt for simulering av bergmasser, spesielt simuleringer av undergrunnsprosjekter som bergrom og tunneller da Hoek-Brown tar hensyn til bergmassens struktur samt in-situ spenningsforhold i bergmassen. Hoek-Browns bruddkriterium tar, som beskrevet i kapittel 4.2.1 utgangspunkt i bergmassens GSI og styrkeparametre som enaksiell kompresjonsstyrke og deformasjonsmodulusene (Hoek og Brown, 1980).

7.1 Endelig element- metode

Endelig elementmetode (FEM- Finite Element Method) er et allsidig verktøy som kan brukes for å løse ulike tekniske problemer innen en rekke fagfelt. Det kan blant annet brukes ved beregning av forskyvning av bergmasse med ytre lastpåvirkning, bevegelse av fluider eller for konstruksjoner (Kurowski, 2022). Bakgrunnen for at FEM-metoden ble brukt i denne oppgaven er modellens brukervennlighet gjennom å tillate enkle endringer av modellens geometri, materialparametre, lastforhold og grensebetingelser.

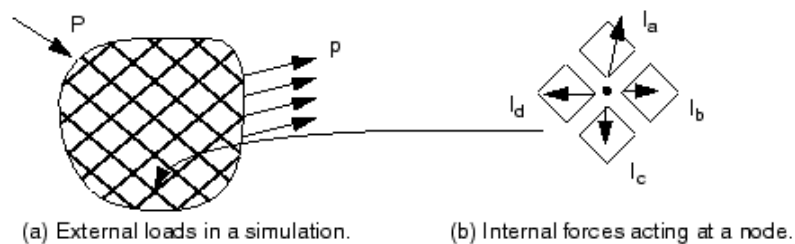
Ved beregninger med hjelp av endelig elementmetoden deles den aktuelle strukturen inn i x -antall elementer av simplere geometri for å forenkle beregningene modellen skal gjennomføre. Denne inndelingen kalles “meshing”, og er bakgrunnen for navnet av metoden ettersom modellen inndeles i et endelig antall elementer og ikke uendelig små (Kurowski, 2022). Meshen kan sees på som en sammensetning av lineær-elastiske fjærer som er festet til punktene eller nodene i

modellen (Ottosen og Petersson, 1992). For en enkel fjær er forholdet mellom påført kraft, f , og forskyvning, u_s , avhengig av fjærkonstanten k (Moyer, 1977):

$$f = ku_s \quad (7.1)$$

Hver node i det inndelte systemet av elementer er det en statisk likevekt av eksterne påførte krefter, P og interne krefter, I , i nodene (se figur 7.1). De interne kreftene som virker på nodene kommer av kraften fra elementet noden er bundet til. For å oppnå modellens statiske likevekt må summen av krefter som virker på hver node være lik null, dermed kan basisen for statisk likevekt i nodene skrives som (DassaultSystèmes, 2014):

$$P - I = 0 \quad (7.2)$$



Figur 7.1: De eksterne- og interne kreftene som virker på systemet (DassaultSystèmes, 2014)

Ligningssystemer for kraftlikevekt, material parametre og forskyvning av noder dannes for hele mesh-strukturen (Ottosen og Petersson, 1992). Det fulle systemet av disse ligningene, og den fundamentale FEM-ligningen, kan forenkles og skrives med ligning 7.3 (Kurowski, 2022):

$$|K| * |d| = |F| \quad (7.3)$$

hvor $|K|$ er stivhetsmatrisen, $|d|$ er den ukjente vektoren for forskyvningen av noder og $|F|$ er vektoren for belastningen på nodene. For en lineær-elastisk modell vil den numeriske løsningen bli kalkulert ut ifra kun ett system av ligninger (DassaultSystèmes, 2014). Stivhetsmatrisen $|K|$ er avhengig av modellens geometri, materialenes parametre og grensebetingelsene for modellen, og for et lineær-elastisk system vil Youngs modulus E og Poissons ratio ν alene definere materialets

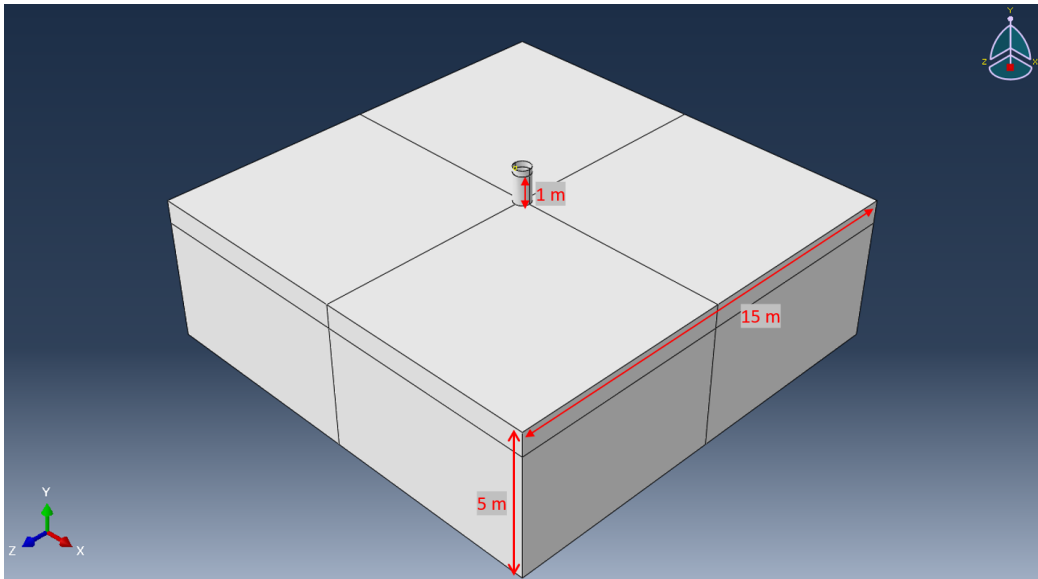
oppførsel under ekstern last (Kurowski, 2022).

7.2 Modell

Denne modellen er et supplement til kartleggingen og vurderingene gjort i felt, samt laboratorieundersøkelsene i prosjektoppgaven, og vil kunne bekrefte og supplere beregninger, undersøkelser og klassifisering. Modellen vil hovedsaklig brukes for vurdering av fundamenteringsmetodens styrke, og for å analysere i hvilken grad endring av fundamentets diameter og fundamenteringsdybde påvirker kapasiteten. Materialparametre er hentet fra prosjektoppgavens labresultater for meta-sandstein M108 og fyllitt M111 fra mastetraséen Dalen- Hjelmeland, og for fyllitten fra testområdet NAG.

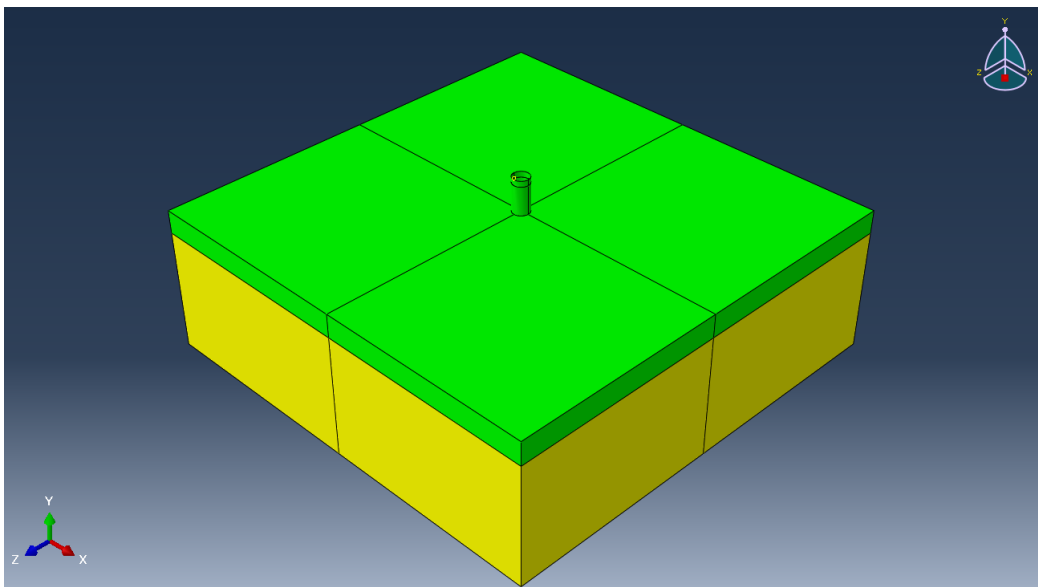
7.2.1 Geometri og mesh

For å modellere en bergmasse med endelig element metode i Abaqus er første steg å definere bergmassens geometri med tilhørende grensebetingelser. Modellens geometri lages i Abaqus med verktøyet “parts”, hvor de ulike delene av modellen kan defineres som hver sin part. Fundamentets diameter- og dybde dimensjoner varierer for de respektive modellene for å gjøre de ønskede simuleringene. Bergmassen har faste dimensjoner på 15x15x5 [m], som er valgt for å ikke påvirke simuleringens resultater med nærliggende grensebetingelser, og å begrense modellens størrelse. Partene kombineres under “assembly”-modulen, hvor de også “merges” for å simulere hvordan fundamentet er gyst fast i bergmassen. Modellens geometri er vist i figur 7.2 med tilhørende dimensjoner som gjelder for alle modellene.



Figur 7.2: Modellenes universelle geometri.

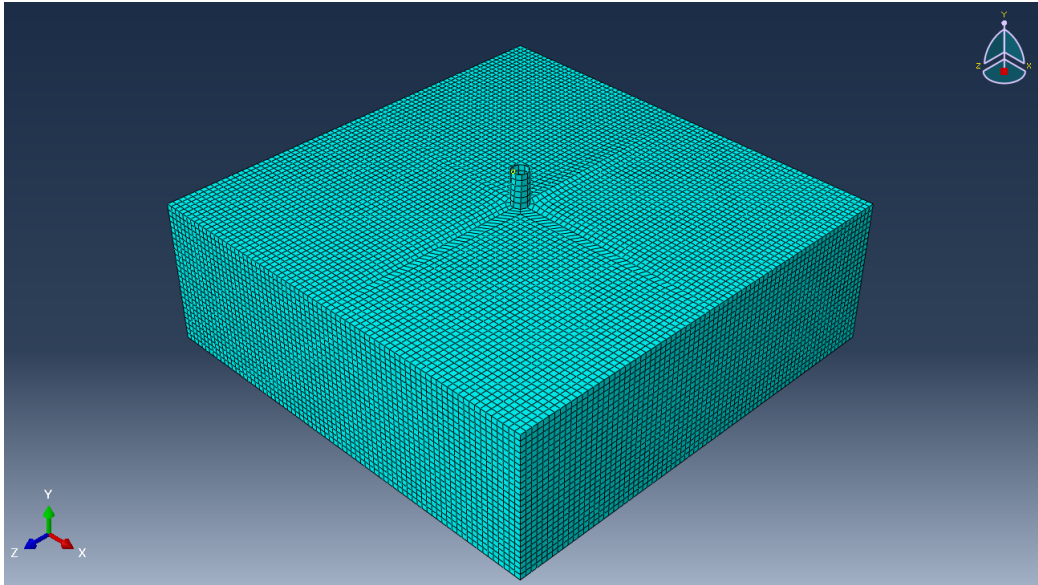
Figur 7.3 viser oppdeling av modellen hvor Abaqus fargekoder regioner for å indikere hvilken type meshing som egner seg for de aktuelle geometriene. Grønn farge indikerer regioner hvor det kan meshes med “structured method”, og gul indikerer “sweep method”. De ulike fargekodene og mesh-metodene Abaqus tilbyr er presentert i tabell D.1 under vedlegg D (DassaultSystèmes, 2014).



Figur 7.3: Fargekoding av modellens regioner basert på mesh-metode.

Meshing av samtlige modeller ble gjort med metodene som beskrevet over, hvor figur 7.4 viser det genererte meshet med nodeavstand på 0.2. De fleste modellene ble modellert som vist

i figuren med unntak av modellene med fundamentdiameter på 90 cm, de ble modellert med 0.15 og modellene med fundamentdiameter på 40 cm som ble modellert med avstand på 0.1, da geometrien ikke tillot direkte mesh mellom nodene med avstand på 0.2.



Figur 7.4: Abaqus mesh med nodeavstand= 0.2.

7.2.2 Parametre

Først når den endelige geometrien er definert, er neste steg å definere bergmassens materialparametre. Med Abaqus kan bergmassen modelleres både som et elastisk eller plastisk materiale med ulike bruddkriterier som for eksempel Mohr-Coulomb og Hoek-Brown, for å simulere bergmassens oppførsel ved ulik lasttilførsel (Goodman og Shi, 1997). Disse modellene tar hensyn til parametre som koehsjon, friksjonsvinkel, dilatans og andre relevante materialparametre.

Bergmassene er modellert som plastiske materialer med Mohr- Coulombs bruddkriterium, og er definert med parametrene presentert i tabell 7.1. Følgende parametre i tabellen ble testet på laboratoriet under prosjektoppgaven: intakt trykkfasthet; σ_{ci} , Youngs modulus; E og Poissons forholdstall; ν .

Intern friksjonsvinkel, ϕ_i , er hentet fra tabell for friksjonsvinkler fra Wyllie og Mah (2004b).

Bergmassens styrke, σ_{cm} , ble beregnet med ligninger presentert i tabell 4.6, under kapittel 4.4, for å beregne koehsjon for bruk i Mohr-Coulomb kriteriet i Abaqus. Kohesjon, c , ble beregnet med ligning 7.4, som er en omformulering av Mohr- Coulombs ligning for beregning bergmassens

styrke fra tabell 4.6 basert på Mohr-Coulombs bruddkriterium (Hoek og Brown, 1997).

$$c = \frac{\sigma_{cm}(1 - \sin\phi)}{2\cos\phi} \quad (7.4)$$

For fyllittene ble bergmassestyrken beregnet med ligning Panthi (2006) fra tabell 4.6. Ligningen er bergnet for å gi et estimat for bergmassens styrke for blant annet metamorfe bergarter med lav kompresjonsstyrke, noe som korrelerer godt med fyllittene testet på laboratoriet i prosjekt-oppgaven.

For modellen med meta-sandstein ble σ_{cm} bergnet med ligning Hoek mfl. (2002) fra tabell 4.6. Meta-sandsteinens GSI ble vurdert til 75 under befaring i prosjektoppgaven, og parametrene m_b , s og a ble beregnet med ligningene 4.4 og 4.5, presentert under kapittel 4.3.3. For beregning av m_b ble materialparameteren m_i satt til 20 basert på tabell fra Davarpanah mfl. (2022).

Dilatans, ψ , ble beregnet med følgende ligning 7.5 fra Zhao og Cai (2010):

$$\psi = \phi_i - 20^\circ \quad (7.5)$$

Tabell 7.1: Input parametre for bergmassene.

Parameter	Meta-sandstein [M108]	Fyllitt [M111]	Fyllitt [NAG]
σ_{ci}	286.9 MPa	57.8 MPa	32.1 MPa
E	76.11 GPa	20.71 GPa	4.97 GPa
ν	0.28	0.25	0.15
ϕ_i	35°	29.0°	29.0°
σ_{cm}	189.61 MPa	7.32 MPa	3.03 MPa
c	49.35 MPa	2.16 MPa	0.89 MPa
ψ	15°	9°	9°

Kapasiteten til komposittmaterialet er ikke fokuset i denne modelleringen, og fundamentmaterialet ble dermed modellert som et elastisk materiale med verdiene fra tabell 7.2, hvor elastisitetmodulen er usannsynlig høy og Poissons forholdstall veldig lav. Formålet er å unngå deformasjon og brudd i fundamentet, og dermed fokusere på bergmassens begrensninger.

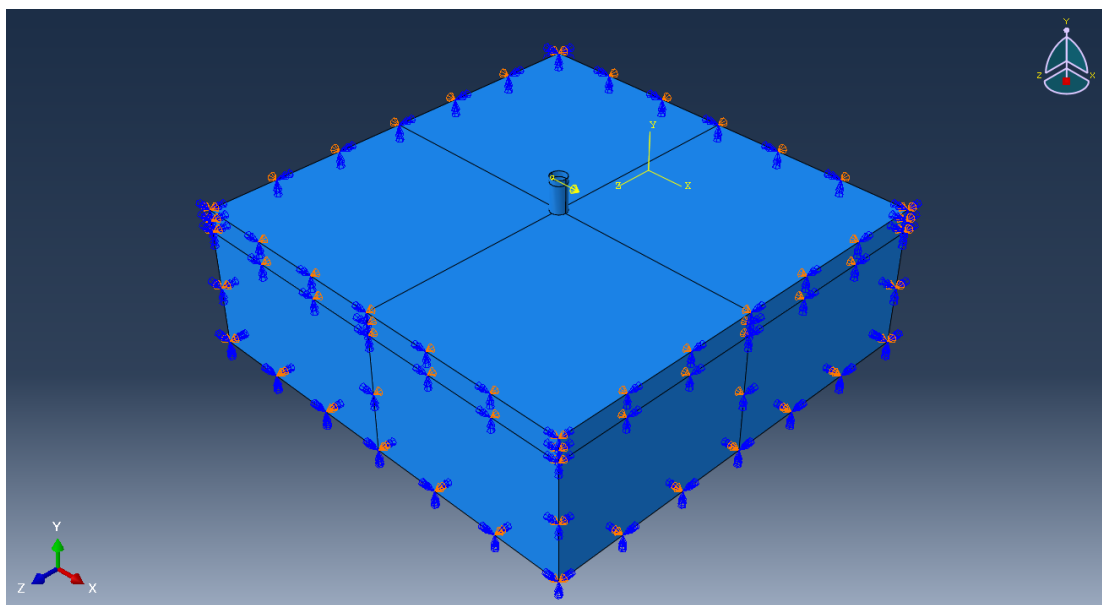
Tabell 7.2: Input parametre for fundament.

Fundament	
Materiale	Elastisk
E	1 000 000 [GPa]
ν	0.01

7.2.3 Grensebetingelser og last

Etter at materialene er definert må grensebetingelsene defineres. Modellenes grensebetingelser er valgt for å symbolisere bergmassens oppførsel. Det er brukt “fixed”-grensebetingelser i bunn, og “rollers” på sidene i x- og z- retning for å tillate horisontal og vertikal forskyvning (se figur 7.5). Abaqus tilbyr grensebetingelsen ENCASTRE ($U1=U2=U3=UR1=UR2=UR3=0$) for “fixed” betingelser som gir null grad av frihet i alle retninger. For “rollers” brukes betingelsene XSYMM ($U1=UR2=UR3=0$) som hindrer deformasjon i X-retning, men tillater horisontal og vertikal forskyvning, det samme gjelder betingelsen ZSYMM ($U3=UR1=UR2=0$) bare i Z-retning.

Som vist i figur 7.5 er momentlasten simulert ved å påføre punktlast i X-retning, en meter over bergmassen. Da fundamentet er simulert som et svært sterkt elastisk materiale, vil den påførte punktlasten i kN virke som moment i kNm på bergmassen. Det er valgt å utføre de fleste simuleringene med et moment på 436 kNm, da dette er det største prosjekterte momentet på linjen Dalen- Hjelmeland (Comrod, 2023b).

**Figur 7.5:** Grensebetingelser og last.

7.3 Resultater

Samtlige modeller, med unntak av de som ble kjørt til brudd, ble simulert med samme last. Ved å simulere med samme last på hver modell vil det være lettere å analysere og sammenligne deformasjonen i bergmassene presentert i tabell 7.3 og 7.4.

Tabell 7.3: Resultater fra simulering i Abaqus med meta-sandstein. *D=Diameter, Z=Fundamenteringsdybde

Meta-Sandstein M108		
Dimensjoner [cm]	Deformasjon [μm]	Moment [kNm]
Endring av fundamenteringsdybde		
D60Z60	17.0	436
D60Z80	14.0	436
D60Z100	12.0	436
Endring av diameter		
D40Z80	19.5	436
D60Z80	14.0	436
D90Z80	10.5	436
Simulert brudd		
D60Z80	380.0	12 000

Tabell 7.4: Resultater fra simulering i Abaqus med fyllitt. *D=Diameter, Z=Fundamenteringsdybde

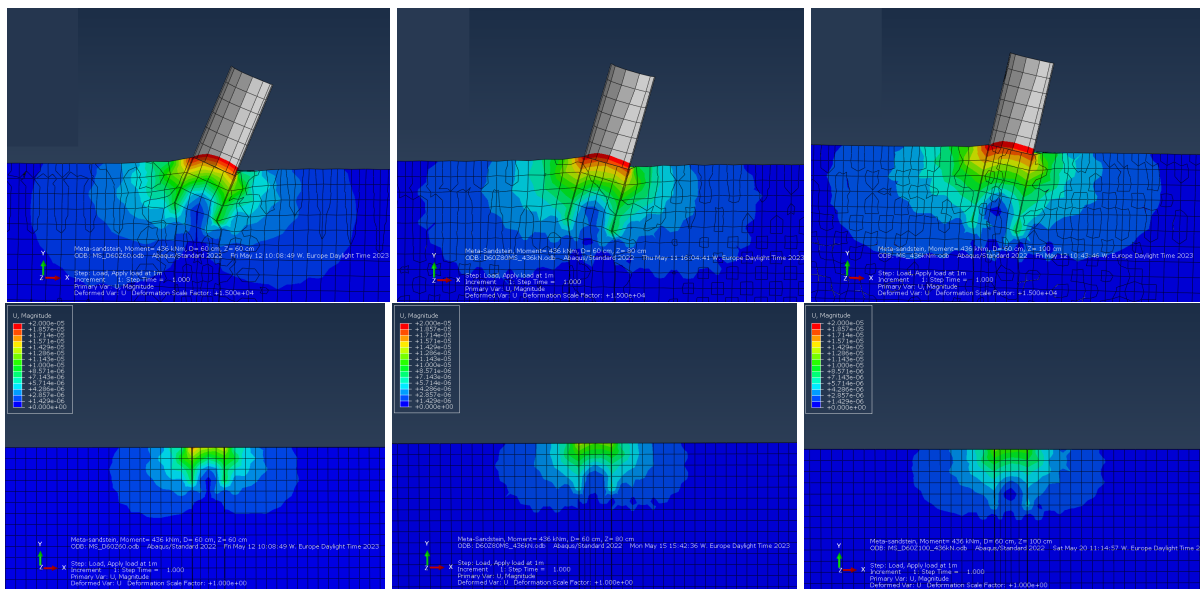
Fyllitt M111		
Dimensjoner [cm]	Deformasjon [μm]	Moment [kNm]
Endring av fundamenteringsdybde		
D60Z60	58.0	436
D60Z80	48.0	436
D60Z100	42.0	436
Endring av diameter		
D40Z80	70.0	436
D60Z80	48.0	436
D90Z80	35.0	436
Simulert brudd		
D60Z80	80.0	700

Figur 7.6 viser deformasjon av bergmassen med meta-sandstein med fundamentdiameter lik 60 cm, og varierende fundamenteringsdybde (60 cm, 80 cm og 100 cm). For figurene med fundament er konturparametrene ulik for hver modell, hvor grensen er satt til bergmassens største deformasjon som presentert i tabell 7.3. Skaleringsfaktoren er lik og satt til 15 000, for å få et

bilde på fundamentenes varierende deformasjon i bergmassen.

Figurene uten rørfundament viser tilhørende deformasjon av bergmassen til figurene over. Figurene uten fundament viser deformasjonen med like konturverdier for alle modellene, og skaleringsfaktoren er satt til 1, for å kunne visuelt sammenligne påvirkningen i bergmassen.

Bergmassen deformeres $17.0 \mu\text{m}$ med fundamenteringsdybde lik 60 cm, $14.0 \mu\text{m}$ for 80 cm og $12.0 \mu\text{m}$ for fundamenteringsdybde på 100 cm i meta-sandstein. Størst deformasjon inntreffer øverst i bergmassen på venstre side for samtlige modeller, og bergmassene viser lite tegn til endring i deformasjonsforplantning.

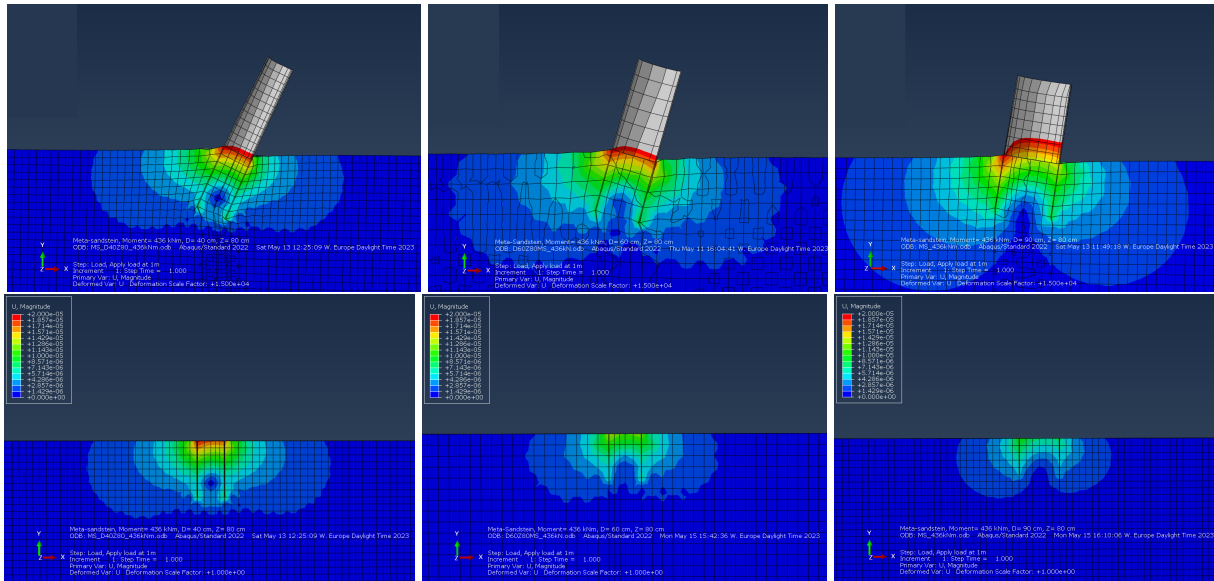


Figur 7.6: Deformasjon av bergmasse med meta-sandstein ved varierende fundamenteringsdybde (fra venstre: 60 cm, 80 cm og 100 cm) og fundamenteringsdiameter lik 60 cm.

Figur 7.7 viser bergmassens deformasjon ved varierende diameter på fundamentene, hvor alle er fundamentert med en dybde på 80 cm. Figuren viser rørfundamentets deformasjon i de øverste bildene, med oppskalert deformasjon på 15 000. Under er tilhørende deformasjon i bergmassen, hvor konturgrensen og fargespekterene er like. Modellene er, som tidligere beskrevet, utsatt for et moment på 436 kNm.

Største deformasjon i modellen med fundamentdiameter lik 40 cm er $19.5 \mu\text{m}$, som også er største deformasjon blant alle simuleringene med moment på 436 kNm i meta-sandstein. Med fundamentdiameter på 60 cm ble det beregnet en deformasjon på $14 \mu\text{m}$ og for 90 cm en deformasjon på $10.5 \mu\text{m}$, som var den minste deformasjonen blant modellene i meta-sandstein. De tilhørende figurene med kun bergmasse viser betraktelig større deformasjon for fundamentet

med mindre diameter, hvor også påvirkningssonen i bergmassen er stor i forhold til fundamentet med større diameter.

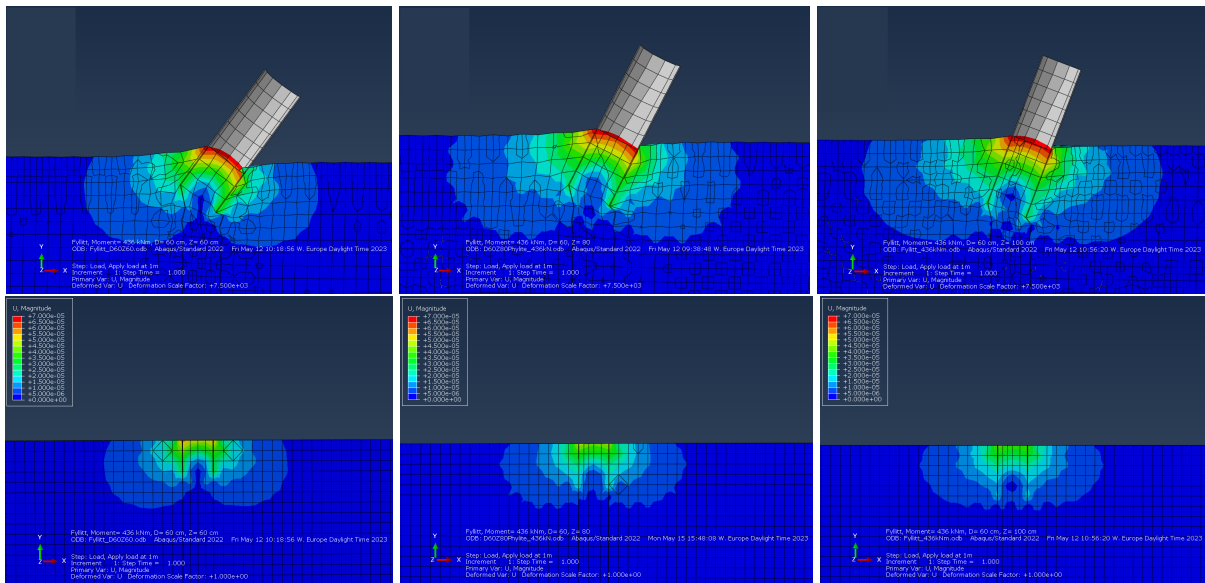


Figur 7.7: Deformasjon av bergmasse med meta-sandstein ved varierende fundamenteringsdiameter (fra venstre: 40 cm, 60 cm og 90 cm) og fundamenteringsdybde lik 80 cm.

Modellene simulert med bergmasseparametrene for fyllitt ble kjørt med samme dimensjoner og variasjoner som for meta-sandstein, for å gi et godt sammenligningsgrunnlag. Som forventet viste disse større grad av deformasjon, og større variasjon mellom modellene (se verdiene i tabell 7.4).

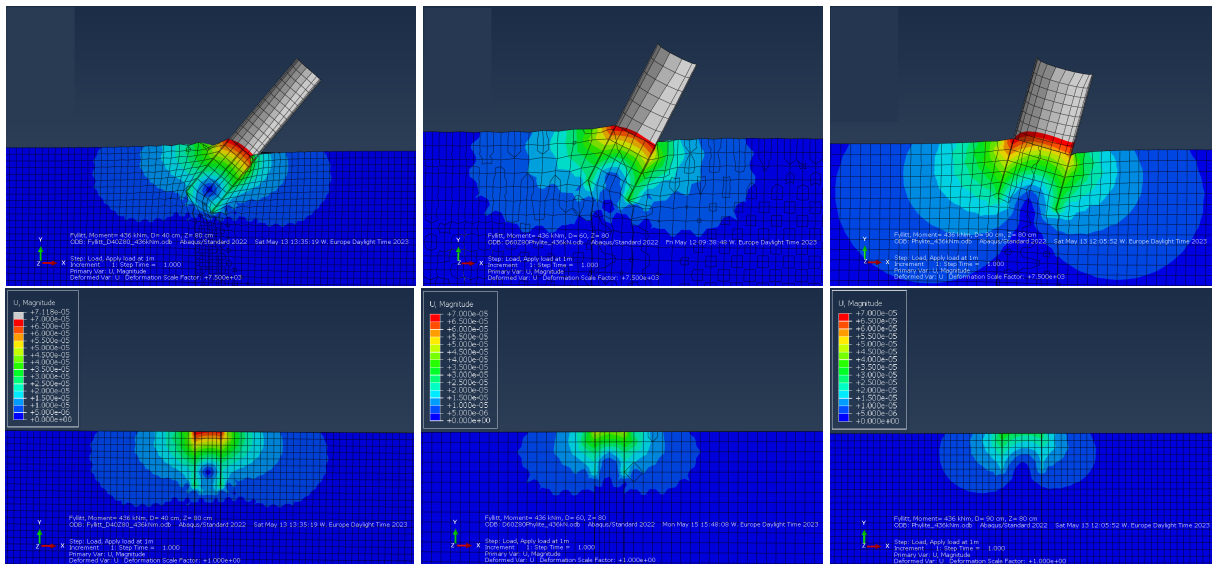
Figur 7.8 viser modellene kjørt med lik rørdiameter, 60 cm, og varierende fundamenteringsdybde, henholdsvis 60 cm, 80 cm og 100 cm. Deformasjonsresultatene med fundament er oppskalert 7 500 ganger (halvparten av modellene med meta-sandstein). Tilhørende figurer av bergmassen er uten oppskalering av deformasjon, og med lik konturgrense og fargespektre.

Simuleringene viser, som forventet, mindre deformasjon for økende fundamenteringsdybde, hvor deformasjonen forplanter seg noe dypere med dypere fundamenteringdybden, men lite i horisontal retning. Figurene viser tegn til størst deformasjon oppe i venstre hjørne av bergmassen hvor deformasjonen ble beregnet til $58 \mu\text{m}$, $48 \mu\text{m}$ og $42 \mu\text{m}$ for de respektive fundamenteringsdybdene på 60 cm, 80 cm og 100 cm.



Figur 7.8: Deformasjon av bergmasse med fyllitt ved varierende fundamenteringsdybde (fra venstre: 60 cm, 80 cm og 100 cm) og fundamenteringsdiameter lik 60 cm.

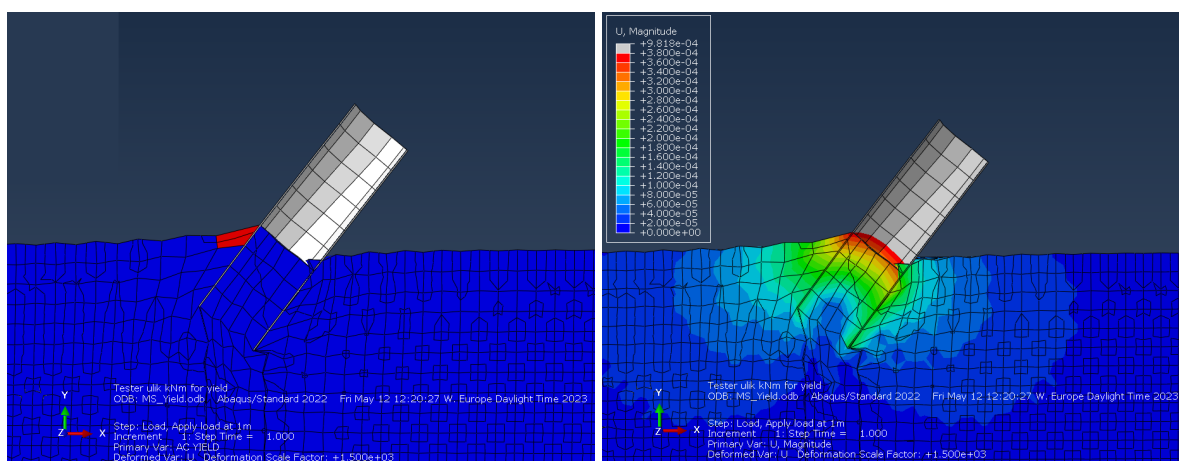
Simuleringene utført med varierende diameter i fyllitt (figur 7.9) viser relativt stor variasjon i deformasjon sammenlignet med figur 7.8 med varierende fundamenteringsdybde. Slik som for simuleringene gjort med meta-sandstein viser fundamentet med diameter på 40 cm og dybde på 80cm størst deformasjon av modellene i fyllitt med et moment på 436 kNm, hvor deformasjonene ble beregnet til 70 μm . For fundamentet med diameter på 60 cm ble deformasjonen 48 μm , og fundamentet med diameter på 90 cm viste minst deformasjon av alle modellene i fyllitt på 35 μm . Tilhørende figurer med bergmassen, lik konturgrense og likt fargespekter viser tydelig minkende deformasjonspåvirkning utover i bergmassen med økende diameter.



Figur 7.9: Deformasjon av bergmasse med fyllitt ved varierende fundamenteringsdiameter (fra venstre: 40 cm, 60 cm og 90 cm) og fundamenteringsdybde lik 80 cm.

7.3.1 Brudd

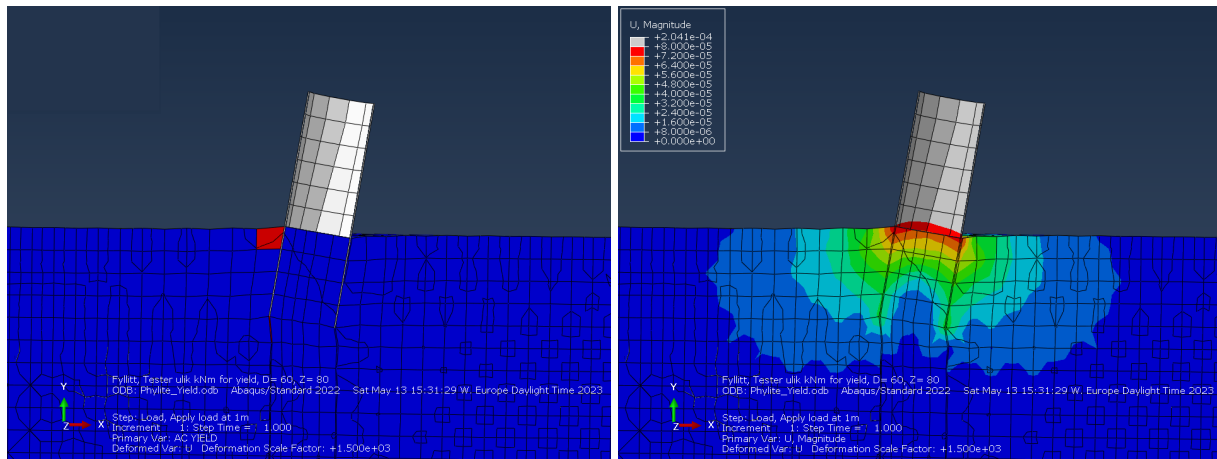
For å teste bergmassen maksimale stryke ved fundamenteringens mest brukte dimensjoner (diameter= 60 cm, dybde= 80 cm), ble simuleringen kjørt med ulike momenter for å finne den omtrentlige grensen for hvor bergmassen går i brudd. For meta-sandstein gikk bergmassen, som vist i figur 7.10 og i tabell 7.3, i brudd med en momentlast på 12 MNm. 11 MNm ble også testet, men modellen viste da ingen tegn til brudd i bergmassen.



Figur 7.10: Brudd i meta-sandstein (diameter= 60 cm, dybde= 80 cm) ved moment= 12 MNm (Oppskalert 1 500x).

Figur 7.11 viser simuleringen hvor bergmassen av fyllitt med et fundament med diameter på

60 cm og fundamenteringsdybde på 80 cm ble kjørt til brudd. Det ble testet ulike styrker på momentet for å finne grensen for hvor bergmassen gikk i brudd. Bruddet inntraff ved et moment på omtrent 0.7 MNm, og forekommer øverst i bergmassen på siden hvor punktlasten blir påført. Deformasjonen er også hær oppskalert 1 500 ganger slik som for figur 7.10 med meta-sandstein.



Figur 7.11: Brudd i fyllitt (diameter= 60 cm, dybde= 80 cm) ved moment= 0.7 MNm (Oppskalert 1 500x).

7.3.2 Påvirkningsfaktor

Med utgangspunkt i deformasjonen av standardfundamentet (diameter= 60 cm og fundamenteringsdybde= 80 cm) er det beregnet en påvirkningsfaktor, PF, for hver av de ulike fundamentdimensjonene med ligning 7.6. Bakgrunnen er for å tydeliggjøre til hvilken grad endringen av fundamentet påvirker mastens stabilitet i de ulike grunnforholdene med fyllitt og meta-sandstein.

$$PF = \frac{|\Delta \text{deformasjon}| [\mu m]}{|\Delta D + \Delta Z| [cm]} \quad (7.6)$$

Resultatene fra beregningen av påvirkningsfaktorene er presentert i tabell 7.5 for meta-sandstein og tabell 7.6 for fyllitt. Tabell 7.5 med meta-sandstein viser som forventet betraktelig mindre påvirkning ved endring av fundamentdimensjoner enn tabell 7.6 for fyllitt, hvor gjennomsnittlig PF for fyllitt er over 3.6 ganger større enn for meta-sandstein. Begge tabellene viser samme tendens hvor minkende grad av sikkerhet (kortere diameter eller fundamenteringsdybde) har større påvirkningsgrad på fundamentets stabilitet enn økende grad av sikkerhet. Ved sammenligning av endring av fundamenteringsdybde og endring av diameter, viser tabellene høyere PF for endring av diameter enn for fundamenteringsdybde.

Tabell 7.5: Påvirkningsfaktor for deformasjon ved endring av fundamentdimensjoner i meta-sandstein

Meta-sandstein M108			
60 cm	80 cm	14 μm	
ΔD [cm]	ΔZ [cm]	Δ deformasjon [μm]	PF
0	-20	+3	0.15
0	+20	-2	0.10
-20	0	+5.5	0.28
+30	0	-3.5	0.12
Gjennomsnitt:			0.16

Tabell 7.6: Påvirkningsfaktor for deformasjon ved endring av fundamentdimensjoner i fyllitt

Fyllitt M111			
60 cm	80 cm	48 μm	
ΔD [cm]	ΔZ [cm]	Δ deformasjon [μm]	PF
0	-20	+10	0.50
0	+20	-6	0.30
-20	0	+22	1.10
+30	0	-13	0.43
Gjennomsnitt:			0.58

7.4 Resultater fra simulering av strekktest NAG

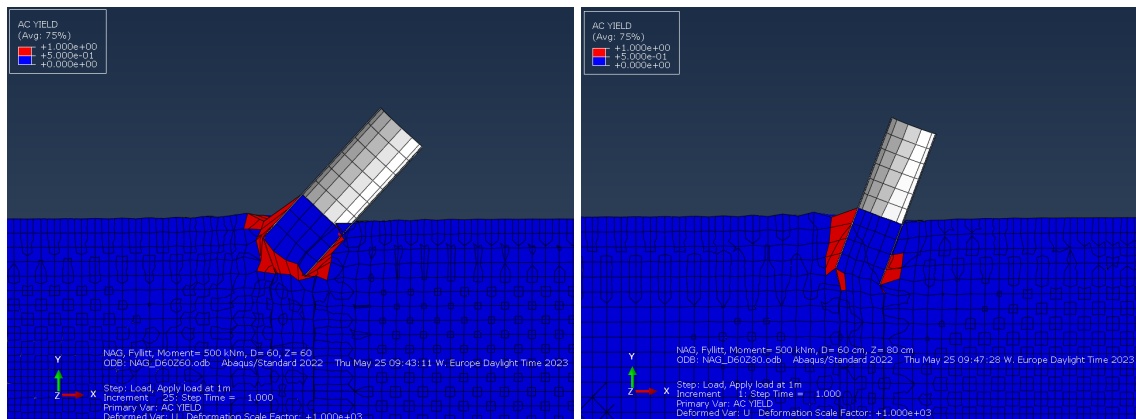
Strekktestene ble, som beskrevet i kapittel 5.4, gjennomført på fundamenter med diameter på 60 cm og fundamentdybder på 60 cm og 80 cm i bergmasse av fyllitt. For begge fundamentdimensjonene er simuleringene utført med en last på 500 kN, tilsvarende et moment på 500 kNm, som også var den største strekkraften brukt under testene.

Tabell 7.7 viser resultatene fra simuleringene av de fysiske strekktestene gjennomført på NAG. Kolonnen “Def.mast” presenterer deformasjonen målt på masten en meter over bakkenivå, tilsvarende som målingene under de fysiske testene, og kolonnen “Def.berg” presenterer største deformasjon i bergmassen.

Tabell 7.7: Resultater fra simulert strekktest fra NAG i Abaqus. *D=Diameter, Z=Fundamenteringsdybde

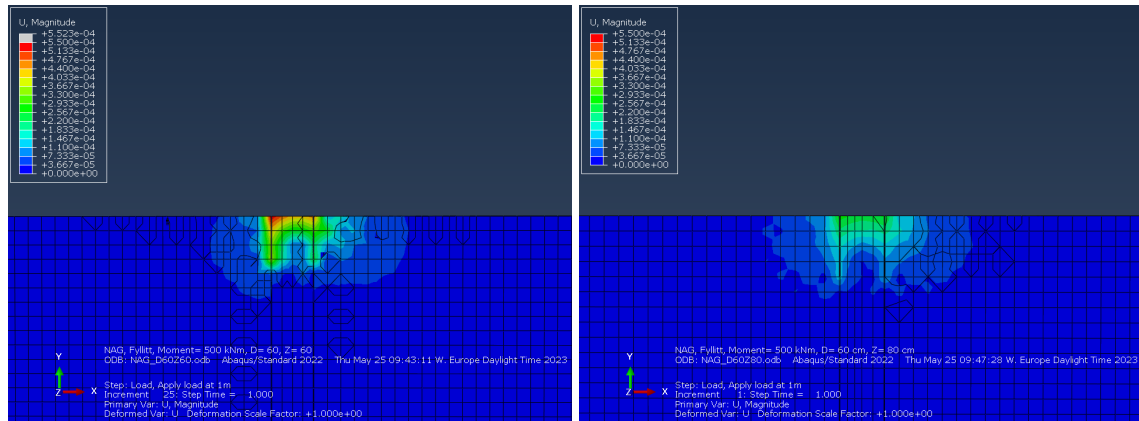
Fyllitt NAG			
Dimensjoner [cm]	Def. mast [mm]	Def. berg [mm]	Moment [kNm]
Simulert strekktest fra NAG			
D60Z60	1.45	0.55	500
D60Z80	0.65	0.28	500

Figur 7.12 viser bergmassens bruddsone rundt fundamentene med ulike fundamenteringsdybde. For modellen med 60 cm fundamenteringsdybde viser simuleringen brudd og oppsprekking av bergmassen rundt hele fundamentet, med noe forplantning utover i bergmassen. Figuren med 80 cm dybde viser tegn til brudd hovedsaklig langs delene av fundamentet hvor det vil oppstå strekkbrudd på grunn av momentet. Fundamentenes deformasjon er oppskalert 1000x for begge modellene, og simuleringen med fundamenteringsdybde på 60 cm viser tydelig større deformasjon enn simuleringen med fundamenteringsdybde på 80 cm.

**Figur 7.12:** Brudd i bergmassen ved simulering av strekktestene fra NAG. Fundamentdiameter: 60 cm, fundamenteringsdybde: 60 cm (til venstre) og 80 cm (til høyre).

Figur 7.13 viser deformasjonen i bergmassene med konturlinjer. Konturgrensen er satt til 0.55 mm for begge modellene, som også tilsvarer største deformasjon i modellen med fundamenteringsdybde lik 60 cm. Største deformasjon i modellen med lengst fundamenteringsdybde på 80 cm ble beregnet til 0.28 mm. Den visuelle deformasjonen er ikke oppskalert i disse figurene. Modellen med 60 cm fundamenteringsdybde viser lite symmetrisk deformasjon rundt fundamentet, hvor deformasjonen forplanter seg betraktelig lengre i lastretningen, og dypere på lastsiden hvor det vil forekomme strekk i bergmassen. Modellen med 80 cm fundamenteringsdybde viser

tilnærmet symmetrisk deformasjon rundt fundamentet, med antydning til mønsteret beskrevet for den andre modellen.



Figur 7.13: Deformasjon i bergmassen ved simulering av strekktestene fra NAG. Fundamentdiameter: 60 cm, fundamenteringsdybde: 60 cm (til venstre) og 80 cm (til høyre).

8 Diskusjon

I dette kapitlet vil formålet for oppgaven, beskrevet under introduksjonen, bli diskutert med bakgrunn i resultatene presentert i de øvrige kapitlene. Analysene av vurderinger gjort i tidligere prosjekter, samt optimaliseringen av den empiriske bergmasseklassifiseringen vil bli sammenlignet og diskutert opp mot hverandre. Resultatene fra de numeriske modellene, og til hvilken grad endringen av fundamentdimensjonene påvirker stabiliteten i bergmassen vil også bli diskutert.

8.1 Fundamenteringsdybde og klassifisering

Mastenes fundamenteringsdybde blir vurdert ut i fra bergmassekvaliteten i området rundt mastepunktet, og er i dag uavhengig av fundamentets diameter og de prosjekterte lastene på masten. Før fundamentering, blir det gjennomført befaring med en representant fra Comrod for vurdering av mastetraséen optimale plassering, og med en innleid geolog for vurdering av berggrunnen på de aktuelle mastepunktene. Geologen er med for å avgjøre om det er tilstrekkelig bergkvalitet for fundamentering med Compolemetoden. Basert på de geologiske vurderingene og terrengets helling, anbefaler geologen en fundamenteringsdybde og plassering på de aktuelle mastepunktene. Ved selve fundamenteringen vurderer også bore-teamet endelig fundamenteringsdybde utover anbefalt dybde. Basert på borsynk, tidligere erfaringer og eventuelle komplikasjoner kan bore-teamet avgjøre om det vil være nødvendig å fundamenterer noe dypere enn først anbefalt.

På de tre prosjektene Roan vindpark, Tonstad vindpark og Dalen-Hjelmeland, presentert under kapittel 5, er det brukt fire ulike kategoriseringssystemer for geologisk vurdering av bergmassene på mastepunktene. I rapportene for de aktuelle mastetraséene er kategoriseringen av bergkvalitetene begrunnet i svært varierende grad, fra ingen begrunnelse til tabeller med parameteroversikt og inndeling av kvalitetskrav. Ved å bruke flere ulike metoder og inndelinger for vurdering og klassifisering av bergmassen, vil det kunne skape forvirring mellom de ulike aktørene på prosjektene, og dermed gi dårlige muligheter for å kunne bygge opp en database med erfaringer for senere prosjekter. Innføring av en bransjestandard, eller en standard for Comrod AS, vil dermed kunne gi et bedre grunnlag for videre utvikling av Compolemetoden og for å optimalisere utnyttelsesgraden av bergmassens styrke.

Roan- og Tonstad vindpark var blant de første prosjektene hvor det ble brukt slisseboring som fundamenteringsmetode. Innsamlede data i kapittel 5 kan tyde på noe lavere utnyttelsesgrad av

slissefundamentene i tidlig prosess. Spesielt for prosjektet Roan vindpark, som var det første prosjektet hvor denne fundamenteringsmetoden ble brukt, viser de prosjekterte momentene på fundamenter av like dimensjoner som for Dalen-Hjelmeland, betraktelig lavere verdier og de er dermed prosjektert med en høyere sikkerhetsfaktor. For Dalen- Hjelmeland ble fundamentets styrke utnyttet i større grad, se tabell 5.2 og 5.4 under nevnte kapittel.

Compolemetoden utnyttes i stor grad for berg av god kvalitet, hvor en inndeling av bergkvalitet i mange ulike klasser vil gi lite nytte for vurdering av fundamenteringsdybden. En enkel inndeling som foreslått i kapittel 6, basert på tilhørende klassifiseringssystem, vil i de aller fleste tilfeller være tilstrekkelig for vurdering av fundamenteringsdybden basert på geologien. Som utgangspunkt vil det mest hensiktsmessige være å bruke en minimumsdybde, med enkelte kvalitetskrav for bergmassen, og deretter øke fundamenteringsdybden basert på den totale bergmassens kvalitet. Ettersom boreddybden vurderes av både geolog og bore-team er det fordelaktig å bruke et klassifiseringssystem som også bore-teamet kan bruke for å vurdere og notere eventuelle avvik fra geologens første vurdering. Under boring vil fundamenteringsområdet være bedre rensket for løsmasser og bergmassen vil dermed gi et bedre utgangspunkt for videre vurdering.

8.1.1 Videreutviklet klassifiseringssystem

Den videreutviklede og optimaliserte versjonen av Statnetts bergmasseklassifisering presentert under kapittel 6, er som tidligere beskrevet, basert på erfaringer fra utførte fundamenteringer, ulike klassifiseringssystemer og relevante bergmekaniske- og ingeniørgeologiske egenskaper. Det kan trekkes en god del likhetstrekk mot den originale utgaven Statnett (2018), hvor følgende parametre er brukt for vurdering i begge systemene:

- Enaksial trykkfasthet
- Forvittringsgrad
- Antall sprekkeseett
- Sprekkeavstand
- Sprekkeruhet
- Sprekkefyll

Parametrene har noe ulike grenseverdier for kategoriseringen av bergmassen, hvor Statnett (2018) er noe mer konservativ i de fleste tilfellene. For Statnett (2018) er det også brukt mer konkrete krav for inndelingen av bergklassene, hvor bergmassens parametre må innfri kravene for å oppnå den aktuelle bergklassen. Det nye systemet, i likhet med klassifisering i Q-systemet (kap. 4.3.1) og RMR (kap. 4.3.2), baseres bergklassene i større grad på bergmassens helhet og geologens intuisjon, hvor den summerte verdien fra alle bergmasseparametrene gir grunnlaget for klassifisering. Fordelen med et slikt system er at bergmassen, i større grad, blir vurdert som en helhet og ikke som uavhengige enkeltparametre. På den andre siden vil det kunne gjøre det lettere for geologen å overse kritiske verdier for enkeltparametre dersom resten av bergmasseparametrene gir gode verdier og dermed en sum som tilsvarer godt berg.

Noe av det som skiller Statnett (2018) fra den videreutviklede versjonen er vurdering av *sprekkeorientering* som en parameter for klassifiseringen. Som beskrevet i kapittel 6 er det krevende å utvikle et konkret system med spesifikke verdier for vurdering av sprekkens orientering. Det er heller valgt å kategorisere parameteren basert på om orienteringen er gunstig med tanke på antatt lastretning på masten eller ikke. Sprekkeorienteringen vil skape et glideplan i bergmassen, og er dermed i denne oppgaven vurdert som en viktig parameter å ta med for klassifisering av bergmassen ved slissefundamentering av master.

Parameteren *sprekkeåpning* er en del av Statnett (2018), hvor konkrete mål på millimeter-skala beskriver sprekkens sprekkåpning. I metoden utviklet i denne oppgaven er det valgt å ikke se på parameteren spesifikt, da den indirekte blir vurdert som en del av *sprekkefyll*-parameteren og med lyden av hammerslag for å avgjøre om det er en blokk eller massivt berg ved å høre en “bom” eller “klink” lyd. Ved å begrense kompleksiteten av systemet med å ta bort en parameter bidrar dette til formålet om å lage en mer brukervennlig prosedyre for fundamentering med Compolemetoden.

8.1.2 Feltobservasjoner og tidligere klassifisering

Mastepunkter på traséene Tonstad vindpark og Dalen- Hjelmeland, ble som beskrevet i kapittel 6.3, befart under et besøk hos Comrod AS på Tau. Under befaringsene ble det utført ingeniørgeologiske vurderinger av de utvalgte mastepunktene hvor det var slisseboret og tilgjengelig berg i dagen. Klassifiseringen ble gjort under utviklingen av oppgavens klassifiseringssystem for å danne et grunnlag for kategoriseringen av de ulike parametrene. Basert på observasjonene gjort i

felt ble systemet inndelt og parametrene tildelt de spesifiserte verdiene i kapittel 6.

De ingeniørgeologiske vurderingene gjort av mastepunktene på Tonstad viser noe mer kompetent bergmasse enn vurderingene gjort på Dalen- Hjelmeland. Tabell C.1 under vedlegg viser en oversikt over de befarte mastepunktene på begge traséene med tilhørende ingeniørgeologisk vurdering, hvor det også ble benyttet Schmidt-hammer for å inndirekte teste bergmassenes trykkfasthet. Til tross for Tonstads bedre bergmassekvalitet, ble den gjennomsnittlige trykkfastheten beregnet til 59 MPa, og fra Dalen-Hjelmeland 74 MPa, som indikerer noe sterkere berg på Dalen-Hjelmeland.

Kategoriseringene av bergmassene gjort i felt under befaringsene korrelerer godt med Comrods og Linjepartners tidligere vurderinger av mastepunktene både på Tonstad og Dalen-Hjelmeland. De tidligere vurderingene er presentert under kapittel 5 i tabell 5.3 for Tonstad og tabell 5.4 for Dalen-Hjelmeland. Ut i fra resultatene fra de ulike vurderingsmetodene på Tonstad ville anbefalt boreddybder basert på bergklasse være tilnærmet lik. Fra Dalen-Hjelmeland er det for samtlige mastepunkt tidligere anbefalt en boreddybde på minimum 0.80 m, som gir lite grunnlag for sammenligning.

8.2 Modelling

Fokuset i denne oppgaven har vært rettet mot bergmassen og dens oppførsel ved fundamentering med Compolemetoden og slisseboring. Modellene er derfor laget slik at selve fundamentet ikke vil deformeres av lasten i annen grad enn deformasjonen bergmassen tillater. Grunnen til dette er for å undersøke hvor godt slissefundamenteringen utnytter bergmassens styrke, og hvordan fundamentdimensjonene påvirker bergmassens kapasitet. Som vist i kapittel 5.4 vil det i den reelle verden være mastens- eller fundamentets komposittmateriale som under normale forhold går i brudd først. Normalt vil dette inntreffe lenge før bergmassen sprekker, da slissefundamenteringen som regel brukes i relativt lite oppsprukket og sterkt berg.

Simuleringene er gjort for å undersøke fundamentets bæreevne ved varierende dimensjoner, og til hvilken grad dimensjonsendringene påvirker stabiliteten. Resultatene fra modellene med bergmasseparametre fra Dalen-Hjelmeland, og varierende fundament dimensjoner, er lastet med et moment på 436 kNm. 436 kNm er det største prosjekterte momentet på den aktuelle mastetraséen (Comrod, 2023b). Moment over 300 kNm blir regnet som “høye laster”, hvor fundamentdimen-

sjonene vanligvis vil bli økt uavhengig av bergmassekvaliteten (Halsne, 2022). Bergmassene er modellert som homogene og isotrope materialer, noe som ikke vil være representativt for de reelle bergmassene, da de vil være svært anisotrope for fyllitt og noe anisotrope for meta-sandstein. Simuleringen vil derimot gi et godt bilde på fundamentets styrke i de ulike bergmassene, da materialene er definert med styrkeparametre basert på laboratorietester gjort i forfatterens prosjektoppgave for de aktuelle områdene (Markussen, 2022). Ved å påføre lik last under alle simuleringene lar modellene seg enkelt sammenlignes og gjør det mulig å vurdere dimensjonsendringenes påvirkning på fundamentets stabilitet.

Simuleringene i både meta-sandstein og fyllitt viser samme trend hvor endringer i fundamentdiameter påvirker fundamentets stabilitet i større grad enn fundamenteringsdybde. Med utgangspunkt i fundamentdiameter på 60 cm og fundamenteringsdybde på 80 cm utgjør også negativ endring i diameter eller dybde større utslag på stabiliteten enn økning av parametrene. Det kreves dermed større endringer for å øke fundamentets sikkerhetsfaktor enn å senke den. Som forventet påvirker dimensjonsendringene av fundamentene i fyllitt, som er den svakere av de to bergmassene, stabiliteten i større grad enn for fundamentene i meta-sandstein. Sterkere bergarter er mer stabile, og det vil dermed kreve relativt store dimensjonsendringer av fundamentet for å påvirke stabiliteten, i både positiv og negativ forstand. Under kapittel 7.3.2 er det beregnet "påvirkningsfaktor" for resultatene med dimensjonsendringer. Påvirkningsfaktorene gir en indikasjon på hvor mye dimensjonsendringene utgjør for bergmassens deformasjon i forhold til hverandre. Resultatene viser blant annet at 20 cm kortere diameter påvirker deformasjonen omtrent dobbelt så mye som 20 cm kortere fundamenteringsdybde. Også ved økning av dimensjonsparametrene viser påvirkningsfaktoren at økningen av diameter påvirker deformasjonen i større grad enn økning av fundamenteringsdybde, men dette i mindre grad enn for kortere dimensjoner.

Simuleringene er, som tidligere nevnt, gjort med homogene og isotrope bergmasser uten noen form for diskontinuiteter eller sprekker. I situasjoner hvor bergmassen består av en sprekk som krysser fundamentet vil resultatene fra modelleringene med dimensjonsendringer antageligvis ikke være representative for stabiliteten. For slike sprekkesituasjoner vil antagelig fundamenteringsdybden i større grad enn fundamenteringsdiameteren påvirke stabiliteten. Henget på oversiden av sprekken vil bidra svært lite til fundamentets stabilitet på grunn av sprekkenes lave skjærstyrke i forhold til bergmassens intakte styrke.

Under modelleringen ble bergmassene meta-sandstein M108 og fyllitt M111 testet for å finne hvor stort moment bergmassene kunne absorbere før de gikk i brudd med et fundament med diameter på 60 cm og dybde på 80 cm. Som presentert under resultatene i kapittel 7.3 ble det fremprovosert brudd i meta-sandsteinen med et moment på 12 000 kNm, og i fyllitten med et moment på 700 kNm. Figur 7.10 og 7.11 under nevnte kapittel indikerer første bruddtilfelle på strekksiden av fundamentet hvor også største deformasjon i bergmassen blir målt. På grunn av modellens grensebetingelser mellom fundament og bergmasse, samt bergarters mekaniske egenskaper, vil de første bruddene som inntreffer i simuleringene være strekkbrudd. Strekkbruddene i bergmassens øvre sjikt vil antageligvis ikke ha nevneverdig innvirkning på fundamentets stabilitet, da det er bergmassens kompresjonsstyrke som i størst grad absorberer fundamentets laster.

8.2.1 Strekktest

Ved modelleringen av Comrods fullskala strekktester gjennomført på NAG ble det påført en punktlast på 500 kN for å simulere de største strekklastene på 50 tonn. Formålet var å sammenligne simuleringsresultatene med bergmasseparametre fra forfatterens prosjektoppgave, med de fysiske testene på NAG. Fundamentdimensjonene som ble testet og simulert var med diameter lik 60 cm og fundamenteringsdybder lik 60 cm og 80 cm for de respektive testene.

Figur 7.12 under kapittel 7.7 viser de simulerte bruddsonene rundt fundamentene modellert i Abaqus. For fundamentet med dybde på 60 cm ble bergmassen rundt hele fundamentet beregnet til brudd, derimot for fundamentet med dybde på 80 cm ble det bare simulert strekkbrudd hvor bergmassen ble strukket, og ingen brudd i kompresjonssonene rundt fundamentet. Dette korrelerer godt med de fysiske testene gjort på NAG hvor test 1, fundamentert med dybde på 60 cm, ble trukket til tydelig brudd i bergmassen, se figur 5.5 under kapittel 5.4. Test 2, fundamentert med dybde på 80 cm, viste derimot ingen tydelige tegn til brudd i bergmassen da strekkbrudd ikke vil være like utslagsgivende for bergmassens stabilitet, se figur 5.6 under kapittel 5.4.

Deformasjonen under de fysiske testene på NAG ble målt med en laser omtrent en meter over bakkenivå på fundamentene. Den største permanente deformasjonen på fundamentet under test 1 ble målt til 28 mm etter strekklast på 50 tonn, og for test 2 ble største permanente deformasjon målt til 27 mm etter en strekklast på 50 tonn. Test 1 ble gjennomført med et fundament av stål, og test 2 med et fundament av Comrods viklede komposittmateriale, hvor det kan antas at deler av den målte deformasjonen var i selve fundamentmaterialet. For simuleringen av testene ble defor-

masjonen beregnet til å være betraktelig mindre. Simulering av test 1 viste deformasjon på 1.45 mm en meter over bakkenivå på fundamentet, og 0.55 mm som største deformasjon i bergmassen. Test 2 viste deformasjon på 0.65 mm en meter over bakkenivå på fundamentet, og 0.25 mm som største deformasjon i bergmassen. Forskjellen mellom fundamentets deformasjon for den fysiske test 1 og den simulerte test 1 kan antageligvis skyldes den numeriske modellens isotrope bergmasse som ikke inneholdt et svakhetsplan langs strekkretningen. Under den fysiske test 1 viser figur 5.5 forskyvning langs et tydelig svakhetsplan i bergmassen. De ulike resultatene for test 2 kan antageligvis skyldes fundamentets materiale. Fundamentet i den numeriske modellen ble modellert som et ikke-deformerbart materiale og ble dermed ikke påvirket av den simulerte lasten, i motsetning til komposittmaterialet under den fysiske strekktesten.

8.2.2 Feilkilder

Bergmassene i simuleringene gjennomført i denne oppgaven ble modellert som homogene og isotrope materialer. Som tidligere beskrevet er bergarter og bergmasser i varierende grad inhomogene og anisotrope, hvor for eksempel fyllitt kan være et svært anisotrop materiale. Modellene vil dermed ikke representere reelle in-situ forhold i naturen, men heller simulere enkle egenskaper fra de aktuelle bergmassene.

Modellene er basert på bergmekaniske egenskaper testet på laboratoriet i prosjektoppgave, samt verdier hentet fra relevant litteratur for de aktuelle bergartene. Laboratorietestene ble gjennomført på en enkelt blokk for hver av bergartene, som vil gi et lite representativt resultat for hele bergmassen simulert med dimensjonene 15x15x5 [m]. Verdiene hentet fra litteratur vil også være noe unøyaktige da bergarter vil ha varierende material-verdier basert blant annet på dannelsesområde og forvitningsgrad.

På grunnlag av Compoletoden hvor fundamentet gyses fast i berggrunnen, ble fundamentet og bergmassen i Abaqus-modellene modellert som én del. Ved å modellere fundament og bergmasse som en del, ble modellen betraktelig forenklet med å unngå grensebetingelsene i kontakten mellom de ulike materialene. Dette påvirker simuleringene spesielt i strekksonene rundt fundamentet, hvor bergmassen simuleres som limt fast til fundamentet. Strekkbrudd i bergmassen vil dermed forekomme hvor fundament-bergmasse kontakten antageligvis ville blitt brutt under reelle forhold.

9 Konklusjon

Comrod har utviklet en smart og effektiv metode for fundamentering av høyspentmaster, som utnytter bergmassens styrke for stabilisering av mastene. Metoden tar også hensyn til miljøet gjennom miljøvennlige master og ved å minimalisere mastenes fotavtrykk i naturen. Ved utvikling av nye og innovative metoder vil det være viktig å etterstrebe videre utvikling for å kunne optimalisere metoden. For å danne et grunnlag for videre utvikling er det avgjørende med gode systemer og rutiner for å kunne utnytte og bygge på tidligere erfaringer.

Befaring av mastetraséen prioriteres i tidlig fase for å optimalisere linjevalget i størst mulig grad og for å kunne utnytte Compolemetoden på best mulig måte. De ingeniørgeologiske vurderingene av bergmassene gjøres i dag med varierende systemer avhengig av hvem som er bergteknisk ansvarlig på prosjektet. Ved å innføre en standard for vurderingene kan tidligere erfaringer i større grad utnyttes. Dette vil hjelpe planleggingen før befaring, samt boringen etter befaring, ved å utnytte erfaringsdata fra tidligere prosjekter med tilsynelatende lik geologi.

Klassifiseringen av bergmassen gjennomføres av geologer for å avgjøre om det er gunstige grunnforhold for bruk av Compolemetoden og for å anbefale fundamenteringsdybde. Resultatene fra den numeriske modelleringen viser fundamentdimensjonenes effekt på mastenes stabilitet i berg, hvor diameteren påvirker stabiliteten i større grad enn fundamenteringsdybden. Ved å gjennomføre befaring av berggrunnen så tidlig som mulig vil det også gi muligheten for å vurdere fundamentenes diameter basert på bergmassens kvalitet.

Resultatene fra strekktestene utført på NAG, samt de supplerende resultatene fra simuleringene, viser fundamentering metodens styrke. Moment over 300 kNm ansees som "høyere laster" hvor fundamenteringsdiameter og dybde i mange tilfeller vil økes. Fyllitten på NAG regnes som en relativt svak bergart basert på laboratorieforsøkene gjort i prosjektoppgaven Markussen (2022). Ved standarddimensjonene med diameter lik 60 cm og fundamenteringsdybde lik 80 cm var det, til tross for bergkvaliteten, komposittmaterialet som gikk i brudd ved et moment på omtrent 500 kNm.

9.1 Videre arbeid

For å videre utvikle og optimalisere Compoletoden vil det anbefales å opprette en strukturert database med en GIS-modell. Ved å etablere GIS-modeller for alle lokasjoner og punkter vil det gi et godt grunnlag for forberedelse før oppstart av prosjekter, et godt verktøy i felt, samt en god base for erfaringsoverføring ved ulike bergarter og grunnforhold.

Boreriggen for slisseboring opereres i dag i stor grad basert på det enkelte boreteamets egne erfaringer og vurderinger. For å kunne utvikle også denne prosessen videre, vil det anbefales å standardisere boringen. En standard for boringen vil sikre at erfaringsdata dokumenteres og videreføres, slik at erfaringsgrunnlaget utvides ytterligere for hvert mastepunkt. Det er vanskelig å analysere og videreutvikle metoder uten en standard å jobbe ut i fra.

For videre arbeid med modellering er det mulig å legge inn ulike sprekkesett i bergmassen for å analysere blant annet sprekkeorienteringes påvirkning for stabiliteten. Det ville også vært interessant å modellere forholdene beskrevet i kapittel 5.5.2, hvor det ble brukt bolting som sikrings-tiltak på enkelte mastepunkt på linjen Angelshaug-Deknepollen.

Referanser

- Al-Ajmi, A. M. og R. W. Zimmerman (2005). «Relation between the Mogi and the Coulomb failure criteria». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 42.3, s. 431–439. ISSN: 1365-1609.
- Aksoy, C. (2008). «Review of rock mass rating classification: Historical developments, applications, and restrictions». I: *Journal of Mining Science* 44, s. 51–63.
- Alavi Nezhad Khalil Abad, S. V., E. T. Mohamad og I. Komoo (2014). «Dominant weathering profiles of granite in southern Peninsular Malaysia». I: *Engineering Geology* 183, s. 208–215. ISSN: 0013-7952.
- Alejano, L. R., J. Muralha, R. Ulusay, C. C. Li, I. Pérez-Rey, H. Karakul, P. Chryssanthakis og Ö. Aydan (2018). «ISRM suggested method for determining the basic friction angle of planar rock surfaces by means of tilt tests». I: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 51, s. 3853–3859. ISSN: 0723-2632.
- Aydin, A. og A. Basu (2005). «The Schmidt hammer in rock material characterization». I: *Engineering Geology* 81.1, s. 1–14. ISSN: 0013-7952.
- Bamford, W. E., H. Duyse, C. Nieble, F. Rummel, E. Broch, J. A. Franklin, R. H. Atkinson, P. J. Tarkoy og D. U. Deere (1978). «Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts* 15, s. 89–97.
- Barton, N. (1976). «The shear strength of rock and rock joints». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 13.9, s. 255–279. ISSN: 0148-9062.
- Barton, N. og V. Choubey (1977). «The shear strength of rock joints in theory and practice». I: *Rock mechanics* 10.1, s. 1–54. ISSN: 1434-453X.
- Barton, N. (1978). «Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses: International Society for Rock Mechanics». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts* 15, s. 319–368.
- Barton, N. og S. Bandis (1990). *Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice*. Bd. 182. Rotterdam, s. 603–610. ISBN: 9061911095.
- Barton, N., R. Lien og J. Lunde (1974). «Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support». I: *Rock mechanics* 6.4, s. 189–236. ISSN: 1434-453X.
- Bewick, R. P., F. Amann, P. K. Kaiser og C. D. Martin (2015). «Interpretation of UCS test results for engineering design». I: *13th ISRM International Congress of Rock Mechanics*. OnePetro.
- Bieniawski, Z. T. (1973). «Engineering classification of jointed rock masses». I: *Civil Engineering= Siviële Ingenieurswese* 1973.12, s. 335–343. ISSN: 1021-2000.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons. ISBN: 0471601721.

- Bieniawski, Z. T. og M. J. Bernede (1979). «Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials: Part 1. Suggested method for determining deformability of rock materials in uniaxial compression». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 16.2, s. 138–140. ISSN: 0148-9062.
- Bieniawski, Z. T. og W. L. Van Heerden (1975). «The significance of in situ tests on large rock specimens». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 12.4, s. 101–113. ISSN: 0148-9062.
- Bjørnsen, V. (2022). *Berg prøver*. Mail korrespondanse. Mail til Markussen, Ola, 11 desember 2022.
- Cai, M., P. K. Kaiser, H. Uno, Y. Tasaka og M. Minami (2004). «Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41.1, s. 3–19. ISSN: 1365-1609.
- Ceballos, F., C. Olalla og R. Jimenez (2014). «Relationship between RMRb and GSI based on in situ data». I: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 47.3, s. 831–839. ISSN: 1434-453X.
- Comrod (2018). *Film StrekktestNag25.06-2018*. Intern video.
- Comrod (2021). *Ingeniørgeologisk beskrivelse av Linjetrase 132 kV luftledning, Dalen – Hjelme-land Lyse Elnett AS*. Intern rapport.
- Comrod (2023a). *Flere fundamenteringsmetoder*. <https://www.comrod.no/fundamenteringen/>. Hentet: 24.05.2023.
- Comrod (2023b). *Foundation reactions_Dal-Hje132kV_R6*. Excel sheet.
- Comrod (2023c). *Kompositstolper for luftlinjer*. <https://www.comrod.no/stolpene/>. Hentet: 24.05.2023.
- Comrod (2023d). *Om oss*. <https://www.comrod.no/om-oss/>. Hentet: 24.05.2023.
- Comrod (2023e). *Oversikt total leveranser Comrod med referanser Rev. 6 04.05-23*. Excel-ark.
- DassaultSystèmes (2014). *Abaqus 6.14 Getting Started With Abaqus: Interactive Edition*.
- Davarpanah, S. M., M. Sharghi, B. Vásárhelyi og Á. Török (2022). «Characterization of Hoek–Brown constant m_i of quasi-isotropic intact rock using rigidity index approach». I: *Acta Geotechnica* 17.3, s. 877–902. ISSN: 1861-1125.
- Depetris, P. J., A. I. Pasquini og K. L. Lecomte (2014). «Weathering and the riverine denudation of continents». I: *Earth-Science Reviews* 132, s. 136–159. ISSN: 0012-8252.
- Erarslan, N. og D. Williams (2012). «Investigating the effect of cyclic loading on the indirect tensile strength of rocks». I: *Rock mechanics and rock engineering* 45, s. 327–340. ISSN: 0723-2632.
- Farmer, I. W. (1983). «Discontinuities in Rock Masses». I: *Engineering Behaviour of Rocks*. 2nd. Dordrecht: Springer, s. 143–167. ISBN: 9789024730759.

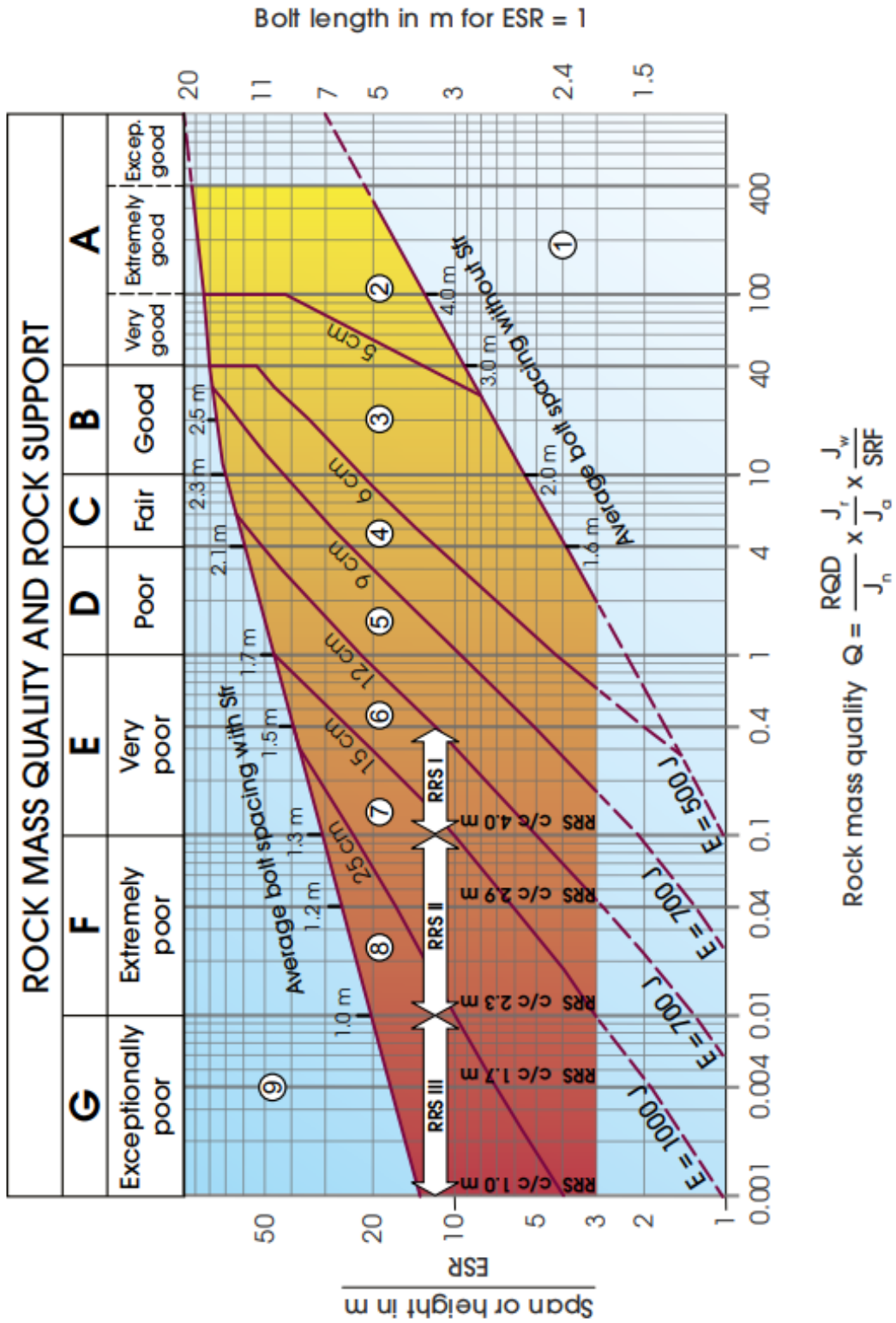
- Goodman, R. E. og G. Shi (1997). «The Equivalent Continuum Model for Rock Masses». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34.3-4, s. 369–378. ISSN: 1365-1609.
- GrunnPartner (2017). *Kontrollskjema Compole*. Dokumentnr: GP-KS0440.
- Haimson, B. og A. Bobet (2012). «Introduction to Suggested Methods for Failure Criteria». I: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45.6, s. 973–974. ISSN: 1434-453X.
- Halsne, S. M. (2022). *Prosjektoppgave*. Mail korrespondanse. Mail til Markussen, Ola, 13 desember 2022.
- Hanssen, T. H. og K. Rognlien (2020). «Fundamentering av kraftmaster - historie, utfordringer og tester utført av Comrod». I: *Webinar 2020*. RocArc.
- Hareide, J. (2023). *Momentretning på master*. Mail korrespondanse. Mail til Markussen, Ola, 11 april 2023.
- Hauge, D. E. M. (2022). «Ingeniørgeologisk evaluering og stabilitetsvurdering av Forbordsfjell-tunnelen». Masteroppgave. Trondheim: NTNU.
- Hoek, E. og E. T. Brown (2019). «The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition». I: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 11.3, s. 445–463. ISSN: 1674-7755.
- Hoek, E. (1994). «Strength of rock and rock masses». I: *ISRM news journal* 2.2, s. 4–16.
- Hoek, E. og E. T. Brown (1980). «Empirical strength criterion for rock masses». I: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 106.9, s. 1013–1035. ISSN: 1943-5606.
- Hoek, E. og E. T. Brown (1997). «Practical estimates of rock mass strength». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34.8, s. 1165–1186. ISSN: 1365-1609.
- Hoek, E., C. Carranza-Torres og B. Corkum (2002). «Hoek-Brown failure criterion-2002 edition». I: *Proceedings of NARMS-Tac* 1.1, s. 267–273.
- Hoek, E. og E. T. Bown (1988). «The Hoek-Brown failure criterion—a 1988 update». I: bd. 15. Toronto, Canada: Canadian Rock Mechanics Symposium.
- Indraratna, B., W. Premadasa, E. T. Brown, A. Gens og A. Heitor (2014). «Shear strength of rock joints influenced by compacted infill». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 70, s. 296–307. ISSN: 1365-1609.
- ISRM (1981). *Rock Characterization, Testing & Monitoring: ISRM Suggested Methods*. Oxford: Commission on Testing Methods, International Society for Rock Mechanics. ISBN: 0080273084.
- Jaeger, J. C., N. G. W. Cook og R. Zimmerman (2009). *Fundamentals of rock mechanics*. John Wiley & Sons. ISBN: 1444308912.
- Kartverket (2023). *Norgeskart*. <https://www.norgeskart.no>. Hentet: 05.06.2023.
- Kattan, P. (2006). «Finite element analysis of tunnel face stability using ABAQUS». I: *Computers and Geotechnics* 33.1, s. 29–42. ISSN: 0266-352X.

- Kurowski, P. M. (2022). *Finite element analysis for design engineers*. SAE International. ISBN: 1468605364.
- Labuz, J. F. og A. Zang (2012). «Mohr–Coulomb failure criterion». I: *Rock mechanics and rock engineering* 45, s. 975–979. ISSN: 0723-2632.
- Li, C. C. (2021). *Rock Mechanics (Basic course)*. Trondheim: NTNU, s. 269.
- Li, C. C., N. Zhang og J. Ruiz (2019). «Measurement of the basic friction angle of planar rock discontinuities with three rock cores». I: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 78, s. 847–856. ISSN: 1435-9529.
- Linjepartner (2018). *Report Foundation drilled in rock*. Dokumentnr: LP-KS0427.
- Linjepartner (2022). *Fundamentering*. 132kV Dalen-Veland-Hjelmeland - Lnett. App: e inum.
- Lo, K. Y. og A. M. Hefny (2001). «Foundations on rock». I: *Geotechnical and geoenvironmental engineering handbook*, s. 305–332. ISSN: 1461356997.
- Marinos, P. og E. Hoek (2000). «GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation». I: *ISRM international symposium*. OnePetro.
- Markussen, O. A. (2022). «Vurdering av stabilitet- og borbarhetsforhold med TBM-drift under varierende geologiske forhold i Oslo sentrum». Prosjektoppgave. Trondheim: NTNU.
- Moyer, A. E. (1977). «Robert Hooke's Ambiguous Presentation of "Hooke's Law"». I: *Isis* 68.2, s. 266–275. ISSN: 0021-1753.
- Multiconsult (2017). *Vurdering innboringslengde og bergkvalitet*. Dokumentkode: 218275-RIGberg-NOT-003.
- Multiconsult (2018). *Tonstad MP 30-56, 9 og 13*. Dokumentkode: 10207368-RIGberg-NOT001.
- Multiconsult (2022). *Vurdering av eksisterende mastepunkt*. 10246007-01 Mastepunkt Angelshaug - Deknepollen, Bergteknisk bistand.
- Myrvang, A. (2001). «Bergmekanikk (kompendium)». I: Institutt for geologi og bergteknikk. Trondheim: NTNU.
- NFF (2020). *Håndbok nr. 11 Bergbolting*. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk. ISBN: 978-82-92641-46-0.
- NGI (2015). *Using the Q-system. Rock mass classification and support design*. Handbook, Norwegian Geotechnical Institute (NGI), s. 1-56.
- Nilsen, B. (2016). *Ingeniørgeologi-Berg Grunnkurskompendium*. Akademika. Trondheim: NTNU. s. 204-207.
- Ottosen, N. S. og H. Petersson (1992). *Introduction to the Finite Element Method*. Pearson Education. ISBN: 0134738772.

- Panthi, K. K. (2006). «Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions». I: Doctoral thesis. Trondheim: NTNU, s. 189. ISSN: 8247178257.
- Pretec (2023). *Fundamentering høyspent*. <https://pretec.no/produkt/fundamentering-hoyspent/>. Hentet: 31.05.2023.
- Rajapakse, R. (2016). «11 - Piles in rock». I: *Pile Design and Construction Rules of Thumb (Second Edition)*. Red. av R. Rajapakse. Butterworth-Heinemann, s. 159–174. ISBN: 978-0-12-804202-1.
- Sahoo, S. K. og T. N. Singh (2019). «Correlation between internal friction angle and basic friction angle of rocks». I: *Geomechanics and Engineering* 17.2, s. 139–146. ISSN: 1665-6456.
- Singh, B. og R. K. Goel (2011). *Engineering Rock Mass Classification*. Boston: Butterworth-Heinemann, s. 193–204. ISBN: 978-0-12-385878-8.
- Spang, K. og P. Egger (1990). «Action of fully-grouted bolts in jointed rock and factors of influence». I: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 23.3, s. 201–229. ISSN: 1434-453X.
- Statnett (2018). *Fundamentering av mastestabber på berg; Klassifisering av berggrunnen*. Teknisk standard SDOK-82-14, s. 47.
- SVV (2004). *Fundamentering på berg*. Statens vegvesen, intern rapport nr. 2360, s. 27.
- SVV (2020). *Håndbok V225 Bergskjæringer*. Vegdirektoratet. ISBN: 978-82-7207-762-3.
- Vijayan, D., A. Sivasuriyan, C. Nivetha, P. Raj, S. Purushothman og T. Uthaman (2020). «Experimental study on characteristics strength and deformation of a rock mass Experimental Study on Characteristics Strength and Deformation of a Rock Mass». I: *AIP Conference Proceedings* 2271, s. 11.
- Wang, M. og W. Wan (2019). «A new empirical formula for evaluating uniaxial compressive strength using the Schmidt hammer test». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 123, s. 11. ISSN: 1365-1609.
- Wang, M., W. Wan og Y. Zhao (2020). «Determination of joint roughness coefficient of 2D rock joint profile based on fractal dimension by using of the gene expression programming». I: *Geotechnical and Geological Engineering* 38.1, s. 861–871. ISSN: 0960-3182.
- Wawersik, W. R. og C. Fairhurst (1970). «A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 7.5, s. 561–575. ISSN: 0148-9062.
- Wyllie, D. C. og C. Mah (2004a). *Rock slope engineering*. CRC Press, s. 287. ISBN: 0415280001.
- Wyllie, D. C. og C. Mah (2004b). *Rock slope engineering: civil and mining 4th edition*. CRC Press, s. 81. ISBN: 0415280001.
- Zhao, X. G. og M. Cai (2010). «A mobilized dilation angle model for rocks». I: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 47.3, s. 368–384. ISSN: 1365-1609.

A Ingeniørgeologiske prinsipper

A.1 Q-system



Figur A.1: Q-systemets sikringsklasser (NGI, 2015).







A.2 RMR

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	For this low range - uniaxial compressive test 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		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Stickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	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		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating			100 ← - 81	80 ← - 61	60 ← - 41	40 ← - 21	< 21		
Class number			I	II	III	IV	V		
Description			Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number			I	II	III	IV	V		
Average stand-up time			20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span		
Cohesion of rock mass (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Friction angle of rock mass (deg)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)			< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Rating			6	4	2	1	0		
Separation (aperture)			None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Rating			6	5	4	1	0		
Roughness			Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Stickensided		
Rating			6	5	3	1	0		
Infilling (gouge)			None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm		
Rating			6	4	2	2	0		
Weathering			Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed		
Rating			6	5	3	1	0		
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis					
Drive with dip - Dip 45 - 90°		Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°			
Very favourable		Favourable		Very unfavourable		Fair			
Drive against dip - Dip 45-90°		Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°					
Fair		Unfavourable		Fair					

* Some conditions are mutually exclusive. For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.
 ** Modified after Wickham et al (1972).

Figur A.2: Klassifisering med RMR-systemet (Bieniawski, 1989).

A.3 GSI

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
<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 if 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				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Stickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Stickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	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	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Figur A.3: Generelt diagram for estimering av GSI basert på geologiske observasjoner (Marinos og Hoek, 2000).






A.4 Statnett

<i>Grad Grade</i>	<i>Term</i>	<i>Beskrivelse</i>	<i>Term</i>	<i>Description</i>
0	Frisk	Ingen synlige tegn til forvitring av bergmaterialet, kanskje svak misfarging på overflaten av diskontinuiteter ²⁾ .	Fresh	No visible sign of rock material weathering; perhaps slight discoloration on major discontinuity ²⁾ surfaces.
1	Noe forvitret	Misfarging indikerer forvitring av bergmaterialet og på overflaten av diskontinuiteter.	Slightly weathered	Discoloration indicates weathering of rock material and discontinuity surfaces.
2	Moderat forvitret	Mindre enn halvparten av bergmaterialet er omdannet eller desintegret. Friskt eller misfarget forvitret berg er til stede enten som et sammenhengende rammeverk eller som kjernesteiner	Moderately weathered	Less than half of the rock material is decomposed or disintegrated. Fresh or discoloured weathered rock is present either as a continuous framework or as core stones
3	Meget forvitret	Mer enn halvparten av bergmateriale er omdannet eller desintegret. Friskt eller misfarget berg er til stede enten som et usammenhengende rammeverk eller som kjernesteiner.	Highly weathered	More than half of the rock material is decomposed or disintegrated. Fresh or discoloured rock is present either as a discontinuous framework or as core stones.
4	Fullstendig forvitret	Alt bergmaterialet er omdannet og / eller desintegret til jord. Den opprinnelige massestruktur er fortsatt i stor grad intakt.	Completely weathered	All rock material is decomposed and / or disintegrated to soil. The original mass structure is still largely intact.
5	Residual-jord	Alt bergmateriale er omdannes til jord. Massestrukturen og materialets tekstur er ødelagt. Det er en stor volumendring, men jorden er ikke blitt vesentlig transportert.	Residual soil	All rock material is converted to soil. The mass structure and material fabric are destroyed. There is a large change in volume, but the soil has not been significantly transported.

Figur A.4: Skala for forvitring av bergmasse (Statnett, 2018).

<i>Grade Grade</i>	<i>Term</i>	<i>Bergart</i>	<i>Term</i>	<i>Rock type</i>	<i>UCS¹⁾ MPa</i>
0	Ekstremt sterk	frisk basalt, chert, diabas, gneiss, granitt, kvartsitt	Extremely strong	fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite	> 250
1	Meget sterk	amfibolitt, sandstein, basalt, gabbro, gneis, granodioritt, kalkstein, marmor, ryolitt, tuff	Very Strong	amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff	100 – 250
2	Sterk	kalkstein, marmor, fyllitt, sandstein, skifer, leirskifer	Strong	limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale	50 – 100
3	Middels sterk	leirstein, kull, betong, skifer, leirskifer, siltstein	Medium strong	claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone	25 – 50
4	Svak	kritt, mergel, steinsalt, pottaske	Weak	chalk, marl, rocksalt, potash	5 – 25
5	Meget svak	gips, molasse	Very weak	gypsum, molasse	1 – 5
6	Ekstremt svak	fast sleppemateriale	Extremely weak	stiff joint filling	< 1

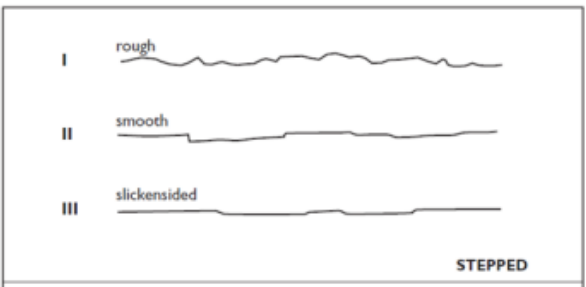
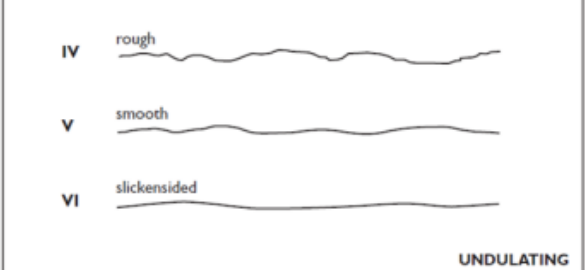
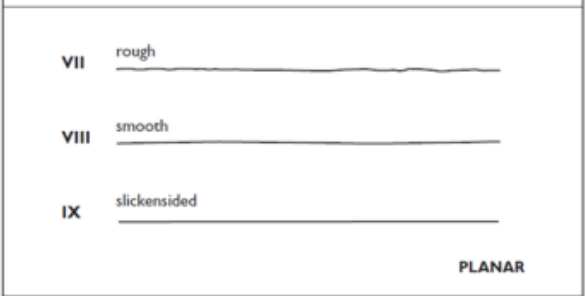
Figur A.5: Enaksial trykkfasthet; verdier for noen vanlige bergarter (Statnett, 2018).

<i>Grad Grade</i>	<i>Term</i>	<i>Feltidentifikasjon</i>	<i>Term</i>	<i>Field identification</i>	<i>Kulehammer Ball hammer²⁾</i>	<i>UCS³⁾ MPa</i>	<i>I⁴⁾ MPa</i>
0	Ekstremt sterk	Kan bare slå av fliser med en geologhammer	Extremely strong	Can only be chipped with geological hammer	Spretter tilbake, ingen grop Rebounds, no pit	> 250	>10
1	Meget sterk	Krever mange slag med en geologhammer for å brette	Very Strong	Requires many blows of geological hammer to fracture		100 – 250	1- 10
2	Sterk	Krever mer enn ett slag av en geologhammer for å brette	Strong	Requires more than one blow of geological hammer to fracture	Merke dannes Pit forms 	50 – 100	2-5
3	Middels sterk	Kan ikke skrapes eller skjæres med en lommekniv; Prøver på en fast overflate kan bryttes med ett enkelt slag av en geologhammer	Medium strong	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife; Specimen on a solid surface can be fractured with single firm blow of geological hammer	Grop dannes Dent forms 	25 – 50	1-2
4	Moderat svak	Tynne plater, hjørner eller kanter kan bryttes med tungt håndtrykk; Kan skrapes av en lommekniv med vanskelighet; Håndprøve kan bryttes med ett enkelt slag av geologhammer	Moderately weak	Thin slabs, corners or edges can be broken off with heavy hand pressure; Can be scratched with difficulty by pocket knife; Hand-held specimen can be broken with single firm blow of geological hammer	Krater dannes Crater forms 	12.5 – 25	<1
	Svak	Tynne plater, hjørner eller kanter kan bryttes med håndtrykk; Kan skjæres av en lommekniv med vanskelighet; Skraper av en lommekniv lett; Et hardt slag med en geologhammer lager grunne groper	Weak	Thin slabs, corner or edges can be broken off with hand pressure; Can be peeled by a pocket knife with difficulty; Easily scratched by pocket knife; Shallow indentations made by firm blow with point of geological hammer		5 – 12.5	<1
5	Meget svak	Skraper av en tommelnegl; Klumper kan brytes av tungt håndtrykk; Kan skjæres med en lommekniv; Smuldrer under et hardt slag med en geologhammer	Very weak	Scratched by thumbnail; Lumps can be broken by heavy hand pressure; Can be peeled by a pocket knife; Crumbles under firm blows with point of geological hammer	Formbar Moldable 	1 – 5	<1
6	Ekstremt svak	Trykkes inn av en tommelnegl; Klumper i grusstørrelse kan knuses mellom finger og tommel.	Extremely weak	Scratched by thumbnail; Gravel size lumps can be crushed between finger and thumb		< 1	<1

Figur A.6: Skala for vurdering av enaksial trykkfasthet i felt (Statnett, 2018).

<i>Term</i>	<i>Term</i>	<i>Avstand/Spacing (mm)</i>
Meget stor	Very wide	> 2000
Stor	Wide	600 to 2000
Midlere	Medium	200 to 600
Tett	Close	60 to 200
Meget tett	Very close	20 to 60
Ekstremt tett	Extremely close	< 20

Figur A.7: Beskrivende termer for sprekkeavstand (Statnett, 2018).

<p>I TRAPPET - ru II TRAPPET - glatt III TRAPPET - glidepeil</p>	
<p>IV UNDULERENDE - ru V UNDULERENDE - glatt VI UNDULERENDE - glidespeil</p>	
<p>VII PLAN - ru VIII PLAN - glatt IX PLAN - glidespeil</p>	

Figur A.8: Beskrivelse av ruhetsprofiler på sprekker i liten og midlere skala (Statnett, 2018).

<i>Beskrivelse</i>	<i>Term</i>	<i>Åpning Aperture (mm)</i>
Meget tett	Very tight	< 0.1
Tett	Tight	0.1 to 0.25
Delvis åpen	Partly open	0.25 to 0.5
Åpen	Open	0.5 to 2.5
Moderat bred	Moderately wide	2.5 to 10
Bred	Wide	10 to 100
Meget bred	Very wide	100 to 1000
Ekstremt bred	Extremely wide	> 1000

Figur A.9: Termer for beskrivelse av sprekkeåpning (Statnett, 2018).

		BERGKLASSE / ROCK CLASS				
		0	1	2	3	4
Egenskap	Property	Massiv	Noe oppsprukket	Grovblokkig	Småblokkig	Oppsprukket eller nedkneust
		Massive	Slightly jointed	Blocky	Very blocky	Disturbed or disintegrated
Forvitring	Weathering	Grad 0 - 1 Frisk el. noe	Grad 0 - 1 Frisk el. noe	Grad 0 - 1 Frisk el. noe	Grad 0 - 1 Frisk el. noe forvitret	Grad / Grade 2, 3, 4 moderat el. mer
Enaksial trykfasthet	Uncon. comp. strength	Grade 0 - 1 Fresh or slightly	Grade 0 - 1 fresh or slightly	Grade 0 - 1 fresh or slightly	Grade 0 - 1 fresh or slightly	Grade 2, 3, 4 moderate or higher
Antall sprekesett	Number of joint sets	Grad / Grade 0 - 2 $q_u > 100$ MPa	Grad / Grade 0 - 3 $q_u > 50$ MPa	Grad / Grade 0 - 4 $q_u > 25$ MPa	Grad / Grade 0 - 4 $q_u > 25$ MPa	Grad / Grade 0 - 6 $q_u < 25$ MPa
		$\leq 1 +$ tilfeldig	≤ 2	≤ 3	$\leq 3 +$ tilfeldige	≥ 4
Sprekkeavstand	Joint spacing	$\leq 1 +$ random	Stor el. større ≥ 600 mm	Midlere el. større ≥ 200 mm	Tett el. større ≥ 60 mm	Meget tett eller mindre < 60 mm
		Meget stor ≥ 2000 mm	Wide or greater ≥ 600 mm	Medium of greater ≥ 200 mm	Close or greater ≥ 60 mm	Very close or less < 60 mm
Sprekeruhet	Joint roughness	Ru, trinn eller undulerende	Ru, trinn eller undulerende	Ru, trinn, undulerende eller plan	Ru, glatt, trinn undulerende eller plan	Vilkårlig ruhet
		rough, stepped or undulating	rough, stepped or undulating	rough, stepped, undulating or planar	rough, smooth, stepped, undulating or, planar	Any roughness
Sprekkeåpning	Joint aperture	Tett el. mindre ≤ 0.25 mm	Delvis åpen el. mindre ≤ 0.5 mm	Åpen el. mindre ≤ 2.5 mm	Moderat bred el. mindre ≤ 10 mm	Bred el. større ≥ 10 mm
		Tight or less ≤ 0.25 mm	Partly open or less ≤ 0.5 mm	Open or less ≤ 2.5 mm	Moderat wide or less ≤ 10 mm	Wide or greater ≥ 10 mm
Sprekkefylling	Joint filling	Ingen	Ingen	Granulært material	Granulært material	Leirig material
		None	None	Granular material	Granular material	Clayey material

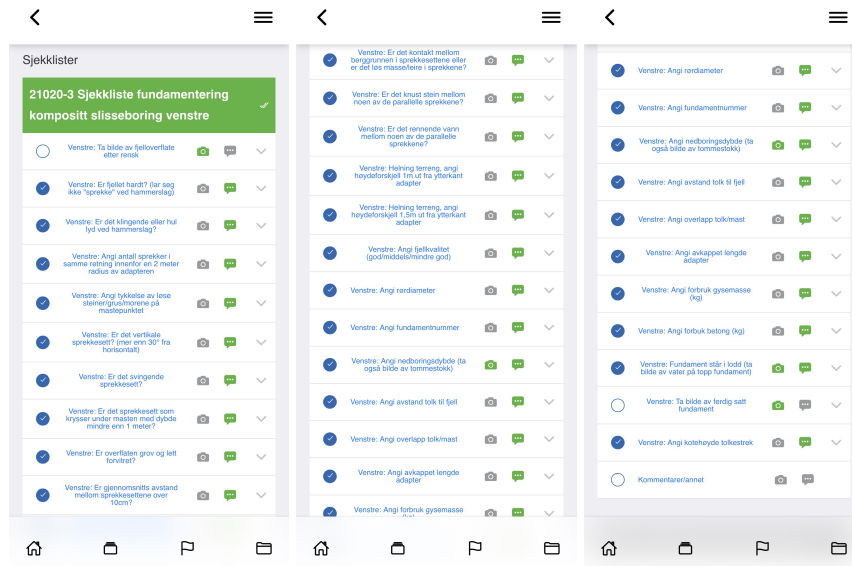
Figur A.10: Klassifiseringskriterier (Statnett, 2018).

B Bruk av fundamenteringsmetoden

B.1 Roan vindpark

B.2 Tonstad Vindpark

B.3 Dalen- Hjelmland



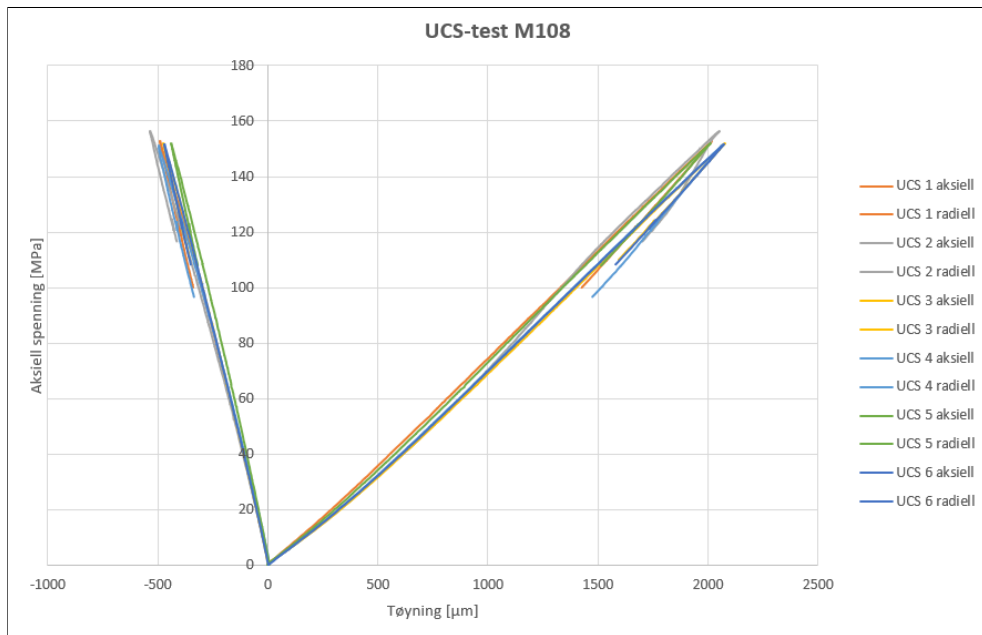
Figur B.1: Vurderinger som skal gjøres ved registrering av et fundament i Linjepartners app.

B.4 Laboratorieresultater fra prosjektoppgave

B.4.1 Meta-sandstein M108

Tabell B.1: Resultater fra enaksialt trykkforsøk med meta-sandstein M108 (Markussen, 2022).

M108			
Prøvenummer	UCS [MPa]	E [GPa]	ν
1	270.0	76.94	0.27
2	290.6	74.67	0.31
3	307.7	76.14	0.27
4	298.4	75.96	0.29
5	280.6	77.35	0.26
6	274.0	75.58	0.26
Gjennomsnitt	286.9	76.11	0.28



Figur B.2: Aksiell og radiell tøyning plottet mot aksiell penning for seks UCS-tester fra M108 (Markussen, 2022).

Tabell B.2: Resultater fra lyd hastighets test M108 (P-bølge) (Markussen, 2022).

M108			
Prøvenummer	Prøvelengde [mm]	Gangtid [μm]	Lyd hastighet [m/s]
1	164.24	28.9	5583
2	164.24	29.4	5586
3	162.73	29.4	5535
4	163.94	29.4	5576
5	163.41	29.4	5558
6	164.61	29.4	5599
Gjennomsnitt	163.86	29.3	5590

Tabell B.3: Resultater fra godkjente punktlasttester M108 (Markussen, 2022).

M108			
Diametralt	$I_{s(50)}$	Aksielt	$I_{s(50)}$
1	7.53	1*	8.95
2	8.47	2	10.98
3	5.95	3	10.37
4	8.54	4*	15.38
5	8.02	5	9.41
6*	8.56	6	9.46
7	6.06	7*	8.14
8	7.74	8*	11.60
9*	5.12	9	9.36
10	7.99	10	10.74
11*	10.49	11	9.69
12*	4.49	12	11.03
Gjennomsnitt	7.54	Gjennomsnitt	10.13
Gj.snitt m. ikke godkjente	7.41	Gj.snitt m. ikke godkjente	10.68

Tabell B.4: Resultater fra braziltest M108 (Markussen, 2022).

M108				
Prøvenummer	Diameter [mm]	Tykkelse [mm]	P [kN]	σ_t [MPa]
1	59.11	29.88	54.60	19.68
2	59.11	29.94	57.10	20.54
3*	59.14	30.17	50.80	18.13
4*	59.11	29.74	46.60	16.88
5	59.11	29.86	57.20	20.63
6	59.12	29.58	54.90	19.99
7	59.13	29.62	59.30	21.55
8	59.11	29.64	NA	21.90
9*	59.10	29.83	NA	23.40
10*	59.05	29.41	NA	22.10
11	59.06	29.45	NA	19.10
Gjennomsnitt	59.11	29.70	56.62	20.91

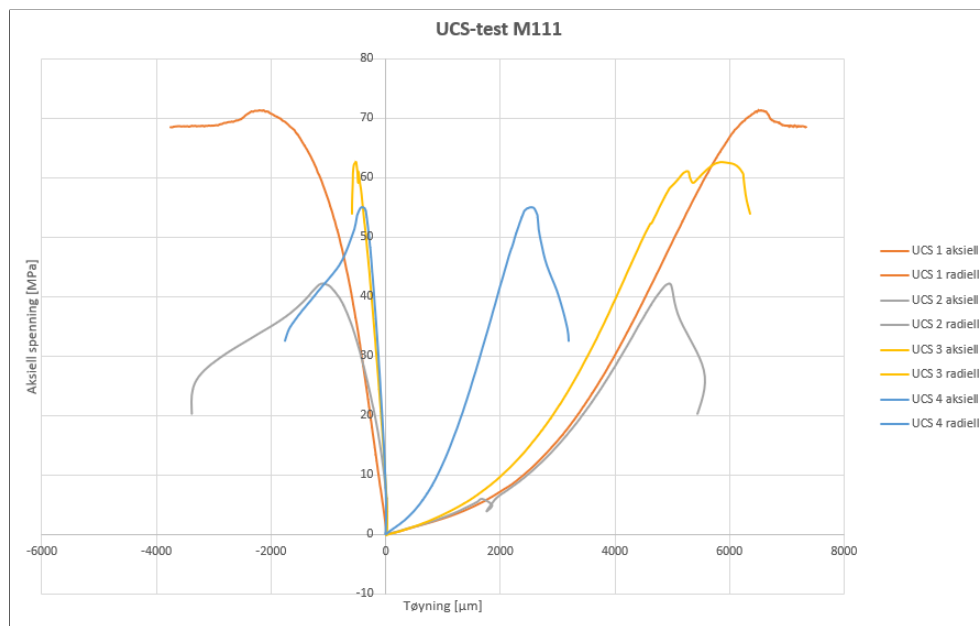
Tabell B.5: Resultater fra tilt-test M108 (Markussen, 2022).

M108						
Serie	β_1 [°]	β_2 [°]	β_3 [°]	β_4 [°]	β_5 [°]	ϕ_b [°]
1	35.0	31.1	31.9	31.9	33.9	28.3
2	32.0	32.6	32.7	32.4	32.8	29.0
3	33.7	33.2	32.2	31.8	32.4	28.8
Median						28.8

B.4.2 Fyllitt M111

Tabell B.6: Resultater fra enaksialt trykkforsøk med fyllitt M111 (Markussen, 2022).

M111			
Prøvenummer	UCS [MPa]	E [GPa]	ν
1	71.4	18.74	0.34
2	42.1	13.16	0.29
3	62.2	18.74	0.16
4	55.0	32.18	0.22
Gjennomsnitt	57.8	20.71	0.25



Figur B.3: Aksiell og radiell tøyning plottet mot aksiell penning for fire UCS-tester fra M111 (Markussen, 2022).

Tabell B.7: Resultater fra lyd hastighets test M111 (P-bølge) (Markussen, 2022).

M111			
Prøvenummer	Prøvelengde [mm]	Gangtid [μm]	Lydhastighet [m/s]
1	159.64	78,6	2031
2	159.66	91.9	1737
3	159.79	63.5	2516
4	155.52	57.2	2719
Gjennomsnitt	158.65	72.8	2251
5 (radielt)	59.13	11.4	5187
6 (radielt)	59.15	10.0	5915
7 (radielt)	59.15	10.4	5688
8 (radielt)	59.15	10.4	5688
9 (radielt)	59.17	10.9	5428
10 (radielt)	59.17	9.9	5977
Gjennomsnitt	59.15	10.5	5647

Tabell B.8: Resultater fra godkjente punktlasttester M111 (Markussen, 2022).

M111			
Diametralt	$I_{s(50)}$	Aksielt	$I_{s(50)}$
1	0.92	1	4.58
2*	0.82		
3	1.06		
4*	0.71		
5*	2.39		
6*	2.38		
7	1.51		
8	1.99		
9	1.83		
Gjennomsnitt	1.46	Gjennomsnitt	4.58
Gj.snitt m. ikke godkjente	1.48	Gj.snitt m. ikke godkjente	3.68

Tabell B.9: Resultater fra braziltest M111 (Markussen, 2022).

M111				
Prøvenummer	Diameter [mm]	Tykkelse [mm]	P [kN]	σ_t [MPa]
1	59.14	29.01	35.34	13.11
2	59.14	28.45	17.72	6.70
Gjennomsnitt	59.14	28.73	26.53	9.91
Gj.snitt m. ikke godkjente	59.07	29.31	25.14	9.24

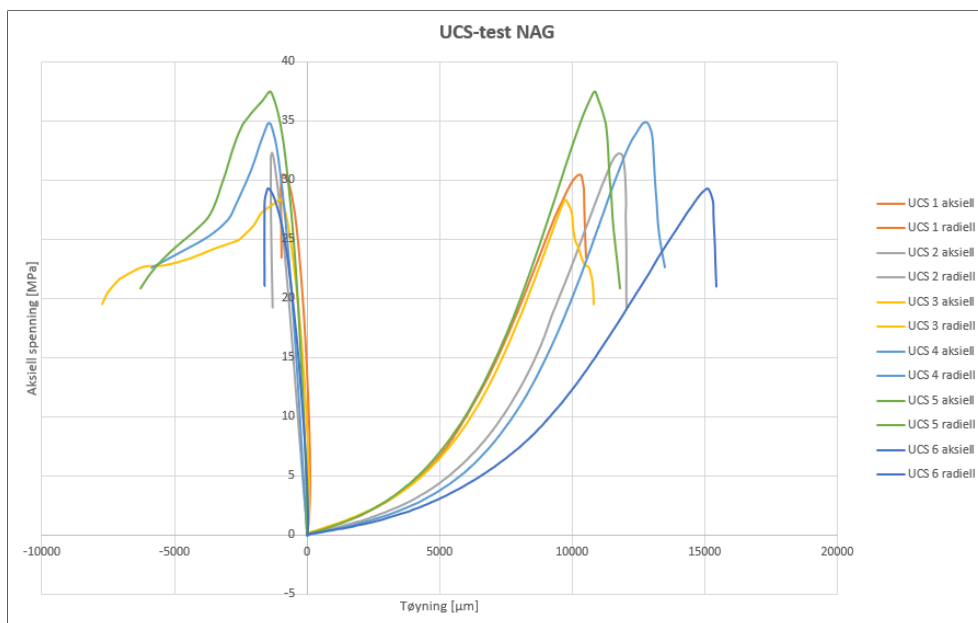
Tabell B.10: Resultater fra tilt-test M111 (Markussen, 2022).

M111						
Serie	β_1 [°]	β_2 [°]	β_3 [°]	β_4 [°]	β_5 [°]	ϕ_b [°]
1	34.1	35.6	34.7	36.2	35.1	31.3
2	35.1	34.2	34.4	33.1	33.4	30.5
3	33.7	34.2	36.2	34.1	35.8	30.5
Median						30.7

B.4.3 Fyllitt NAG

Tabell B.11: Resultater fra enaksialt trykkforsøk med fyllitt NAG (Markussen, 2022).

NAG			
Prøvenummer	UCS [MPa]	E [GPa]	ν
1	30.4	4.90	0.11
2	32.3	5.68	0.20
3	28.3	4.83	0.15
4	34.8	5.26	0.17
5	37.5	5.82	0.15
6	29.2	3.3	0.13
Gjennomsnitt	32.1	4.97	0.15



Figur B.4: Aksiell og radiell tøyning plottet mot aksiell penning for fire UCS-tester fra NAG (Markussen, 2022).

Tabell B.12: Resultater fra lydastighets test NAG (P-bølge) (Markussen, 2022).

NAG			
Prøvenummer	Prøvelengde [mm]	Gangtid [μ m]	Lydastighet [m/s]
1	159.67	129.8	1230
2	159.44	147.7	1079
3	159.37	130.5	1221
4	159.61	148.5	1075
5	151.39	145.1	1043
6	152.57	217.6	701
Gjennomsnitt	157.01	153.2	1058

Tabell B.13: Resultater fra godkjente punktlasttester NAG (Markussen, 2022).

NAG			
Diametralt	$I_{s(50)}$	Aksielt	$I_{s(50)}$
1	0.72	1	2.30
2	0.63	2	3.16
3*	0.33	3	2.25
4	0.79		
5	0.61		
6	0.50		
7*	0.99		
8	0.76		
9*	0.46		
10*	0.79		
Gjennomsnitt	0.67	Gjennomsnitt	2.57
Gj.snitt m. ikke godkjente	0.66	Gj.snitt m. ikke godkjente	1.72

Tabell B.14: Resultater fra braziltest NAG (Markussen, 2022).

NAG				
Prøvenummer	Diameter [mm]	Tykkelse [mm]	P [kN]	σ_t [MPa]
1	58.99	29.97	8.53	3.07
2	59.10	29.51	8.43	3.08
3*	59.05	30.06	6.69	2.40
4	58.93	29.81	8.02	2.91
5	59.01	29.57	12.17	4.44
6*	58.93	29.56	13.64	4.98
7	59.04	30.21	9.06	3.23
8	59.04	30.36	12.3	4.37
Gjennomsnitt	59.02	29.91	9.75	3.52
Gj.snitt m. ikke godkjente	59.01	29.82	9.13	3.30

Tabell B.15: Resultater fra tilt-test NAG (Markussen, 2022).

NAG						
Serie	β_1 [°]	β_2 [°]	β_3 [°]	β_4 [°]	β_5 [°]	ϕ_b [°]
1	35.3	37.2	36.9	36.6	37.4	33.0
2	41.1	36.3	35.3	35.9	36.3	32.5
3	33.5	34.8	34.2	34.9	34.6	30.9
Median						32.1

C Klassifisering

Tabell C.1: Vurdering av bergmasse på befaring (uten forvittringsgrad).

Tonstad vindpark							
MP	UCS	Sprekkesett	Sprekkeavstand	Sprekkeorientering	Sprekkeruhet	Sprekkefyll	Verdi
M034V	2	2	0	0	2	0	6
M034H	2	0	0	0	0	4	6
M035V	2	2	0	0	3	4	11
M035H	2	2	0	0	3	4	11
M051V	2	2	-2	0	0	0	2
M051H	2	2	x	x	x	x	4
M052V	x	x	x	x	x	x	X
M052H	Ikke fjell i dagen						
M053V	0	2	0	2	3	4	11
M053H	Ikke fjell i dagen						
M054V	2	2	2	0	0	0	6
M054H	2	4	2	2	0	4	14
M055V	2	4	0	2	0	4	12
M055H	2	2	0	0	3	4	11
Dalen- Hjelmeland							
MP	UCS	Sprekkesett	Sprekkeavstand	Sprekkeorientering	Sprekkeruhet	Sprekkefyll	Verdi
M108	Ikke fjell i dagen						
M109	Ikke fjell i dagen						
M111	Ikke fjell i dagen						
M120V	2	4	2	-2	0	0	6
M120H	Ikke fjell i dagen						
M121V	2	2	0	0	3	0	7
M121H	2	2	0	-2	3	0	5
M124V	2	2	0	0	2	4	10
M124H	2	2	0	0	2	4	10
M125V	2	0	-2	0	3	4	7
M125H	2	0	-2	-2	0	4	2
M126V	Ikke fjell i dagen						
M126H	2	2	0	0	0	4	8
M127V	2	2	-1	0	0	4	7
M127H	Ikke fjell i dagen						
M128V	2	0	0	-2	3	0	3
M128H	2	2	0	0	3	0	7
M129V	2	0	0	0	3	0	5
M129H	2	0	0	0	3	0	5

D Modelling

Tabell D.1: Ulike metoder og fargekoder for meshing av modell (DassaultSystèmes, 2014).

Farge	Metode	Beskrivelse
Grønn	Structured meshing	Structured meshing applies preestablished mesh patterns to particular model topologies. Complex models must generally be partitioned into simpler regions to use this technique.
Gul	Swept meshing	Swept meshing extrudes an internally generated mesh along a sweep path or revolves it around an axis of revolution. Like structured meshing, swept meshing is limited to models with specific topologies and geometries.
Rosa	Free meshing	The free meshing technique is the most flexible meshing technique. It uses no preestablished mesh patterns and can be applied to almost any model shape.
Tan	Bottom-up meshing	You use the bottom-up meshing technique to create a hexahedral or hex-dominated mesh on a solid region that is unmeshable or difficult to mesh using the automated top-down meshing techniques. Bottom-up meshing is a manual process that allows you to select the method and parameters that Abaqus/CAE uses to build up a solid mesh of hexahedral elements. Bottom-up meshing is not discussed in any of the examples in this guide.
Oransje	Cannot be meshed	Region cannot be meshed using the default element shape assignment and must be partitioned further.

