

Fordeler og begrensninger for TBM kontra konvensjonell driving av E39- tunnel under Romsdalsfjorden

Martine Baklien
Vilde Moi

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2018

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGP

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geovitenskap og petroleum



MASTEROPPGAVE

Prosjektbeskrivelse

Kandidatens navn: Martine Baklien og Vilde Naja Moi

Oppgavens tittel: FORDELER OG BEGRENSNINGER FOR TBM KONTRA KONVEN-
SJONELL DRIVING AV E39-TUNNEL UNDER ROMSDALSFJORDEN

English title: Advantages and limitations of TBM versus drill & blast tunnelling for
excavation of E39 tunnel below Romsdalsfjord

Utfyllende tekst:

1. Konvensjonell driving ved boring og sprengning har vært vurdert som mest aktuell drivemetode for den planlagte ca. 16 km lange E39-tunnelen under Romsdalsfjorden, men TBM anses som et mulig alternativ. I denne masteroppgaven skal det foretas en systematisk vurdering og analyse av fordeler og eventuelle begrensninger for de to alternative metodene, og på dette grunnlag vurderes hvilken metode (eller kombinasjoner av metoder) som totalt sett vil være det beste alternativet. Oppgaven representerer en videreføring av fordypningsprosjekt utført av samme studenter høsten 2017, hvor problemstillingen ble utredet på generelt grunnlag. I denne masteroppgaven skal det legges spesiell vekt på vurdering og diskusjon av følgende forhold for de to drivealternativene for tunnel under Romsdalsfjorden:

- Risiko og muligheter for håndtering av uønskede hendelser under driving.
- Fleksibilitet, spesielt med hensyn til kartlegging av forhold på og foran stoff, og med hensyn til stabilitetssikring og vanntetting.
- Påvirkning på det ytre miljø og konsekvenser for miljøregnskapet.
- Anvendelse av utsprengte masser som tilslagsmateriale og til byggeformål, inkl. vegbane i tunnel og fyllinger.
- Byggetid- og kostnader.

Oppgaven skal også omfatte diskusjon av muligheter for å kombinere konvensjonell og TBM-driving, og av problemstillinger knyttet til etablering av tverrforbindelser mellom tunnelene. Rekognoserende befarung til prosjektområdet skal gjennomføres som del av arbeidet.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen, Region Midt med ing.geolog Torkild Åndal som kontaktperson og ekstern medveileder.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi
Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergmekanikk
Tidsrom: 15.1.2018-11.6.2018


Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

Sammendrag

Som en del av regjeringens langsiktige mål om ferjefri E39 inngår den planlagte 16 km lange undersjøiske tunnelen under Romsdalsfjorden. I den forbindelse vil et sentralt spørsmål være hvilken drivemetode som skal benyttes. Det er derfor utført en systematisk vurdering/analyse av fordeler og begrensninger av tunnelboremaskin (TBM) kontra konvensjonell driving av den planlagte E39-tunnelen. Det legges spesielt stor vekt på forhold som; risiko og håndtering av uønskede hendelser under driving, fleksibilitet, påvirkning på det ytre miljøet, miljøregnskap, anvendelse av tunnelmassene, samt byggetid og kostnader.

De geologiske forholdene ligger til rette for at begge drivemetodene kan bli benyttet i prosjektområdet. Det er knyttet stor usikkerhet til en større registrert svakhetssone mellom Tautra og Otrøya. I en slik sone vil driving med TBM ha høyere risiko sammenlignet med konvensjonell driving. Dette blant annet fordi TBM er mindre fleksibel for kartlegging på/foran stuff. Mange utførte forundersøkelser i området gir et bedre utgangspunkt for å forutse og håndtere uønskede hendelser, og risikoen reduseres noe. Driving med TBM påvirker det ytre miljøet i noe mindre grad sammenlignet med konvensjonell driving, og livsløpsanalyse utført i VegLCA viser at CO₂-utslippet er noe lavere for denne metoden. De uttatte tunnelmassene vil i liten grad påvirke valg av drivemetode, da massene kan anvendes til relativt likt formål ved bearbeidelse. Videre vil TBM ha kortere byggetid på grunn av høyere inndrift, dette forutsatt at uønskede hendelser ikke oppstår. Den estimert drivekostnaden er vesentlig større ved valg av TBM. Da denne metoden har en høy geologisk risiko kombinert med noe lavere fleksibilitet, kan byggetid og kostnad bli større.

Ved en kombinasjon av metodene er alternativet hvor ett løp drives med TBM og ett løp konvensjonelt vurdert som best. En analyse/estimering av byggetid og kostnader bør gjennomføres for å kunne vurdere dette alternativet videre.

På bakgrunn av disse vurderingene vil trolig konvensjonell driving være det mest gunstige valget. Dette blant annet fordi TBM har en høyere geologisk risiko som i stor grad kan påvirke byggetid og kostnader negativt.

Abstract

As a part of the Norwegian Government's long-term goal "Ferjefri E39", a 16 km long subsea tunnel under the Romsdalsfjord between Vik and Otrøya is planned to be constructed. In that compound, a central question is which excavation method should be used. Therefore, a systematic evaluation and analysis of the advantages and limitations of tunnel boring machine (TBM) versus drill and blast (D&B) has been performed. There has been an emphasis on factors such as: risk and handling unexpected incidents; flexibility; environmental impact; environmental accounting; use of the tunnel masses; as well as construction time and costs.

The geological situation is favorable, and both methods can be used in the project-area. Due to a registered weakness zone between Tautra and Otrøya, there are some uncertainties. Excavation with TBM would have a higher geological risk compared to D&B for this zone. This due to the low flexibility for mapping during excavation for TBM. Several pre-investigations have been performed in the project-area, which will be favorable in foreseeing unexpected incidents, and the risk will decrease. The study has shown that excavation with TBM will have less impact on the environment compared to D&B. Life Cycle Analysis (LCA) in the program VegLCA also shows that the pollution of CO₂ is smaller for TBM. For both methods, tunnel masses can be used for the same purpose, and will therefore not affect the selection of the excavation method. Assuming there are no unexpected incidents, the construction time will be shorter for TBM compared to D&B due to the high advance rate. Estimated cost differences for TBM is quite large compared to D&B, and with high geological risk, combined with low flexibility, the cost for the TBM will be even higher.

The alternative where one of the tunnels is excavated with TBM and the other one is excavated with D&B is considered to be the best option for a combination of the two methods. An analysis or estimation of construction time and costs should be carried out to evaluate this alternative as competitive in relation to the other methods.

Due to the evaluation that is performed will D&B likely be the best option for excavation. This is based on the high geological risk for the TBM that could have a negative impact on the construction time and costs.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for geovitenskap og petroleum, ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet våren 2018. Oppgaven er en videreførelse av prosjektoppgaven høsten 2017 innen samme problemstilling.

Masteroppgaven er gjennomført i samarbeid med Statens vegvesen, Region Midt med ingeniørgeolog Torkild Åndal som kontaktperson og ekstern medveileder. Vi vil si tusen takk for jevnlig skypemøter gjennom hele semesteret, god veiledning, innspill til oppgaven og for en læringsrik dag på befaring ved prosjektområdet.

Vi vil rette en stor takk til vår hovedveileder Bjørn Nilsen som har bidratt til god veiledning gjennom hele masteroppgaven. Tusen takk for at det har vært mulig å komme på kontoret for faglige diskusjoner og gode innspill når det har vært behov for det, samt for å arrangere ekskursjon til Follobanen og delta på befaring av prosjektområdet.

Takk rettes også til alle de vi har tatt kontakt med for innhenting av informasjon og hjelp til oppgaven. Spesielt vil vi takke Bob Hamel som tok seg tid for å møte oss og å gi oss tilgang til VegLCA, Håvard Kjerkol for et spennende møte med ulike miljøaspekter som fokus og Oddbjørn Dahlstrøm som har vært behjelpelig med programmet VegLCA og som har gitt oss gode innspill knyttet til miljøspørsmål.

Til slutt vil vi takke vår medstudent Ingvild Lunde Vinsrygg for mange gode samtaler og diskusjoner knyttet til tunneldriving under Romsdalsfjorden, da vi alle har skrevet oppgave om samme prosjekt.

Trondheim, 07.06.2018

Vilde Naja Moi og Martine Baklien

Innhold

1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.1.1 Dagens situasjon for drivemetodene	1
1.1.2 Miljøfokus	2
1.2 Mål for oppgaven	2
1.3 Metode.....	3
1.4 Grunnlagsmateriale	4
2 Resymé av prosjektoppgaven	5
2.1 Faktorer for valg av drivemetode	5
2.2 Miljøpåvirkning.....	6
2.3 Relevante prosjekter fra Norge og utland	7
2.4 Samlet vurdering	8
3 E39 Romsdalsfjorden	9
3.1 Ferjefri E39	9
3.2 Prosjektbeskrivelse	10
3.3 Regional geologi	12
3.3.1 Berggrunnsgeologi	13
3.3.2 Strukturgeologi.....	14
4 Utførte forundersøkelser	17
4.1 Ingeniørgeologisk kartlegging i felt	17
4.1.1 Berggrunnsgeologisk kartlegging	18
4.1.2 Strukturgeologisk kartlegging	20
4.2 Geofysiske undersøkelser	22
4.2.1 Seismikk	22
4.2.2 Tomografi	25
4.2.3 Magnetiske målinger	27
4.3 Kjerneboring og -logging	28
4.3.1 Kjerneboring i prosjektområdet	28
4.3.2 Logging av kjerneprøvene	31
4.4 Bergartsegenskaper	34
4.4.1 Borbarhet	35
4.4.2 Enaksiell trykkfasthet (UCS)	38
4.5 Mekanisk bergmassekvalitet	40
4.5.1 Los Angeles	40

4.5.2 Flisighetsindeks	41
4.5.3 Micro-Deval	41
4.6 Bergspenningsforhold	42
4.7 Samlet vurdering av de geologiske forholdene	45
5.1 Driving med TBM	47
5.2 Konvensjonell driving	50
5.3 Forutsetninger for drivemetodene	52
6 Prognosemodeller	55
6.1 Prognosemodell for TBM	55
6.2 Prognosemodeller for konvensjonell driving	57
7 Risiko	59
7.1 Risiko knyttet til undersjøiske tunneler	59
7.2 Generelt om driving gjennom svakhetssoner	60
7.3 Risiko og håndtering ved driving gjennom svakhetssoner	63
7.4 Vanninntrengning	65
7.5 Oppsummering	66
8 Fleksibilitet	67
8.1 Kartlegging på og foran stuff	67
8.2 Stabilitetssikring	68
8.3 Vanntetting	68
8.4 Andre forhold	69
8.5 Oppsummering	69
9 Ytre miljø	71
9.1 Beskrivelse av miljøtemaene	71
9.2 Ytre miljøpåvirkning ved kryssing under Romsdalsfjorden	73
9.3 Oppsummering	91
10 Miljøbudsjett og -regnskap	93
10.1 Dagens situasjon	93
10.2 Definisjoner	94
10.3 VegLCA	95
10.4 Beskrivelse av viktige innsatsfaktorer i VegLCA	97
10.4.1 Sondérboring, kjerneboring og injeksjon	97
10.4.2 Sprengning av tunnel	97
10.4.3 Stabilitetssikring	98
10.4.4 Vann- og frostsikring	101
10.5 Mengdedata	101

10.6 Resultater fra VegLCA.....	104
10.7 Diskusjon.....	107
11 Anvendelse av tunnelmassene	111
11.1 Mengde tunnelmasse	111
11.2 Fraksjonen til tunnelmassene	112
11.3 Anvendelse av massene.....	112
11.3.1 Tilslagsmaterialer	112
11.3.2 Andre bruksområder.....	115
11.4 Oppsummering	116
12 Byggetid og kostnader.....	119
12.1 Byggetid	119
12.1.1 Faktorer som påvirker byggetiden.....	119
12.1.2 Antatt byggetid for E39 Romsdalsfjorden	123
12.2 Kostnader	127
12.2.1 Kostnadsfaktorer	127
12.2.2 Antatte kostnader for E39 Romsdalsfjorden	129
12.3 Oppsummering	132
13 Kombinasjon av TBM og konvensjonell driving.....	133
13.1 Risiko og fleksibilitet	133
13.2 Anvendelse av masser	134
13.3 Byggetid og kostnader.....	134
13.4 Oppsummering	136
14 Samlet vurdering.....	137
15 Konklusjon.....	141
Litteraturliste.....	143
Vedlegg	

1 Innledning

I forbindelse med et tunnelprosjekt er det alltid et sentralt spørsmål om hvilken drivemetode som burde benyttes (Macias og Bruland, 2014). Valget står mellom to drivemetoder, tunnelboremaskin (TBM) og konvensjonell boring og sprengning. Begge metodene anses som gode drivemetoder for tunnelprosjekter, men de har begge sine fordeler og begrensninger. Spørsmålet om valg av drivemetode er sentralt for den planlagte undersjøiske tunnelen som skal krysse under Romsdalsfjorden mellom Vik og Otrøya. Det er derfor viktig å identifisere og kartlegge prosjektområdet for å få en detaljert oversikt, slik at riktig valg av drivemetode blir tatt.

Kryssing under Romsdalsfjorden innebærer en toløps undersjøisk tunnel hvor hvert av løpene har en lengde på nesten 16 km. Tunnelen vil ved Otrøya gå ut i dagen og være koblet til en 2 km lang hengebru over til Julbøen (Statens vegvesen, u.å.a). Tunnelen har pr. dags dato ikke fått et bestemt navn, så tunnelen omtales i oppgaven som *kryssing under Romsdalsfjorden*. Selve prosjektet kryssing under Romsdalsfjorden er et delprosjekt i regjeringens langsiktige mål om å bygge ut E39 mellom Kristiansand og Trondheim til å bli ferjefritt.

Videre i dette kapittelet er bakgrunn, mål for oppgaven, metode og grunnlagsmateriale beskrevet.

1.1 Bakgrunn

Dette kapittelet tar for seg dagens situasjon for TBM og konvensjonell driving, samt dagens fokus på miljø i samfunnet og dens påvirkning på anleggsbransjen.

1.1.1 Dagens situasjon for drivemetodene

Det er ikke før de siste årene at TBM på nytt har blitt en aktuell drivemetode i tunnelprosjekter, og da spesielt innenfor veg- og jernbanetunneler. I Norge har det frem til 2015 blitt bygd rundt 258 km tunnel ved bruk av TBM, men drivemetoden har for det meste blitt benyttet innen driving av vannkrafttunneler på 70- og 80-tallet (Jakobsen et al., 2015). Konvensjonell driving har lenge vært den dominerende drivemetoden for tunneler i Norge, og

alle norske undersjøiske vegtunneler har pr. i dag (2018) blitt drevet med denne metoden (Dammyr et al., 2017). I utlandet har TBM i større grad blitt benyttet som drivemetode for lange samferdselstunneler.

De siste årene har TBM blitt benyttet på to store samferdselsprosjekter i Norge. I disse dager (2018) er det fire TBMer som skal ferdigstille jernbanetunnelen Follobanen mellom Oslo og Ski, og senest i august 2017 var det gjennomslag med TBM for jernbanetunnelen Ulriken i Bergen. To store samferdselsprosjekter med vellykkede driveresultater gjør at TBM i større grad vil bli vurdert som drivemetode for lange tunneler i Norge.

1.1.2 Miljøfokus

I perioden 1960 til 2013 har det samlede CO₂-utslippet økt med mer enn 60% på verdensbasis (The World Bank, 2016). Parisavtalen har stadfestet at temperaturen på kloden ikke skal stige med mer enn 2 grader før dette århundret er over. Norge er at av de 71 landene som har sluttet seg til dette målet. Parallelt med Parisavtalen presenterte FN i 2015 17 bærekraftsmål, med en visjon om et bedre og mer klimanøytralt verdensbilde (FN-sambandet, 2017). På bakgrunn av dette har regjeringen utarbeidet en nasjonal plan for å sikre at Norge overholder de ovennevnte målene (Meld. St 21 (2011-2012)).

I dag står transportsektoren i Norge for omtrent en tredjedel av klimagassutslippene. For at Norge skal kunne oppfylle Parisavtalen må også denne sektoren ta en stor nok andel av utslippskuttene, og dette vil også gjelde for anleggsbransjen. Samferdselsdepartementet vil utarbeide en handlingsplan for å få fossilfrie bygge- og anleggsplasser innen transportsektoren sammen med underliggende etater og virksomheter (Meld. St. 33 (2016-2017)). Større fokus på miljø og utslippskutt i anleggsbransjen kan være med på å påvirke valg av drivemetode for kryssing under Romsdalsfjorden.

1.2 Mål for oppgaven

Masteroppgaven er skrevet i samarbeid med Statens Vegvesen, Region Midt, og er en videreføring av prosjektoppgaven *Fordeler og ulemper med TBM kontra konvensjonell driving*, skrevet av undertegnede høsten 2017. Da masteroppgaven skal kunne leses uavhengig er det valg å ta med et resymé av prosjektoppgaven. Hovedformålet med oppgaven

er å utføre en systematisk vurdering og analyse av fordeler og begrensninger med TBM kontra konvensjonell driving av den planlagte E39-tunnelen under Romsdalsfjorden. Det legges spesielt vekt på vurdering av forhold som risiko og håndtering av uønskede hendelser under driving, fleksibilitet, påvirkning på det ytre miljøet, miljøregnskap, anvendelse av tunnelmassene, samt byggetid og kostnader for de to drivealternativene. På grunnlag av dette skal det vurderes hvilken drivemetode (eller kombinasjon av metodene) som totalt sett vil bli det beste alternativet for kryssing under Romsdalsfjorden fra et ingeniørgeologisk synspunkt.

Det er i samråd med hovedveileder valgt å se bort ifra problemstillinger knyttet til etablering av tverrforbindelser mellom tunnelene i oppgaven, dette til dels på grunn av tidsmangel. Under diskusjon ble denne problemstillingen sett på som mindre viktig da tverrforbindelsene med stor sannsynlighet vil bli drevet konvensjonelt, og vil i liten grad påvirke valg av drivemetode for hovedløpene.

1.3 Metode

Oppgaven er bygd opp med informasjon om prosjektet og de ingeniørgeologiske forholdene ved Romsdalsfjorden. Videre er annen teori som er viktig for å få en bedre forståelse av oppgaven beskrevet. Viktige forhold for valg av drivemetode er delt inn i egne kapitler der de er beskrevet, før fordeler og begrensninger blir diskutert opp mot det planlagte prosjektet under Romsdalsfjorden. Til slutt forekommer en samlet vurdering før den best egnede drivemetode på bakgrunn av dette er anbefalt.

Det har blitt gjennomført litteratursøk for innhenting av nyttig teori og informasjon. Litteratursøk er gjennomført i Oria, søkemotoren til universitetsbiblioteket til NTNU, og Google Scholar. I tillegg er teori fra grunnfagskompendier i flere tilfeller brukt som kilde. Mye av litteraturen stammer fra fagmiljøer på NTNU, fagforeninger og -sider hvor forfatterne har stor kompetanse. Derfor er dette blitt behandlet som troverdige og sikre kilder.

Innhenting av informasjon har også blitt gjennomført gjennom møter med professorer på NTNU og fageksepertter i Statens vegvesen, Bane NOR og Asplan Viak. Dette for å kunne få et bedre grunnlag for å vurdere flere av forholdene, og få ulike synspunkter på viktige aspekter ved valg av drivemetode. Gjennom ekskursjon til prosjektområdet har forfatterne fått en god oversikt og bedre informasjon rundt de ingeniørgeologiske forundersøkelsene som har

blitt utført. På ekskursjon til Follobanen fikk forfatterne ny kunnskap om TBM som drivemetode, og det ble sett på som svært nyttig å se maskinen i virkeligheten.

1.4 Grunnlagsmateriale

Det er i denne oppgaven i stor grad blitt benyttet grunnlagsmateriale fra rapporter på Statens vegvesens eRoom, som er et rom for utveksling av dokumenter og informasjon i forbindelse med E39 Vik - Julbøen. Rapportene som ligger på eRoom er utarbeidet av Statens vegvesen eller av eksterne aktører på vegne av Statens vegvesen. Ettersom prosjektet er under planlegging er det flere dokumenter og mengdedata som fortsatt er under utarbeidelse, og har derfor ikke blitt publisert. Noe av dette materialet er sendt til forfatterne på mail fra ekstern veileder, Torkild Åndal. Dette gjelder spesielt informasjon om mengdedata brukt i miljøregnskapet.

For å kunne gjøre vurderinger for det beste alternativet for valg av drivemetode er oppgaven også basert på litteratur fra tekniske rapporter, artikler og rapporter som tar for seg ulike problemstillinger rundt drivemetodene. Mye av teorien fra prosjektoppgaven er blitt videreført til denne oppgaven, dette for å gi grunnlag til å vurdere de to drivemetodene opp mot prosjektområdet.

2 Resymé av prosjektoppgaven

Denne masteroppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven “*Utredning av fordeler og begrensninger for TBM kontra konvensjonell driving av lange samferdselstunneler*” skrevet høsten 2017 av undertegnede. Prosjektoppgaven tok for seg de to drivemetodene, og beskrev hvilke faktorer som ligger til grunn for valg av drivemethode for lange samferdselstunneler. Oppgaven gjorde også rede for hvordan TBM og konvensjonell driving påvirker miljøet med et stort fokus på klimagassutslipp, ettersom klima og miljø har en stor aktualitet i dagens samfunn. De diskuterte faktorerene ble tatt i betraktning da det til slutt ble sett på relevante prosjekter fra inn- og utland hvor problemstillingen rundt valg av drivemethode hadde vært aktuelt. Det henvises til prosjektoppgaven av forfatterne for flere detaljer.

2.1 Faktorer for valg av drivemethode

Macias og Bruland (2014) har studert litteratur som omhandler valg av drivemethode for tunneler. Valget er komplekst og består av flere beslutningsparametere (Jakobsen og Arntsen, 2014). I prosjektoppgaven blir følgende temaer for valg av drivemethode presentert og beskrevet:

1. *Prosjektdesignkriterier*
2. *Bruksområde til tunnelen*
3. *Oppstartstid*
4. *Helse, miljø og sikkerhet*
5. *Inndrift*
6. *Fleksibilitet*
7. *Geologisk risiko*
8. *Stabilitet*
9. *Arbeids- og konstruksjonstid*
10. *Kostnad*
11. *Overmasse*
12. *Ytre miljø*
13. *Adkomst til anlegget*

Som nevnt er valget av drivemetode komplekst og de 13 faktorene ovenfor består av flere beslutningsparametere. I vedlegg A er det lagt ved en tabell som gir en kort oppsummering av de ulike beslutningsparameterne for alle de 13 faktorene, med en sammenligning av TBM kontra konvensjonell driving. De respektive faktorene vil ha fordeler og begrensninger, og dette vil blant annet avhenge av geologiske forhold og bruksområde til tunnelen. For å kunne ta en best mulig beslutning til valg av drivemetode er det anbefalt at faktorene blir vurdert i forhold til hverandre og til hvert enkelt prosjekt.

2.2 Miljøpåvirkning

Det er i prosjektoppgaven lagt vekt på miljøpåvirkninger knyttet til TBM og konvensjonell driving. I tabell 1 blir det gjort rede for de viktigste faktorene som påvirker miljøet i et tunnelprosjekt og hvilke tiltak som kan iverksettes uavhengig av drivemetode.

Tabell 1. Beslutningstiltak innenfor ulike faktorer som kan redusere de negative miljøpåvirkningene basert på Dahlstrøm et al. (2014) og Namin et al. (2014).

Beslutninger bør tas innenfor disse faktorene:	Tiltak som kan iverksettes:
Beliggenhet og utforming av prosjektet	<ul style="list-style-type: none"> - Hvis mulig, velge et område hvor man gjør minst mulig innhugg i naturen. - Rense avløpsvann. - Visuelt design som passer landskapet. - Redusere forurensing som støv og lukt. - Restriksjoner for rystelser og vibrasjoner.
Transport og maskiner	<ul style="list-style-type: none"> - I nærheten av deponi. - Unngå mellomledd for transport av masser. Dette vil korte ned transportlengden og -tid, slipper omlastning. - Stille krav til maskinpark. - El-drift.
Materialbruk	<ul style="list-style-type: none"> - Betong med redusert miljøpåvirkning. - Resirkulerbart materiale. - Gjenbruk av materialer. - Bestille riktig mengde materiale og at det er korttransportert.
Bruk av oppknust bergmasse	<ul style="list-style-type: none"> - Massehåndtering, positivt å kunne bruke materialet til eget formål, spesielt i betong eller finne noen i nærmiljøet som har bruk for det. - Unngå mellomlagring. - Informere om massene som er tilgjengelig.

Ofte er det materialproduksjon som står for de største klimagassutslippene, og betong er en av de største bidragsyterne for klimagassutslipp. Under følger en oppsummering av tiltak for å redusere de negative miljøpåvirkningene for de to drivemetodene.

TBM:

- Massehåndtering av oppknust bergmasse og annet utstyr fra TBMen.
- Velge riktig TBM-type.
- Ta i bruk transportbånd til å frakte oppknust bergmasse, på den måten unngår man dieselmotorer.
- Redusere betongtykkelsen.
- Ta i bruk gjenbruksdeler til maskinen.
- Gjenbruke eller resirkulere materialer når tunnelen er ferdig.
- Bruke materialer som er kortreist.

(Dahlstrøm et al., 2014)

Konvensjonell driving:

- Optimalisere masseuttaket ved sprengning.
- Minst mulig utsprengt profil vil gi reduksjon i oversprengning.
- Fokus på en jevn kontur av tunnelprofilen og materialvalg.
- Optimalisere sprengstofforbruk.
- Rense masser for plast for utfylling i havet.

(Dahlstrøm et al., 2014; Likhosherskaya og Nyembwe, 2012)

2.3 Relevante prosjekter fra Norge og utland

I prosjektoppgaven er det gjort rede for valg av drivemethode for flere prosjekter i Norge og i utlandet. En oppsummering av bakgrunn for valg av drivemethode for de utvalgte prosjektene er gitt i tabell 2, og er basert på litteratursøk.

Tabell 2. Bakgrunn for valg av drivemetode for de utvalgte prosjektene.

Prosjekt	Drivemetode	Begrunnelse for valg av drivemetode
E39 Rogfast	Konvensjonell	- Manglende kunnskap om bruk av TBM i undersjøiske tunneler
Lysaker-Sandvika	Konvensjonell	- Kostnader - Byggetid - Miljøforskjellene er for små til at det påvirker valget
Follobanen	TBM	- Kostnad - Redusere ytre miljøpåvirkninger
Gotthard-Base	TBM	- Kostnad - Byggetid
	Konvensjonell	- Området med stor geologisk variasjon
Seikan	Konvensjonell	- Geologi

Fra tabell 2 ser en at kostnader og byggetid er faktorer som går igjen i flere av prosjektene. I tillegg er manglende kunnskap, vanskelig geologi og reduksjon av ytre miljøpåvirkninger også faktorer som har vært med på å ta beslutningen om valg av drivemetode for de aktuelle prosjektene.

2.4 Samlet vurdering

Både TBM og konvensjonell driving har sine fordeler og begrensninger. Hver beslutningsparameter bør bli vurdert i forhold til hverandre og til hvert enkelt prosjekt, for å få en helhetlig oversikt. Dette gir også en indikasjon på at valg av drivemetode er komplekst, og at det er mange forhold som spiller inn for å ta beslutningen om tunnelen skal drives med TBM eller konvensjonell boring og sprengning (Jakobsen og Arntsen, 2014).

Basert på et utvalg av prosjekter fra Norge og utland kan det virke som at kostnad og byggetid er de to hovedfaktorene som spiller mest inn i valg av drivemetode. Med nytt krav fra NTP om rapportering av miljøbudsjett for bygg- og anleggsbransjen, og generelt stort fokus på miljø i samfunnet, kan det stilles spørsmål ved om miljøpåvirkning i større grad vil være med på å bestemme valg av drivemetode i fremtidige prosjekter (Dahlstrøm, 2016).

3 E39 Romsdalsfjorden

I dette kapitlet er det gjort rede for bakgrunnsinformasjon for prosjektet ferjefri E39, for en mer detaljert prosjektbeskrivelse og regionalgeologi for kryssing under Romsdalsfjorden er gjennomgått.

3.1 Ferjefri E39

E39 Romsdalsfjorden er et av flere planlagte vegprosjekter på Vestlandet som skal erstatte de nåværende ferjestrekningene. Regjeringen har som langsiktig mål å bygge ut E39 mellom Kristiansand og Trondheim til å bli ferjefritt, se figur 1. Denne satsningen er bekreftet i Nasjonal transportplan (NTP) 2018-2029 (Regjeringen, 2017). I dag er strekningen på om lag 1100 km og går gjennom seks fylker. Dagens reisetid for trafikantene er på rundt 21 timer og de må benytte seg av syv ferjesamband. Ved å erstatte ferjestrekningene med broer og tunneler, samt forbedre en rekke vegstrekninger på land, vil E39 bli forkortet med ca. 50 km og reisetiden vil bli halvert (Statens vegvesen, u.å.a).

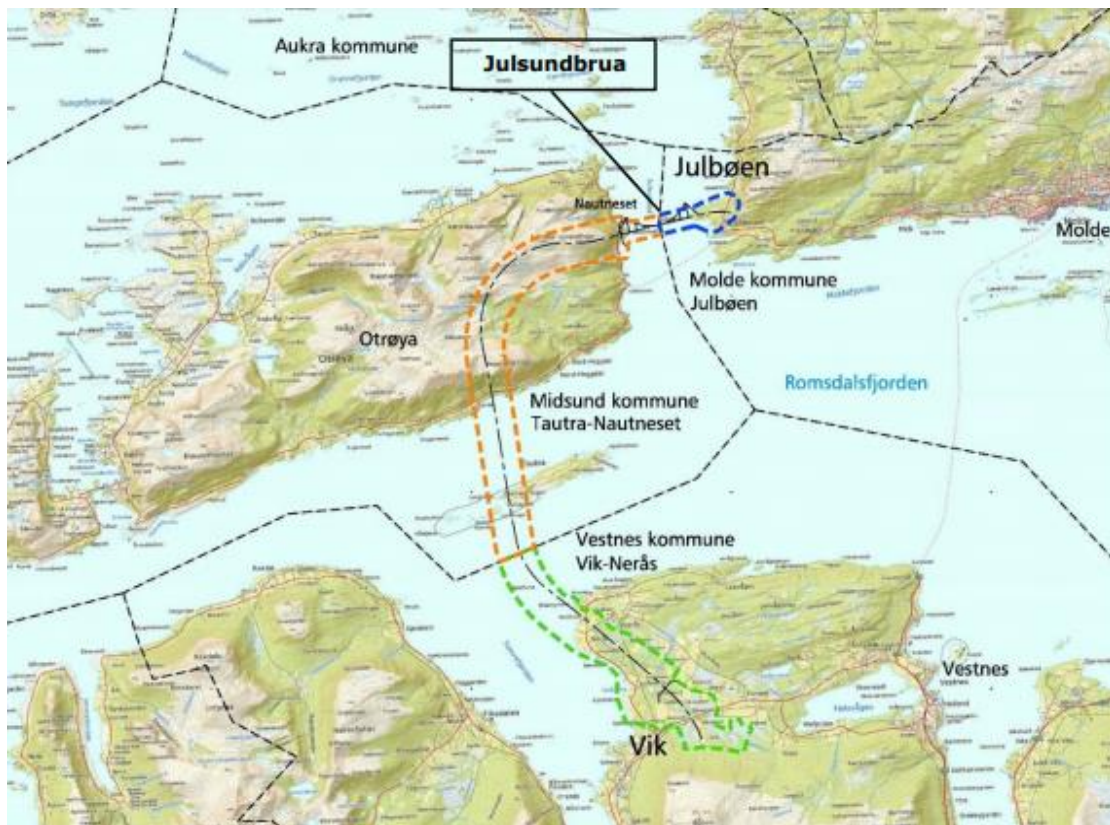


Figur 1. Strekningen for den planlagte ferjefrie E39 (Statens vegvesen, 2012).

Hele E39-prosjektet er delt opp i syv delprosjekter. De aktuelle regionene i Statens vegvesen vil stå for planleggingen og byggingen av de ulike delprosjektene. Rogfast er det første ferjeavløsningsprosjektet og ble igangsatt i 2017. Ved ferdigstilling i 2025/2026 vil Rogfast bli verdens lengste og dypeste undersjøiske vegtunnel. I NTP har regjeringen ikke fastslått et bestemt årstall for når hele strekningen skal være ferdig utbygd. Nytt av et slikt stort prosjekt vil kunne være med å gi endringer i samfunnet. Dette spesielt med tanke på bo- og arbeidsmarkedseffekter, samfunnsstruktur, transportmønster og næringsliv, som vil komme hele landet til gode (Statens vegvesen, u.å.a).

3.2 Prosjektbeskrivelse

Delprosjektet E39 Romsdalsfjorden innebærer kryssing av Romsdalsfjorden og Julsundet. Statens vegvesen Region Midt har ansvar for planleggingen av prosjektet som omfatter strekningen Vik - Julbøen med tunnel og bru, se figur 2 som viser et oversiktskart over vegtraséen. Prosjektet vil omfatte en vegstrekning med en total lengde på 22 km hvor ÅDT (årsdøgntrafikken) er beregnet til å ligge rundt 9500 - 13 000 (Lillevik, 2016).



Figur 2. Oversiktskart over den nye traséen for E39 Romsdalsfjorden, omtrentlig inntegnet (Lillevik, 2016).

Prosjektet vil redusere reisetiden mellom Ålesund og Molde til en time, og gi fastlandsforbindelse til Midsund kommune og grunnlag for fastlandsforbindelse til Gossen. Ved ferdigstillelse vil prosjektet føre til at to ferjestrekninger blir lagt ned, og at rundt 10 000 personer får en maksimal reisetid på 45 min inn til en by. Totalkostnaden for dette prosjektet er estimert til om lag 14,5 mrd. kroner og med en byggetid beregnet til 5-6 år (Statens vegvesen, 2017a).

For den planlagte strekningen er det lagt opp til firefelts motorveg, der det er ønskelig å dimensjonere vegen for 110 km/t. Mellom Vik og Nautneset er det planlagt en undersjøisk tunnel på ca. 16 km (Statens vegvesen, 2017a). Påhugget til tunnellopene på Vik og Nautneset kan ses på figur 2, disse er markert normalt på vegstrekningen.

For å tilfredsstillere kravene for sikkerhet i Norge og Europa vil tunnelene bli dimensjonert med en helning på maksimalt 5 prosent, og tunnelen vil få to tunnellop med en kjøreretning i hvert løp, se figur 3. Dette vil bidra til å fjerne usikkerheten i forbindelse med møtende trafikk, og ved hindring i den ene kjørebanelen vil trafikken bli dirigert over i det andre kjørefeltet ved hjelp av kjørefeltsignaler (Statens vegvesen, 2017a).



Figur 3. Illustrasjon av Statens vegvesen av det ene tunnellopet i den undersjøiske tunnelen (Statens vegvesen, 2017a).

Det er planlagt omtrent 20 meter berg mellom de to tunnelene. For hver 250 meter vil det være en tverrforbindelse mellom de to løpene, som følger *Håndbok N500* (Statens vegvesen, 2016a). Disse tverrforbindelsene vil fungere som nødutganger for bilistene. Mye av tunnelen går under land, både ved Nautneset og Vik, samt et lite parti under øya Tautra. Av den totale tunnallengden er det 5880 m for hver av tunnellopene som går under fjorden, mens den resterende lengden er under land. Omtrent 14750 m av hvert tunnellop vil gå under nullkoten (havnivå) og det laveste punkt i tunneltraséen vil være på 358 m.u.h. (Statens vegvesen, 2016b).

Over Julsundet (Midsund og Molde) er det planlagt en hengebru (Julsundbrua) på omlag 2 km. Denne brua vil få et hovedspenn på 1625 m og vil bli Norges lengste bru ved ferdigstilling. Kjørebanelen til brua vil ligge 70 meter over havnivå slik at store skip kan seile under. Brua vil også bli dimensjonert med et felt for gående og syklende, og det skal være mulighet for traktorer å krysse broen, se figur 4 (Statens vegvesen, 2017a).



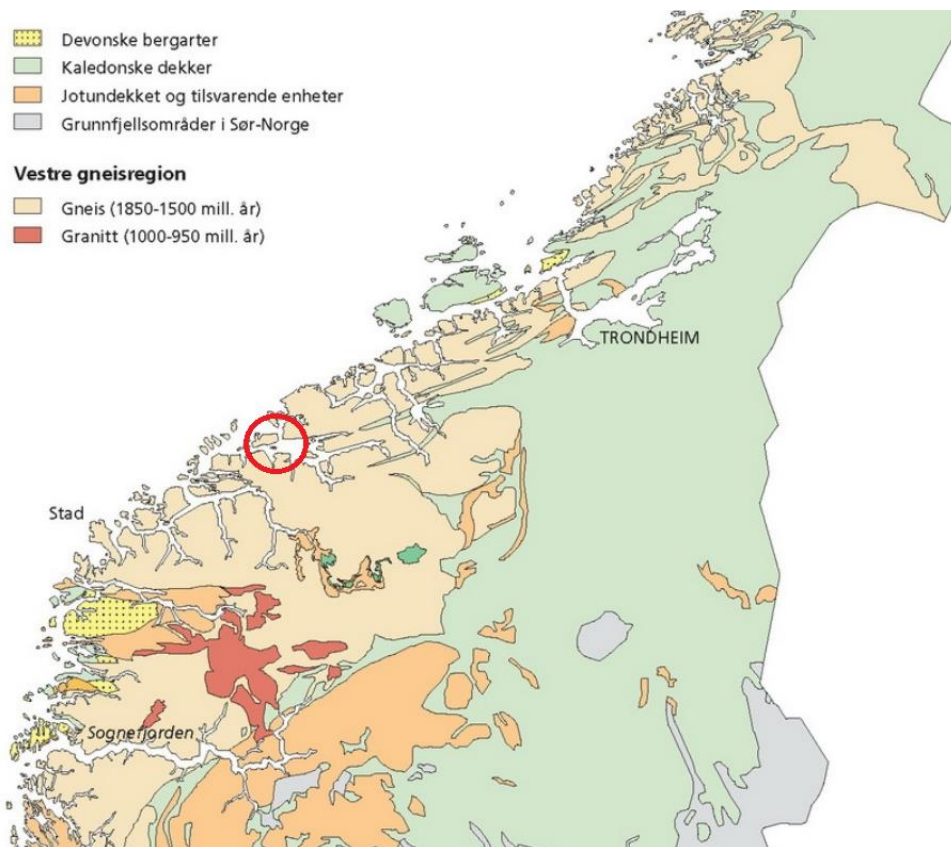
Figur 4. Illustrasjon av Plan Arkitekter AS av hengebrua over Julsundet (Statens vegvesen, 2017a).

3.3 Regional geologi

For å få en bedre forståelse av hvilke bergarter og strukturer det er mulig å møte på under driving i prosjektområdet tar dette kapittelet for seg berggrunns- og strukturgeologien i området.

3.3.1 Berggrunnsgeologi

Geologien i området for den planlagte tunnel under Romsdalsfjorden består i all hovedsak av prekambriske bergarter. Disse bergartene bygger opp store deler av Norge og danner grunnfjellet. Berggrunnsgeologien i Møre og Romsdal blir ofte omtalt som “Den vestre gneisregionen” og strekker seg fra Sogn til Nord-Trøndelag. Den vestre gneisregionen dekker et område på 25 000 km² og er vest for det kaledonske dekkekomplekset, se figur 5. Store deler av gneisregionen består av ulike typer granittiske gneiser og migmatitter som ofte har linser og lag av amfibolitt og glimmerrike gneiser (Nordgulen og Andersen, 2006; Lutro et al., 2015).



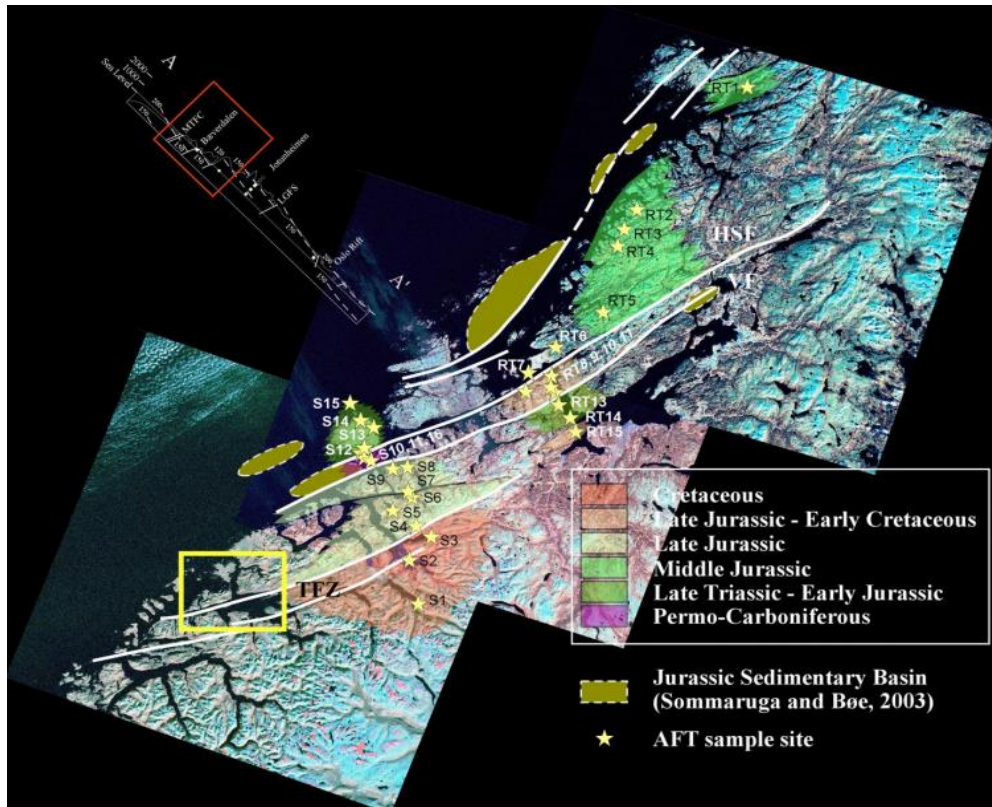
Figur 5. Oversiktskart over den regionale geologien i Midt-Norge (Nordgulen og Andersen, 2006). Den røde sirkelen viser området til prosjektet E39 Romsdalsfjorden.

I Møre og Romsdal ble grunnfjellet presset ned under store dyp i jordskorpen ved dannelsen av den kaledonske fjellkjedefoldingen. Skyvedekket fra den kaledonske fjellkjedefoldingen ble dannet for ca. 425 millioner år siden. De prekambriske bergartene ble i den forbindelse i stor grad omvandlet til deformerte størkningsbergarter (Watts, 2001). Dette har vært med på å påvirke de geologiske strukturene i gneisregionen og bergartene er mer omvandlet i vest enn i øst (Nordgulen og Andersen, 2006). Fra tidligere undersøkelser utført av NGU, samt

innsamling av magnetisk data av området har de granittiske bergartene en alder på 1605 til 1650 millioner år. Enkelte steder er det funnet tynne soner med rester fra det kaledonske skyvedekke. Dette er bergarter av yngre alder og er for det meste kvartsitt, amfibolitt, granatglimmerskifer og marmor (Lutro et al., 2015). I kapittel 4.1.1 er det under ingeniørgeologisk kartlegging gitt en beskrivelse av bergartene i prosjektområdet.

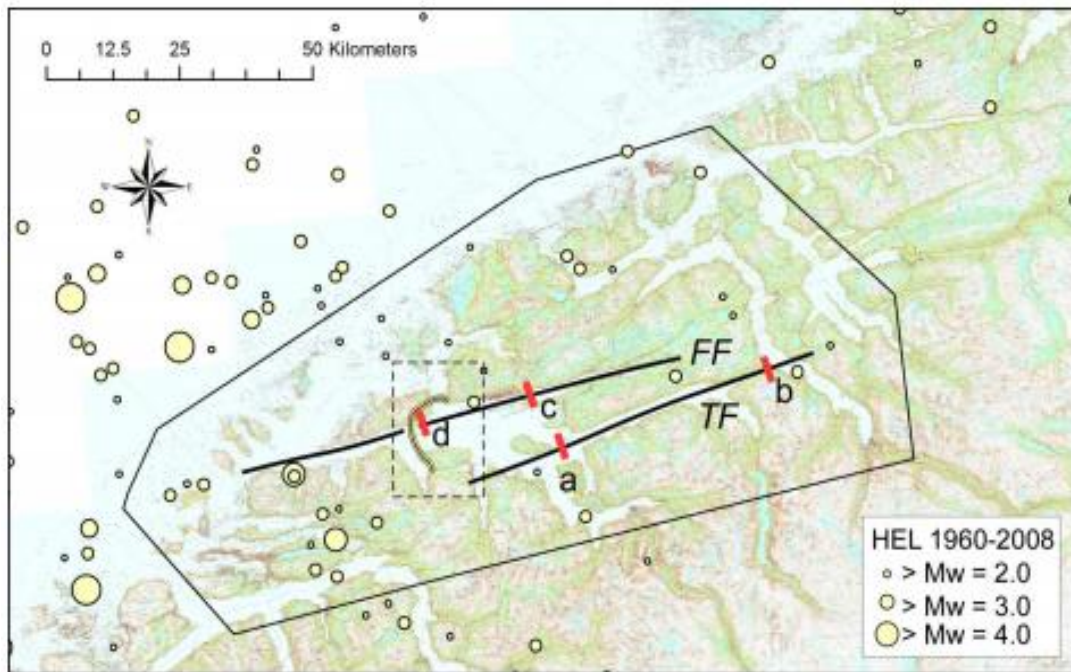
3.3.2 Strukturgeologi

Romsdalsfjorden ligger i en gammel forkastningssone som er påvirket av Møre-Trøndelagsforkastningskomplekset (MTFK), og har hatt gjentatte reaktiveringer siden den kaledonske tiden. Dette forkastningskomplekset består av flere store forkastningssoner med retning NØ-SV, og ble definert av Gabrielsen og Ramberg i 1979 (Lutro et al., 2015). MTFK er et resultat av eldre jordskorpebevegelse, hovedsakelig sidelengs, og var aktiv under den kaledonske foldefasen i ordovicium og silur. Forkastningskomplekset har en utstrekning på mer enn 300 km og en bredde på 60-70 km (Fossen et al., 2006; Redfield et al., 2005). Fjordene og dalene langs dette forkastningskomplekset ligger i svakhetssonene som ble dannet under de kaledonske jordskorpebevegelsene (Martinsen og Nøttvedt, 2006). MTFK består i all hovedsak av tre NØ-SV-orienterte sub-parallele forkastninger. Disse er Hitra-Snåsa-forkastningen (HSF), Verran-forkastningen (VF) og Tjellefonna-forkastningssonen (TFZ) (Lutro et al., 2015). Se figur 6, for å få en oversikt over orientering og beliggenheten til de ulike forkastningene.



Figur 6. Kartet viser de tre viktige forkastningene langs Møre-Trøndelagforkastningskomplekset, HSF, VF og TFZ (Lutro et al., 2015).

Det er to regionale hovedlineamenter som er tilknyttet MTFK i området for den planlagte tunneltraséen, og som tilhører TFZ. Disse er Tjellefonna- (TF) og Fannefjord-forkastningene (FF) (Forslund, 1988). Fannefjord-forkastningen vil krysse tunneltraséen nord for Tautra, mens Tjellefonna-forkastningen befinner seg lengre inn i fjorden, se figur 7. Forkastningene TF og FF kan påvirke den planlagte tunnelen, men det er vanskelig å tolke ettersom de ligger skjult i fjorden (Lutro et al., 2015). Flere resultater fra strukturgeologisk kartlegging er beskrevet i kapittel 4.1.2 under ingeniørgeologisk kartlegging.



Figur 7. Viser Fannefjord- (FF) og Tjellefonna-forkastningene (TF) i forhold til den planlagte tunnel- og brutrasé (stiplet boks). Kartet viser også registrerte jordskjelv med magnitude større enn 2 i perioden 1960 til 2008 (Lutero et al., 2015).

4 Utførte forundersøkelser

For E39 Romsdalsfjorden har det blitt gjennomført flere ingeniørgeologiske forundersøkelser. Hovedformålet med å gjennomføre ingeniørgeologiske forundersøkelser for tunneler og undergrunnsanlegg er ifølge Nilsen (2016):

1. Vurdering av prosjektets teknisk-økonomiske gjennomførbarhet og vanskelighetsgrad.
2. Prosjektering (plassering av påhugg, trasévalg, design, dimensjonering etc.).
3. Beregning av byggetid og kostnad.
4. Sikker gjennomføring av prosjektet og optimalisering av tekniske løsninger med hensyn til driving og sikring.

Resultatene fra de ulike ingeniørgeologiske forundersøkelsene vil være sentrale i prosjekteringen og i anbudsbeskrivelsen, men de er også viktig under selve byggingen, helt til anlegget er ferdigstilt (Nilsen, 2016). En god ingeniørgeologisk oversikt over prosjektet vil også være sentralt for valg av drivemetode. I dette kapittelet er det gjort rede for de ulike forundersøkelsene (ingeniørgeologisk kartlegging, geofysiske undersøkelser, kjerneboring og -logging, bergartsegenskaper og mekaniske bergmassekvalitet) som har blitt utført for tunnelprosjektet under Romsdalsfjorden, samt metodebeskrivelse og resultater for disse.

4.1 Ingeniørgeologisk kartlegging i felt

Den ingeniørgeologiske kartleggingen av prosjektområdet har blitt utført som et samarbeid mellom Statens vegvesen og NGU. Det har til sammen blitt gjennomført 10 dager med berggrunnsgeologisk kartlegging ute i felt av Ole Lutro og 5 dager med strukturgeologisk kartlegging av Tim Redfield, begge i samarbeid med vegvesenets ingeniørgeolog Torkild Åndal. Senere har all data blitt sammenstilt med eksisterende data, som i dag utgjør en geologisk rapport med et tilhørende berggrunnskart over området, se vedlegg B.

Ingeniørgeologisk kartleggingen har også gjort det mulig å lage et lengdeprofil av fjorden som tunneltraséen skal krysse. Lengdeprofilen viser at traséen går igjennom mye granittisk gneis (lys rosa, bergart nr. 58) og ulike øyegneiser (rød, bergart nr. 52/lilla, bergart nr. 53), samt rester fra det kaledonske skyvedekket, se vedlegg C (Lutro, 2015).

Videre følger en beskrivelse av den berggrunnsgeologiske og den strukturegeologiske kartleggingen.




4.1.1 Berggrunnsgeologisk kartlegging

De kartlagte hovedbergartene i området til den planlagte tunneltraséen er i tabell 3 og 4 kort beskrevet med lokasjon og bilde. I vedlegg B kan bergartene som er nummerert ses i berggrunnskartet over Romsdalsfjorden, som igjen samsvarer med lengdeprofilen i vedlegg C. Bergartene er delt inn i hovedgruppene grunnfjellsbergarter og det kaledonske skyvedekket.

Grunnfjellet

Tunneltraséen går gjennom grunnfjellet som består av ulike typer øyegneiser, granittisk gneis og kvartsitt. Bergartene er enkelt forklart i tabell 3.

Tabell 3. Oversikt over bergartene som tilhører grunnfjellet med tilhørende bilde. Basert på/hentet fra rapporten til Lutro et al. (2015).


Bergart (nr. x) - lokasjon	Bergartsbeskrivelse	Bilde
Øyegneis (nr. 52) - Otrøya - Furneset til Fiksdalen	Omvandlet granittisk gneis. Kjennetegnes ved å ha flere cm store røde øyne av K-feltspat omringet av en mørk finkornet bergmasse av plagioklas, kvarts og biotitt. Graden av deformasjon er varierende og enkelte steder danner K-feltspaten lineasjon.	
Monozonitt, porfyrisk (nr. 55) - SØ-kysten av Otrøya	Omvandlet granittisk gneis. Bergarten har 2 cm store øyne med K-feltspat og bergmassen rundt består av plagioklas, kvarts og glimmer.	
Granittisk gneis (nr. 58) - Otrøya - Romsdalsfjorden	Bergarten er omvandlete granittiske til kvartsdiorittiske intrusiver. Enkelte steder kan bergarten være magmatittisert. Gneisen er båndete fra finkornet til grovkornet, og foliert. Det kan observeres vekslende lag av lyse granittiske bergarter med mørke lag av glimmer- og amfibolholdige bergarter. Parallelt med foliasjon og bånding er det	





	vanlig med pegmatittårer.	
Kvartsitt (nr. 40) - Sørsiden av Romsdalsfjorden + enkelte "tynne" soner	En finkornet bergart som kan se glassaktig ut med noe rødlig feltspat. Bergarten har tynne sjikt med en del glimmer (muskovitt), som gjør at bergarten spaltes opp her. Kvartsitten har også enkelte steder tynne glimmerskifer soner.	
Øyegneis (nr. 53) - Sør i Romsdalsfjorden	Omvandlet granittisk gneis under kvartsitten. Denne øyegneisen er homogen med feltspat (1 cm) med tydelig lineasjon.	

Det kaledonske skyvedekket

Noen av bergartene som har blitt kartlagt skiller seg ut i forhold til grunnfjellsbergartene. Disse er observert på Bolsøya, på Tautra og ved Rekdal. Under kartleggingen ble det antatt at bergartene er en sørvestlig fortsettelse av skyvedekkene som man finner i Trøndelag. Bergartene tilhører det kaledonske skyvedekket og er formet i en synform, og består av skyvedekkene Risbergdekket, Sætradekket, Blåhødekket og Størendekket (Lutro et al., 2015). Bergartene er beskrevet nærmere i tabell 4.

Tabell 4. Oversikt over bergartene som tilhører det kaledonske skyvedekket. Bergartene ligger i ulike skyvedekker, rangert fra nederste til øverste lag. Bergartsbeskrivelsen og bildene er basert på/hentet fra rapporten til Lutro et al. (2015).

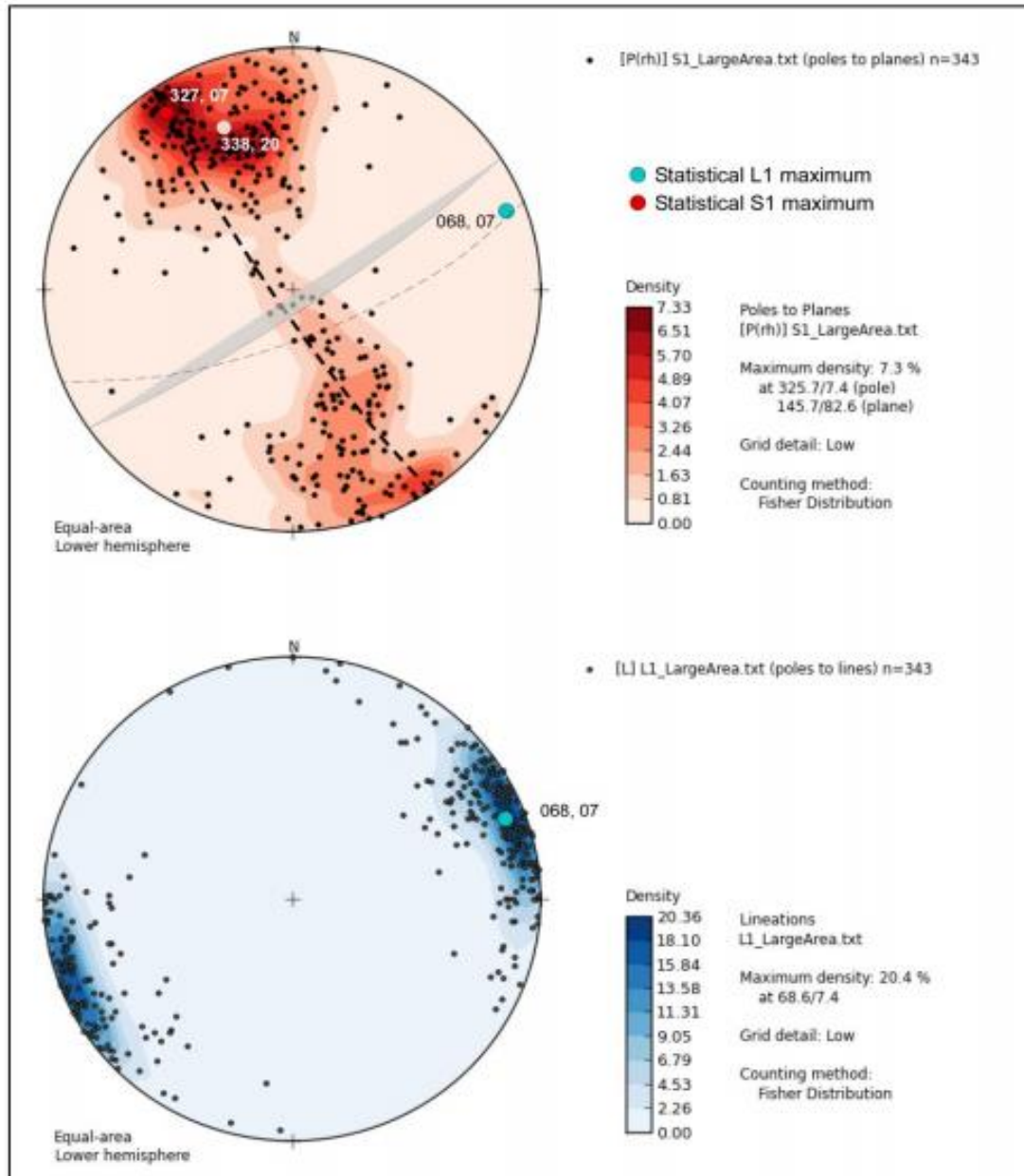
Skyvedekke	Bergart (nr. x) - lokasjon	Bergartsbeskrivelse	Bilde
Risbergdekket	Øyegneis (nr. 34) - N og S for Tautra	Denne øyegneisen kjennetegnes ved å ha feltspatøyne med størrelse over 5 cm.	

Sætradekket	Meta-arkose (nr. 26) - N og S for Tautra	Bergarten er en feltspat-sandstein. Tykkelsen til denne sonen er veldig liten. Enkelte steder kan det observeres mafiske ganger som er deformert.	
Blåhødekket	Granat-glimmerskifer (nr. 24) - Otrøya - N og S for Tautra - Vik	Bergarten kjennetegnes ved at den inneholder granat (røde flekker), glimmer, kvart og feltspat.	
	Marmor, kalkspatrik skifer (nr. 15) - Tautra	Denne bergarten ligger i en tynn sone og er omdannet kalkstein.	Bilde mangler
	Amfibolitt (nr. 20) - Otrøya	Denne bergarten er båndet, og innholdet av de mørke mineralene varierer. Enkelte steder har denne bergarten en del granater.	
Størendekket	Amfibolitt (nr. 9) og dioritt (nr. 10) - Tautra	Denne amfibolitten er mer omvandlet enn nr. 20. I denne amfibolitten er det en sone med dioritt som har flekkete utseende av hvite og svarte mineraler.	

4.1.2 Strukturgeologisk kartlegging

Det strukturelle bildet viser at området er dominert av en rekke antiformer og synformer der de kaledonske skyvedekkenene har blitt foldet sammen med grunnfjellet. Foldingen skjedde ved kompresjon under duktile forhold, og senere har sprekker og forkastninger blitt dannet under sprø deformasjon. At bergmassen i området er godt oppsprukket kunne observeres av oppgavens forfattere under felttekkursjon til prosjektområdet april 2018. Den planlagte tunneltraséen vil også krysse større og mindre forkastningssoner under fjorden (se kapittel 3.3.2), og disse bør identifiseres på best mulig måte ettersom bergartene ofte er svakere i disse sonene (Lutro et al., 2015).

Under feltarbeidet til Lutro et al. (2015) i prosjektområdet ble de strukturelle forholdene målt og plottet i et stereogram sammen med resultater fra tidligere undersøkelser. I felt ble strukturer som foliasjonsplan, duktile strekningslineasjoner, sprø forkastningsplan, slickenlines på sprøforkastningsplan og ulike typer sprekker/joints med og uten mineralisering målt, se figur 8.



Figur 8. Stereoplott som viser poler til sterk metamorf foliasjon (S1) og en strekningslineasjon (L1). Den røde og blå sirkelen viser statistisk maksimum for henholdsvis pol-til-plan og lineasjoner (Lutro et al., 2015).

Fra den strukturgeologiske kartleggingen viser målingene en dominerende orientering mot ØNØ-VSV med fall mot SSØ. Dette er lik retning som bergartssonene i prosjektområdet og vil treffe tilnærmet normalt på tunneltraséen (Lutro et al., 2015).

4.2 Geofysiske undersøkelser

I området har det blitt utført flere ulike geofysiske undersøkelser av ulike aktører. Bakgrunnen for disse geofysiske undersøkelsene er å kartlegge geologien under fjorden og på land. Dette kapittelet beskriver seismikk, tomografi og magnetiske målinger med resultater fra utførte undersøkelser under Romsdalsfjorden.

4.2.1 Seismikk

Seismikk er en undersøkelse som er spesielt mye brukt i oljebransjen, og bygger på at de seismiske egenskapene varierer i bergarter (Landrø, 2010). For undersøkelser av undersjøiske tunneler er refleksjonsseismikk og refraksjonsseismikk standard metode (Olesen og Rønning, 2015). Ordet refraksjon betyr bøyning av en stråle og brukes blant annet i forbindelse med at en stråle bøyes på grenseflata mellom to lag (Landrø, 2010). Denne metoden baseres på kritisk refrakterte lydbølge fra en grenseflate under bakken. En kan videre beregne hastigheter og tykkelse på lag ved å konstruere gangbanen til lydbølgen ut i fra gangtider (Olesen og Rønning, 2015). Hastighetene kan videre fortelle noe om bergmassekvalitet.

Refleksjonsseismikk gir informasjon om bergoverflaten/topografien under sedimentene.

Kombinasjonen av de to metodene vil gi hybrid seismikk. Dette er en relativt ny metode som er tatt i bruk på prosjektet under Romsdalsfjorden (Olesen og Rønning, 2015). Da resultatene fra en slik type test har en viss usikkerhet vil ikke metoden bli diskutert videre i oppgaven.

Det har blitt utført seismikk for flere profiler i Romsdalsfjorden og resultatene har blitt beskrevet og tolket. Ifølge rapporten til Ruden og Arvesen (2015) består overdekningen både av løsmasser, samt en oppsprukket eller forvitret berggrunn. Den refraksjonsseismiske hastigheten definerer blant annet grensen mellom overdekning og berggrunn, og er definert ved en hastighet på 3500 m/s. Et utsnitt (lengdeprofil 14310-15100) langs tunneltraséen viser de seismiske resultatene, se figur 9.

m/s (NGU, 2015; Pedersen, 2008). Se vedlegg D for de registrerte seismiske hastighetene for hele prosjektet presentert i et lengdeprofil.

Tabell 6. Svakhetszone som er registrert ved bruk av seismikk med en viss usikkerhet. SS1 er sonen nærmest Vik og SS13 er sonen nærmest Otrøya. Verdiene baserer seg på vedlegg D.

Svakhetszone	P-bølgéhastighet [m/s]	Bredde [m]
SS1	3900	25
SS2	3700	30
SS3	3300	140
SS4	3600	45
SS5	3400	15
SS6	2300	20
SS7	2900	50
SS8	3400	35
SS9	3100/3900	80
SS10	3300	40
SS11	3400	20
SS12	3500	15
SS13	2600	100

Løsmasseoverdekningen har også blitt registrert og varierer fra blottet bergmasse til ca. 125 meter mektighet (Pedersen, 2008). Ved å studere lengdeprofilet med de seismiske hastighetene i vedlegg D, varierer hastighetene for løsmassedekket fra 1500-2300 m/s. Med utgangspunkt i standardene for seismiske hastigheter for geologisk materiale i Skandinavia kan en se at løsmassene variere fra leirholdige masser (vanntettet) til morene, se tabell 7 (NGU, 2015).

Tabell 7. Seismiske hastigheter i forskjellige geologiske materialer. Verdiene er representative for Skandinavia hvor målingene er utført av NGU og Geomap (NGU, 2015).

Løsmasser	P-bølgehastighet (m/s)	Bergarter (ikke oppsprukket)	P-bølgehastighet (m/s)
Torv	150-500	Sandstein	3000-3500
Leire (tørr)	600-1200	Kalkstein	4000-6000
Sand (tørr)	400-900	Dolomitt	2500-6500
Grus (tørr)	400-1000	Kvartsitt	5500-6000
Morene (tørr)	400-1600	Granitt	4800-5500
Leire (vannmettet)	1200-1600	Gneis	4700-5800
Sand (vannmettet)	1400-1800	Diabas	5700-6500
Grus (vannmettet)	1400-1900	Gabbro	6200-6700
Morene (løs)	1500-1900	Ultramafisk	6500-7500
Morene (hard)	1900-2800	Oppsprukket fjell	< 4000

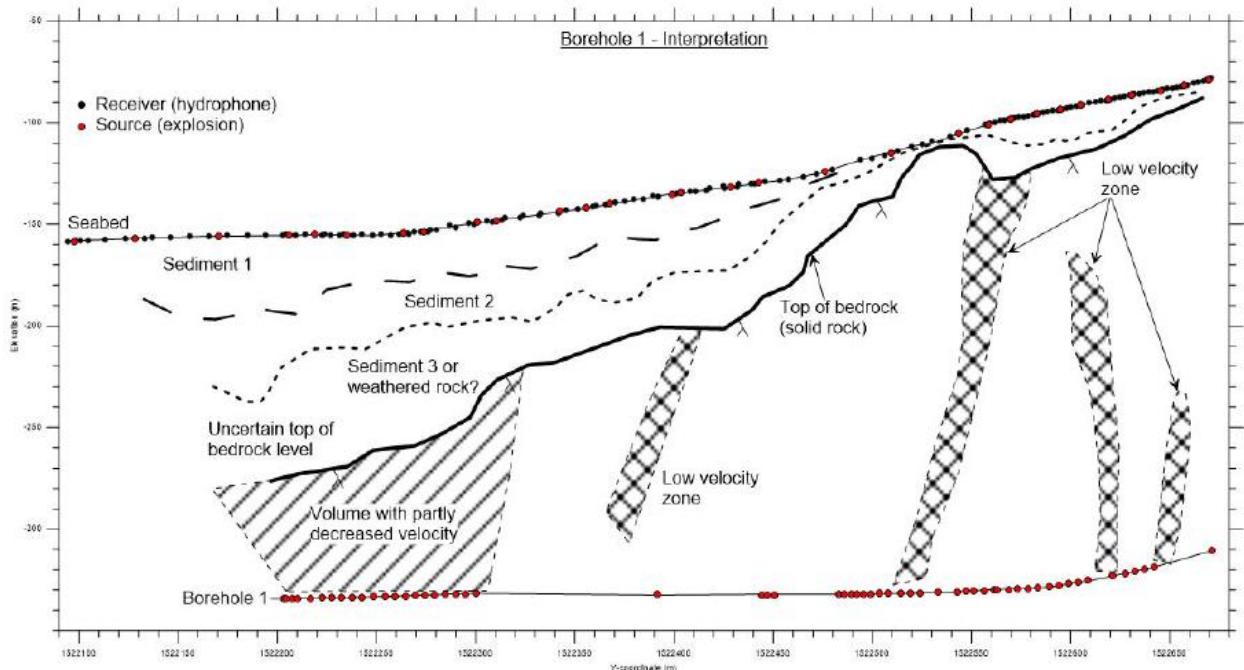
4.2.2 Tomografi

For kryssing under Romsdalsfjorden er seismisk tomografi og Elektrisk resistivitetstomografi (ERT) benyttet. Disse metodene er forklart videre.

Seismisk tomografi

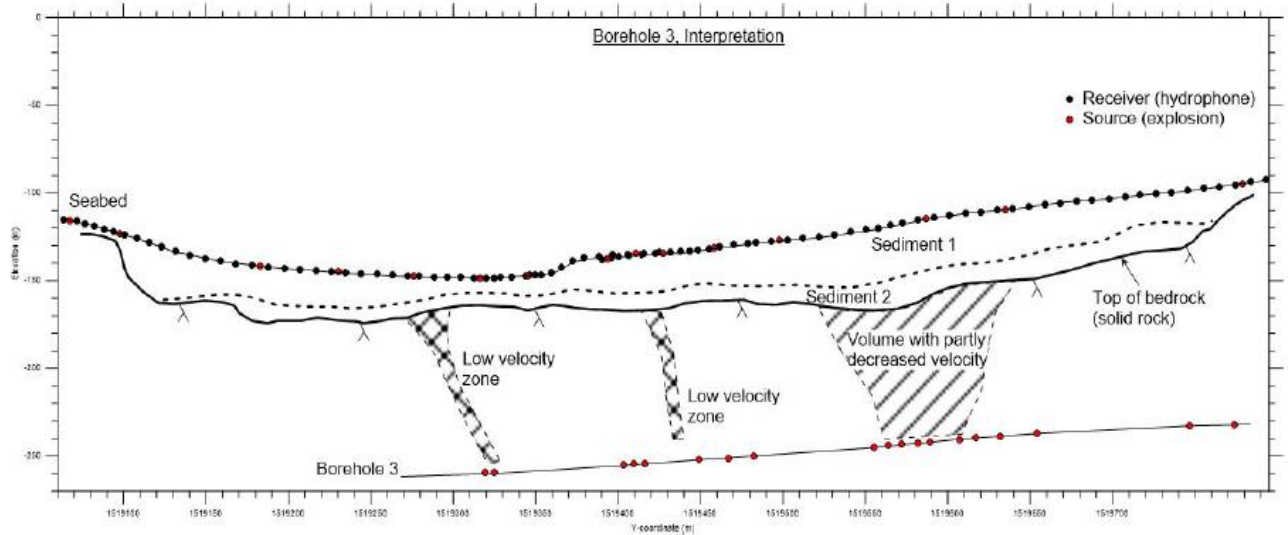
For å få en høyere sikkerhet ved bestemmelse av bergoverflaten og for et mer detaljert bilde av den seismisk hastigheten i bergmassen, har seismisk tomografi foreløpig blitt utført i BH1 og BH3. Seismisk tomografi, også kalt mellomhullseismikk, er målinger utført mellom to vertikale borhull på hver side av sonen som skal måles, eller mellom skråhull og havoverflaten. For kryssing under Romsdalsfjorden ble seismisk tomografi utført mellom skråhull/borhull og havoverflate. Hydrofoner ble plassert i borhullet og skytekabel ble plassert langs havbunnen, slik at hastigheten kunne bli målt. Skytekablene kan også plasseres i borhullet, men dette fører til kollaps av borhullet. Undergrunnen blir med denne metoden beskrevet som en modell som består av et nett av celler, der hastigheten blir beregnet ved hjelp av første p-bølgeankomst. Ved heterogen og kompleks undergrunn vil gjerne seismisk tomografi komme i tillegg til tradisjonell refraksjonsseismikk (NGU, u.å.).

I figur 10 er et plott fra seismisk tomografi i BH1 presentert. Her kan en se at lagdelte sedimenter øker i tykkelse fra nord til sør. Fire lavhastighetssoner har blitt indentifisert, og disse kan trolig tilsvare knusningssoner eller soner med høy grad av opprekking. Lengst mot sør i modellen er det en økende sedimenttykkelse og lavere seismisk hastighet, kombinert med en usikkerhet knyttet til havbunnsnivået. Det er mulig at det sistnevnte er en deformasjonssone (Vida, 2017).



Figur 10. Plott av resultater fra utført seismisk tomografi i BH1 (Vida, 2017).

Tilsvarende har det blitt utført seismisk tomografi i BH3. Plott fra dette er vist i figur 11. Det er her indentifisert to lavhastighetssoner, som også kan være knusningssoner eller soner med høy grad av oppsprekking. Videre er det i midtre del av borhullet registrert en økt sedimenttykkelse og delvis redusert seismisk hastighet i underliggende berggrunn. Det er mulig det her er en deformasjonssone eller en sone med økt forvitring (Vida, 2017).



Figur 11. Plott av resultater fra utført seismisk tomografi i BH3 (Vida, 2017).

Elektrisk resistivitetstomografi (ERT)

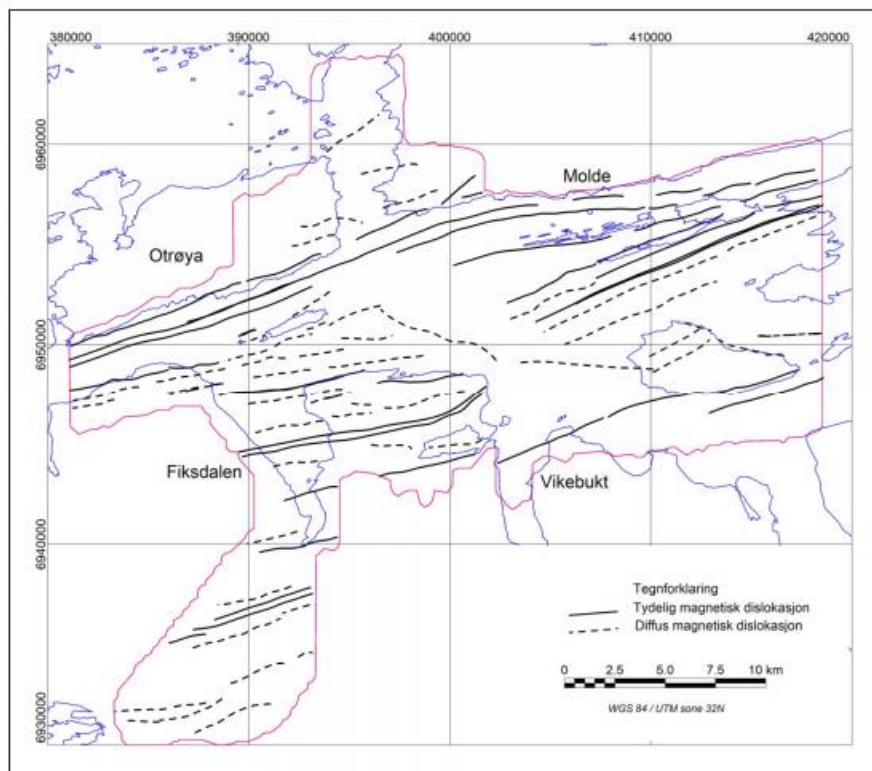
Det er også blitt utført elektrisk resistivitetstomografi (ERT) for kartlegging av prosjektområdet. Denne geofysiske metoden benytter likestrøm til å måle resistivetsfordelingen i grunnen. Små elektroder er installert i bakken, og ved å måle potensialforskjellen mellom to injeksjonspunkter kan resistansverdien beregnes for alle elektrodepunktene. Ved å prosessere dataene kan man få en to- eller tredimensjonal resistivetsmodell av grunnen (Pfaffhuber, u.å.). ERT er en ny metode å benytte seg av i tunnelprosjekter og er på forskningsstadiet. Resultatene fra testen har i liten grad blitt brukt i prosjektet og vil derfor ikke bli diskutert videre i oppgaven.

4.2.3 Magnetiske målinger

Magnetiske målinger fra helikopter er også blitt brukt under forundersøkelsene til tunnelen under Romsdalsfjorden, og ble utført av NGU i årsskiftet 2014-2015. Metoden går ut på å kartlegge variasjoner i jordens magnetfelt som skyldes variasjoner i bergartens innhold av mineralet magnetitt. Variasjonen av magnetitt kan gi informasjon om forkastninger og svakhetssoner i bakken. For at målingene skal gi et best mulig resultat er det viktig at målelinjen går vinkelrett på de aktuelle strukturene (Olesen og Ofstad, 2015).

Resultatet fra målingene gir indikasjon på at tunneltraséen krysser flere forkastninger og svakhetssoner. Mange av dislokasjonene har retning Ø-V til VSV-ØNØ og skjærer bergartene i fjorden med en lav vinkel. Mellom Otrøya og Tautra er det registrert flere tydelige

forkastnings-/svakhetssoner som er parallelle, se figur 12. Disse tilhører med stor sannsynlighet Møre-Trøndelagforkastningskomplekset, og er trolig en del av Fannefjordforkastningen. På figur 12 kan man se at det mellom Tautra og Fiksdalen er flere mindre tydelige svakhetssoner som tunnelen må krysse. Tolkningen som er basert på innsamlet data kan ha noe usikkerhet (Olesen og Ofstad, 2015).



Figur 12. Tolkingskart over Romsdalsfjorden for den planlagte tunnelen. De svarte heltrukne og stiplede linjene viser henholdsvis tydelige og mindre tydelige dislokasjoner (Olesen og Ofstad, 2015).

4.3 Kjerneboring og -logging

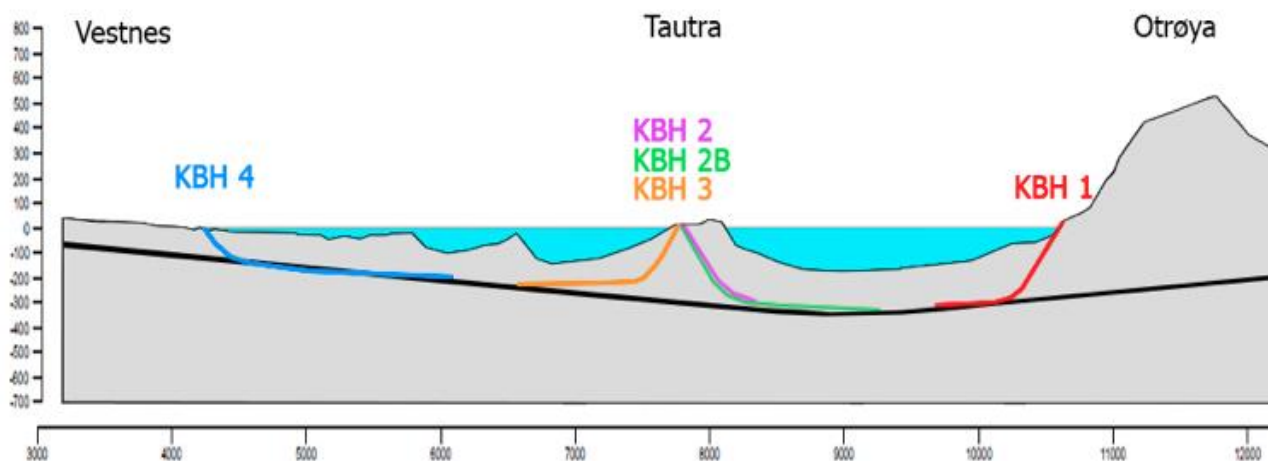
Kjerneboring brukes hovedsakelig til å bekrefte den geologiske tolkningen, innhente mer informasjon om bergartsgrenser, forvitningsgrad og svakhetssoner, samt å sende prøvemateriale til videre laboratorium-analyse (Nilsen og Palmström, 2000). Videre er kjerneboring i prosjektområdet beskrevet, før resultatet fra logging er presentert.

4.3.1 Kjerneboring i prosjektområdet

For prosjektet under Romsdalsfjorden ble retningsstyrt kjerneboring benyttet. Borhull utsettes gjerne for et naturlig avvik, og for lange borhull kan avviket bli så stort at borhullet mister sin

betydning for den geologiske kartleggingen. Med retningsstyrt kjerneboring kan borhullet styres mer nøyaktig inn mot målet og på den måten spare prosjektet for både tid og penger (Lindhjem, 2007). Ved retningsstyrt kjerneboring blir diameteren på prøvene ca. 31 mm, mot ca. 50 mm på standard kjerneprøver. Mindre diameter kan by på problemer i form av kunstige brudd som vil gjøre det vanskeligere å bedømme sprekkeretning. Standard kjerneboring benyttes derfor når ønsket retning er oppnådd (Åndal, 2018a).

Kjerneboringen for prosjektområdet ble startet opp 1. april 2015. Det var opprinnelig lagt opp til 4 retningsstyrte borhull, men på grunn av fastkiling i det ene hullet (BH2) ble det tilsammen boret 5 hull (Åndal, 2018a). Lokasjonen til de 5 borhullene i prosjektområdet er vist i figur 13.



Figur 13. Plassering av de 5 kjerneboringene utført langs traséen under Romsdalsfjorden (Åndal, 2018a).

Det har også blitt utført Lugeon måling av borhullene. Dette for å kunne måle vanntapet i borhullet. Lugeon (L) defineres som den vannmengde i liter som presses inn et borhull per minutt og per løpemeter borhull, ved 10 bar overtrykk (Hognestad et al., 2010).

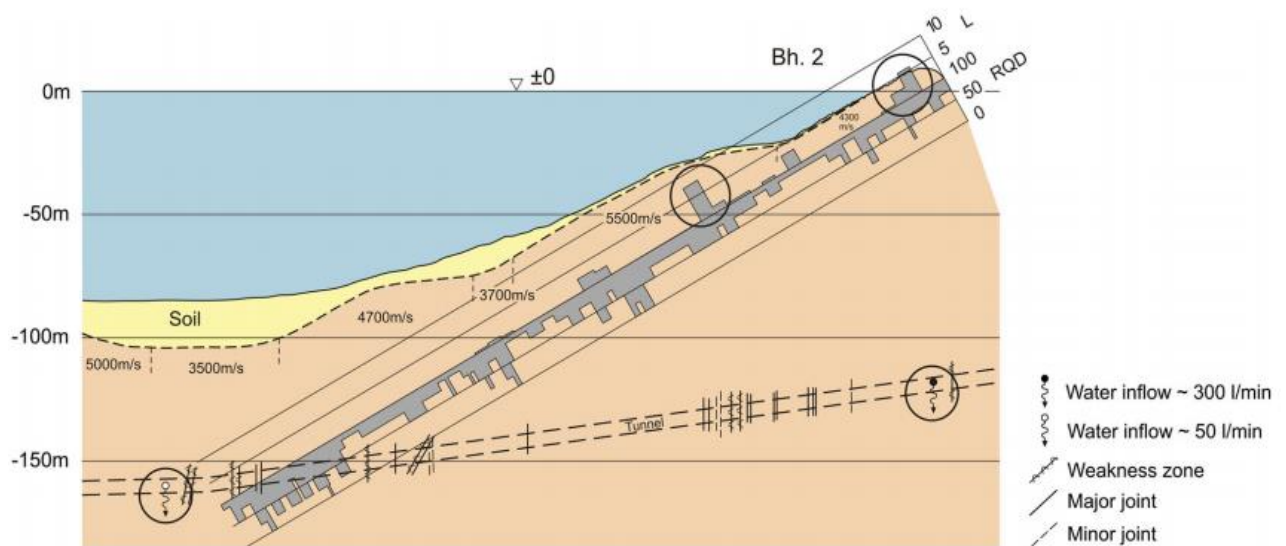
Det ble gjennomført vanntapsmålinger i BH1, BH2, BH3 og BH4. Det er utført to vanntapsmålinger per intervall, men videre i oppgaven vil kun den første målingen bli presentert. Dette fordi en kan anta at resultatet fra den andre målingen har blitt påvirket av gjennomføringen til den første målingen ved utspyling av masser og endring av konduktivitet. Vanligvis blir vanntapsmålinger utført i 5-10 meters intervaller med enkeltpakker (Hognestad

et al., 2010). I dette prosjektet er målingene stort sett utført i intervaller på omtrent 50 meter. Dette for å kunne gi en mer generell beskrivelse av konduktiviteten til bergmassen (Åndal, 2018a). Ved å bruke så lange intervaller blir toppene utjevnet. Typiske standard Lugeonverdier er listet opp i tabell 8.

Tabell 8. Geologisk formasjon med typiske Lugeonverdier (Hognestad et al., 2010; Chadha et al., 2016).

Type og størrelse av sprekk/åpning (sprekkemateriale)	Innlekasjenivå	Typisk Lugeonverdi
Åpne kanaler	Høy	50-100
Store sprekker, < 1 cm åpning (grov grus)	Medium	15 - 50
Middels store sprekker, 0,3 - 1 cm (grus)	Moderat	5 - 15
Små sprekker, 0,01 - 0,1 cm (grov- middels sand)	Lav	1 - 5
Svært små sprekker > 0,01 cm (fin-/mellomsand)	Veldig lav	< 1

Korrelasjonen mellom Lugeonverdiene og den faktiske innlekkasjen er ikke alltid like god. Et eksempel på det er vist i figur 14 hvor Lugeonverdier fra Karmsund gasstunnel er sammenlignet med den egentlige vanninnstrømning under selve drivingen. Lugeonverdien ved start av det 348 m lange borhullet viser at vanninnstrømningen skal være middels, mens det under drivingen ble registrert en høy vanninnstrømning på 300 l/min. Lugeonverdien ble videre målt til å være middels (sirkel nummer to fra høyre i figur 14), mens det under driving ikke ble registrert vanninnstrømning, kun en svakhetszone (Nilsen, 2012).



Figur 14. Lugeon-verdier i et borhull kontra faktisk vanninnstrømning under tunneldriving (Nilsen, 2012).

Under boring dannes det borekaks/-slam som kan tette de vannførende sprekke/kanalene i borhullet. I tillegg blir det utført støpninger/injeksjoner for å beholde stabiliteten og unngå ras. Vanntapmålingene i Romsdalsfjorden er også utført med boreslam/borevæske for å ta vare på stabiliteten i borhullet, noe som ikke er vanlig prosedyre. Alle disse faktorene kan betraktes som feilkilder, og gjør de målte verdiene usikre med hensyn på hvor representative de er for bergmassen (Åndal, 2018a).

4.3.2 Logging av kjerneprøvene

Hver meter kjerneprøve som har blitt tatt ut har blitt logget og fotografert. Under logging av kjernene blir Q-systemet benyttet, i tillegg til at bergartstype og andre merknader blir notert. Q-verdien er basert på ligning 1 som med seks parametere angir bergmassekvaliteten. Verdien gir et bestemt stabilitetsforhold som vil kreve et bestemt sikringsomfang. En høy verdi indikerer god stabilitet og tilsier minimal sikring, mens en lav verdi betyr dårlig stabilitet og tung sikring. Metoden er basert på analyser fra eksisterende tunneler/bergrom hvor Q-verdien og utført sikring har blitt dokumentert (NGI, 2015).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

De seks parameterne er:

RQD = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)

J_n = Tall for sprekkesett

J_r = Sprekkeruhetstall

J_a = Tall for sprekkefylling

J_w = Sprekkevannstall

SRF = Spenningsfaktor (Stress Reduction Factor)

(NGI, 2015)

Parameterne i ligning 1 blir bestemt ut fra geologisk kartlegging med tabeller som gir en numerisk verdi ut fra situasjonen, se vedlegg E. De tre leddene i ligningen er faktorer som beskriver stabiliteten i bergmassen.

RQD/J_n = Oppsprekningsgrad (blokkstørrelse)

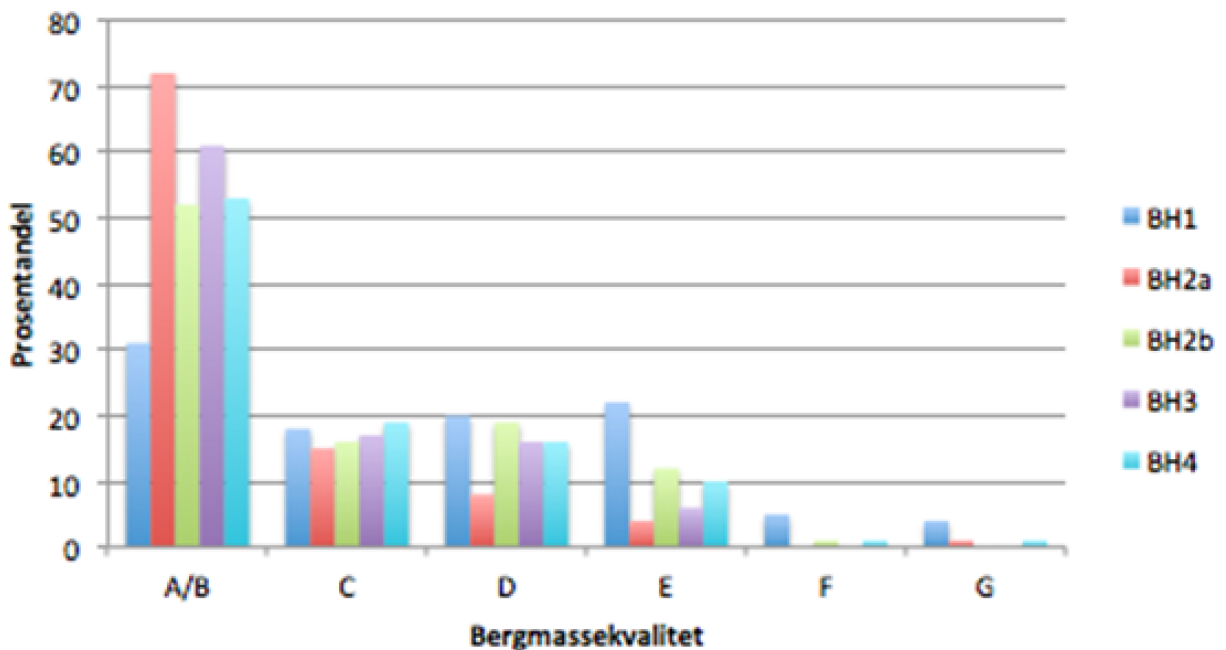
J_r/J_a = Bergmassens minimale skjærfasthet

J_w/SRF = Opptredende spenning

(NGI, 2015)

Når Q-verdien er beregnet kan en bestemme hvilket sikringstiltak det bør dimensjoneres til ved å benytte Q-diagrammet, se vedlegg F. Ved hjelp av Q-verdien, spennvidden på tunnelen og ERS (en faktor som benyttes for å gi sikkerhetskrav, ofte anbefalt i litteraturen er $ESR=1$) blir bergmasseklassen bestemt. Bergmasseklassene varierer fra G, eksepsjonelt dårlig, til A, ekstremt godt. Sikringsomfanget som blir anbefalt ut fra diagrammet må ses på som veiledende (NGI, 2015). Resultatet fra kjernelogging i prosjektområdet er fremstilt i figur 15.

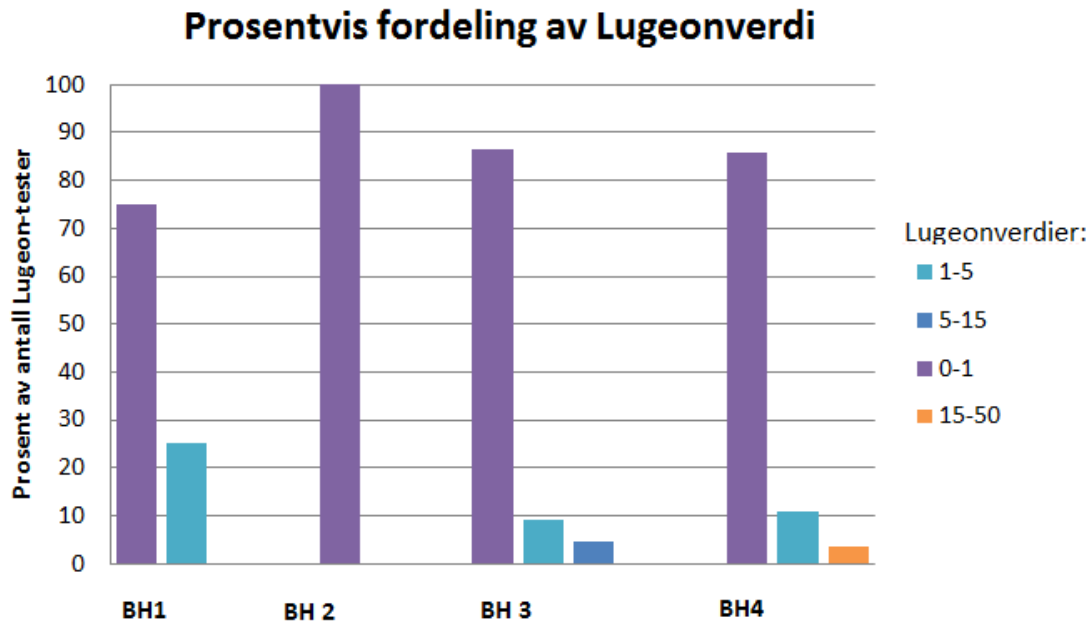
Sammenligning av bergmassekvalitet for borhull



Figur 15. Sammenligning av bergmassekvaliteten for borhullene i prosjektområdet. Verdiene er basert på Åndal (2018).

Bergmassekvaliteten til de ulike borhullene (BH1-BH4) er prosentvis fordelt. Av figur 15 kan en se at borhull 1 har dårligere bergmassekvalitet sammenlignet med de andre borhullene. Generelt kan en se at den største prosentandelen av kjerneloggingen har bergklasse A/B, og kun en veldig liten andel har de dårligste bergklassene F og G. Dette indikerer at bergmassen i prosjektområdet i stor grad er av god kvalitet. Lite kjernetap under boring indikerer også at bergmassen er av god kvalitet.

Resultat fra testing av Lugeonverdien er presentert i figur 16.



Figur 16. Prosentvis fordeling av Lugeonverdi for BH1, BH2, BH3 og BH4. Basert på tilsendte verdier for vanntapsmålinger fra Statens vegvesen, Region Midt.

Alle borhullene har størst andel av Lugeonverdier mellom 0-1, som i tabell 8 tilsier et lavt innlekkasjenivå. I BH4 er den høyeste Lugeonverdien målt til å være mellom 15-50, noe som tilsier et medium høyt innlekkasjenivå. Av figur 16 ser en at Lugeonverdiene generelt er lave i alle borhullene. Dette indikerer at sannsynligheten for vanninnstrømning er relativt liten i tunneltraséen, altså kan en forvente relativt tørre forhold. Lave verdier kan indikere at det er leire i sprekke. Dette er bra for innlekkasje, men kan på den andre siden være dårlig med tanke på stabiliteten da svelleleire kan forekomme. De lave Lugeonverdiene kan også skyldes de lange intervallene som utjevner toppene. Resultatene fra denne testen er som kjent noe usikkert i forhold til faktisk vanninnstrømning under driving, og dette bør tas til ettertanke.

4.4 Bergartsegenskaper

Bergartsegenskapene er en viktig faktor for å kunne estimere byggetid og kostnad i forbindelse med et tunnelprosjekt (SINTEF, 2015). I dette kapitlet er det gjort rede for borbarhetsegenskapene (DRI, BWI og CLI) og enaksiell trykkfasthet (UCS).

4.4.1 Borbarhet

I forbindelse med tunnelprosjektet har det blitt utført ulike laboratorietester for å bestemme bergartens borbarhet. Begrepet borbarhet baseres på en kombinasjon av det geologiske materialets styrke, oppsprekking i bergmassen og sprekkeretning i forhold til tunnelretning (Jakobsen et al., 2015). God borbarhet indikerer at det oppnås høy borsynk og lav slitasje på borhodet, som videre vil gi lave kostnader pr. produsert bormeter (Neby et al., u.å). Testene er utarbeidet av NTNU og SINTEF og brukes til å finne følgende indekser:

- *Drilling Rate Index (DRI)*: Beskriver hvor lett det er å bore i berget (boresynkindeks).
- *Bit Wear Index (BWI)*: Beskriver hvor ofte borhodet under konvensjonell driving blir slitt ned og må skiftes.
- *Cutter Life Index (CLI)*: Beskriver levetiden for kutteringene på TBMen.

Indeks-verdiene fra de ulike testene blir klassifisert og rangert etter standardverdier fra ekstremt høye til ekstremt lave, se tabell 9.

Tabell 9. Klassifisering av borbarhetsindeksene DRI, BWI og CLI (Dahl, 2003).

Kategori	DRI	BWI	CLI
Ekstremt lav	≤ 25	≤ 10	< 5
Meget lav	26 - 32	11 - 20	5.0 - 5.9
Lav	33 - 42	21 - 30	6.0 - 7.9
Middels	43 - 57	31 - 44	8.0 - 14.9
Høy	58 - 69	45 - 55	15.0 - 34
Meget høy	70 - 82	56 - 69	35 - 74
Ekstremt høy	≥ 83	≥ 70	≥ 75

Lav DRI-verdi indikere at det er lett å bore i berget (høy inndrift), mens det for høye verdier vil være vanskeligere. En høy BWI-verdi vil gi en indikasjon på at borhodet under konvensjonell driving må skiftes ofte. Derimot vil en høy CLI-verdi si at levetiden til kutterne på TBM er lang, og at de ikke trengs å skiftes like ofte (Dahl, 2003).

Bergartsprøven må testes for flere ulike verdier i laboratoriet for å finne de ulike borbarhetsindeksene. Disse verdiene er:

- Siverts J verdi S_j

- Sprøhetsverdi S₂₀
- Sliteverdi AV
- Sliteverdi mot stål AVS

(Dahl, 2003)

Sliteverdien AV måler sliteevnen til et gitt materiale ved bruk av en tungsten karbid. Dette skal tilsvare materialet på borhodet for konvensjonell driving. For sliteverdien AVS måles sliteevnen til stålmaterialet som brukes i kutterne på en TBM.

Sammenheng mellom DRI og BWI er vist i vedlegg G. CLI bestemmes ved hjelp av ligning 2 med verdiene AVS og S_j innsatt (Dahl, 2003):

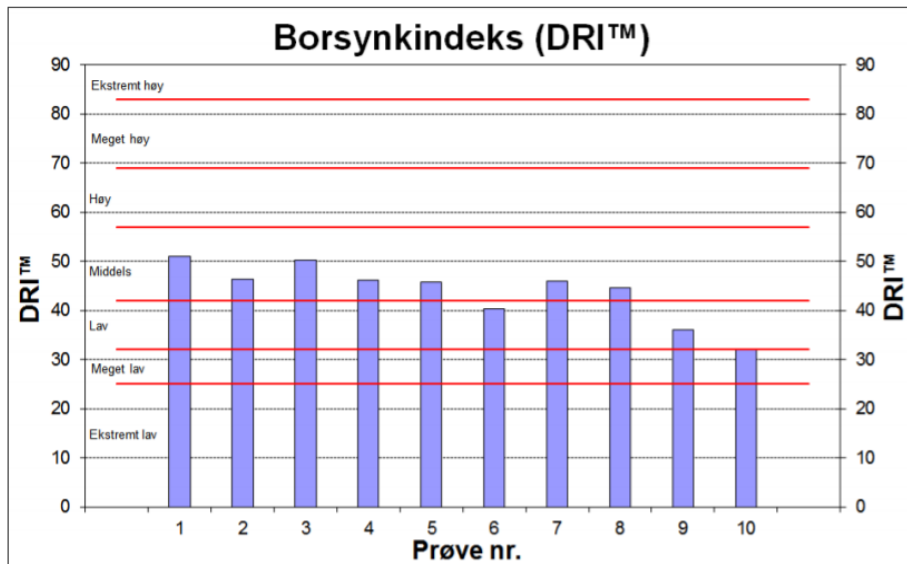
$$CLI = 13,84 \times \left(\frac{S_j}{AVS} \right)^{0.3847} \quad (2)$$

For en nærmere metodebeskrivelse for bestemmelse av de ulike verdiene i laboratoriet som er gitt ovenfor kan det anbefales å lese *Hard Rock Tunnel Boring - vol. 8 of 10 - Drillability Test Method*, Bruland (1998b).

I forbindelse med tunnelprosjektet under Romsdalsfjorden har SINTEF utført borbarhetstester i tidsrommet august til september 2016 for å bestemme DRI, BWI og CLI. Det er gjort testing på ti ulike prøver fra områdene Tautra, Heggdal og Vik. De fleste kjerneprøvene er tatt fra Tautra (Haugen, 2016). Videre følger resultatene fra testene.

DRI

Resultatene fra DRI-testene er fremstilt i figur 17 for de ulike prøvene (1-10) i prosjektområdet.

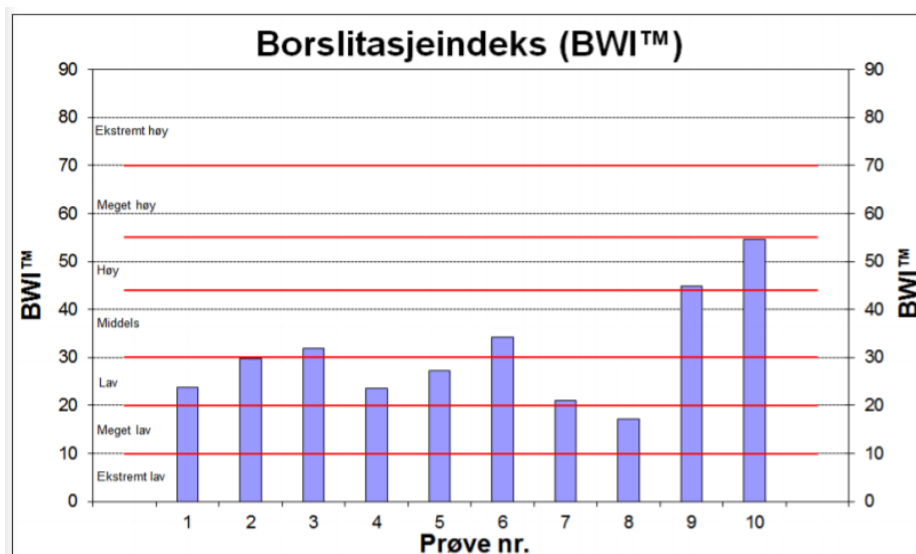


Figur 17. En grafisk fremstilling av resultatene av DRI for de ulike kjerneprøvene (Haugen, 2016).

Ved å sammenligne tall fra figur 17 og tabell 9 kan en se at DRI-verdien i gjennomsnitt ligger mellom lav til middels. Dette indikerer at det er relativt lett å bore i bergmassen, og borbarheten er god.

BWI

Resultatet for BWI er fremstilt i figur 18 for de ulike kjerneprøvene (1-10) i prosjektområdet.

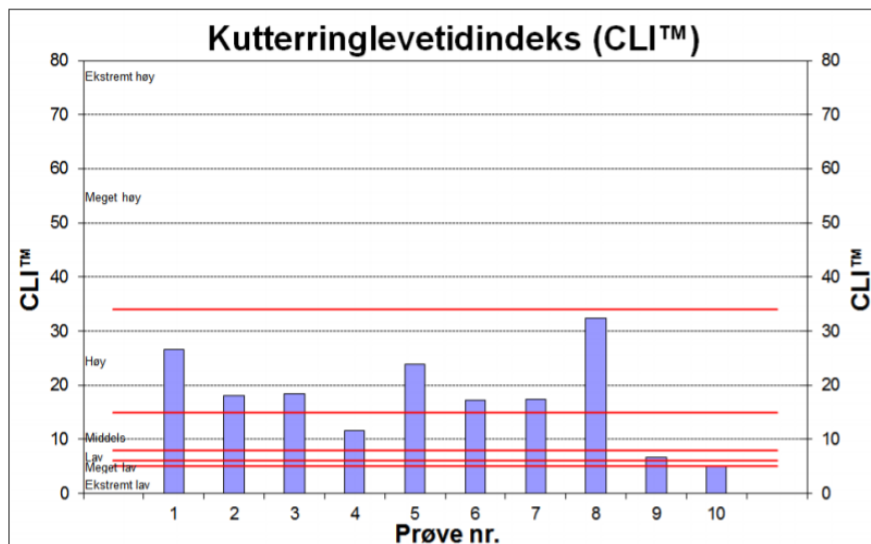


Figur 18. Grafisk fremstilling av resultatene for BWI (Haugen, 2016).

Resultatene fra figur 18 viser at BWI-verdiene er lav til middels høye ut fra tabell 9. Dette indikerer at borhodet under konvensjonell driving ikke trenger å skiftes så ofte, noe som vil virke positivt for byggetid og kostnader.

CLI

Resultatene fra beregningen av CLI-verdiene er fremstilt i figur 19 og baserer seg på de samme kjerneprøvene som for de andre testene.



Figur 19. Grafisk fremstilling av resultatene for CLI (Haugen, 2016).

Ut fra figur 19 ligger den gjennomsnittlige CLI-verdien mot høy ved å gå ut i fra tabell 9. Dette indikerer lang levetid på kuterringene til en TBM, noe som igjen vil gi en positiv innvirkning på byggetid og kostnader.

4.4.2 Enaksiell trykkfasthet (UCS)

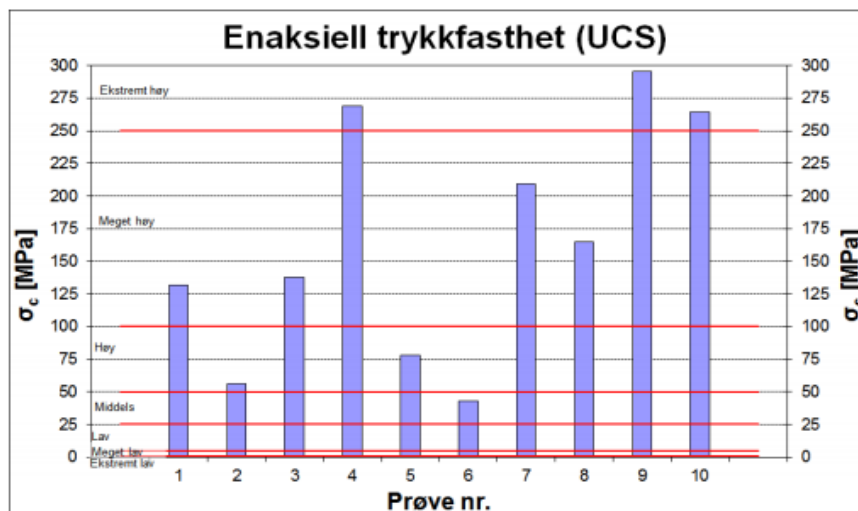
Denne testen måler enaksiell trykkfasthet, som vil si styrken til bergarten. UCS-tester har blitt utført på intakte kjerneprøver fra de samme 10 lokasjonene som for prøvene som har blitt testet for DRI, BWI og CLI. I standarden er det gitt at kjerneprøven skal ha et høydediameterforhold på 2,5-3,0 og at diameteren på kjernen bør være rundt 54 mm. I tabell 10 kan man få en oversikt over hvordan UCS klassifiseres ut fra standarden (ISRM, 1979).

Tabell 10. Klassifisering av enaksiell trykkfasthet i henhold til standarden (ISRM, 1978).

Kategori	Enaksiell trykkfasthet (UCS) [MPa]
Ekstremt lav	0,25 - 1
Meget lav	1 - 5
Lav	5 - 25
Middels	25 - 50
Høy	50 - 100
Meget høy	100 - 250
Ekstremt høy	>250

Testen utføres ved å påføre en økende jevn spenning på kjerneprøven helt til den går i brudd, og den høyeste spenningen som prøven motsto registreres som enaksiell trykkfasthet. Testen kan videre gi informasjon om bruddvinkelen, E-modul og Poissons forholdstall, men dette er ikke gjort rede for nærmere i denne oppgaven.

For best resultat er det blitt testet flere kjerneprøver fra hver lokasjon, for så å finne gjennomsnittet med et standardavvik. I figur 20 er den gjennomsnittlige enaksielle trykkfastheten gitt fra de ulike borhullene 1 til 10.



Figur 20. Grafisk fremstilling av det gjennomsnittlige resultatet av enaksiell trykkfasthet (Haugen, 2016).

Figur 20 viser at de fleste prøvene har en UCS-verdi som ligger over 100 MPa, som vil si at bergmassen har meget høy enaksial trykkfasthet. Disse resultatene viser igjen at store deler av bergmassen er av god kvalitet.

4.5 Mekanisk bergmassekvalitet

I prosjektområdet har det blitt utført flere tester for å undersøke bergmassens mekaniske kvalitet, det vil si materialets motstand mot nedknusing og nedsliting. I denne oppgaven er resultatene begrenset til tre kjerneprøver, hvor én er hentet fra Heggdal og to fra forskjellige steder på Tautra. Undersøkelsene er gjort av Statens vegvesen med den hensikt å finne ut om bergmassen kan anvendes til lokale råvarer i byggefasen (Åndal, 2016). Videre i kapittelet følger en beskrivelse og resultater av testene Los Angeles, flisighetsindeks og micro-Deval. I kapittel 10 er anvendelse av massene beskrevet nærmere.

4.5.1 Los Angeles

Los Angeles (LA) er en verdi som uttrykker prøvematerialets motstandsevne mot nedknusing i form av slagpåkjenninger. Formålet er å finne ut om materialet er egnet til vegtilslag (Aasly et al., 2017). Det ble i denne testen brukt fraksjoner i størrelsesorden 10-14 mm, og resultatet kan ses i tabell 11. For nærmere beskrivelse av hvordan testen skal utføres er det anbefalt å lese *Laboratorieundersøkelser, Håndbok R210* av Statens vegvesen (2014a).

Tabell 11. Analyseresultatene fra Los Angeles metoden fra de tre ulike lokasjonene (Åndal, 2016).

Prøve	Los Angeles verdi (LA)
Heggdal (BH-1)	17
Tautra (BH-2, 164-168 m)	17
Tautra (BH-2, 490-530 m)	15

Resultatet viser at LA-verdiene er innenfor kravet mindre eller lik 35, som er satt i *Håndbok N200* (Statens vegvesen, 2014b). Det vil si at materialet som er testet har en mekanisk egenskap som tilfredsstiller kravene til å bli anvendt som tilslag i bære- og forsterkningslaget i vegen for alle trafikkgrupper.

4.5.2 Flisighetsindeks

En flisighetstest i laboratoriet vil gi en indikasjon på materialets kornform. Flisig kornform gir ofte dårligere mekaniske egenskaper, og derfor er det ønskelig at det knuste materialet er mest mulig kubisk (Aasly et al., 2017). Materialet som skal testes må være mindre enn 80 mm og større enn 4 mm før prøven siktes på platesikter med kvadratiske åpninger for å dele inn fraksjonene. Videre vil hver fraksjon bli siktet til en korresponderende stavsikt.

Flisighetsindeksen kan videre beregnes ut fra sum av prosent gjennomgang på stavsikten som prosentandel av hele prøvens masse.

Resultatene for testen av flisighetsindeksen for Romsdalsfjorden kan ses i tabell 12. For mer informasjonen om denne laboratorietesten henvises det til *Håndbok R210*

Laboratorieundersøkelser (Statens vegvesen, 2014a).

Tabell 12. Analyseresultatene fra flisighetstesten for de tre lokasjonene (Åndal, 2016).

Prøve	Flisighetsindeks (FI)
Heggdal (BH-1, 1031-1140 m)	9
Tautra (BH-2, 164-168 m)	17
Tautra (BH-2, 490-530 m)	19

Flisighetsindeksen for de tre lokasjonene indikerer at materialet har gode egenskaper til å være tilslag i veg som bære- og forsterkningslag.

4.5.3 Micro-Deval

Micro-Deval metoden tester tilslagsmaterialets evne til å motstå slitasje i vegfundamentet. Testen utføres på fraksjoner i størrelsesorden 10-14 mm som blir plassert i en trommel med stålkuler. Etter tromlingen blir materialet vasket før det tørkes i varmeskap til det har oppnådd konstant vekt. Micro-Deval koeffisienten blir så beregnet som det prosentvise innholdet av materialet som er mindre enn 2,0 mm etter tromlingen. En lav verdi vil indikerer et slitesterkt materiale (Statens vegvesen, 2014a). Resultatene fra micro-Deval for prøvene hentet ut fra prosjektområdet er gitt i tabell 13.

Tabell 13. Analyseresultater fra micro-Deval for de tre lokasjonene (Åndal, 2016).

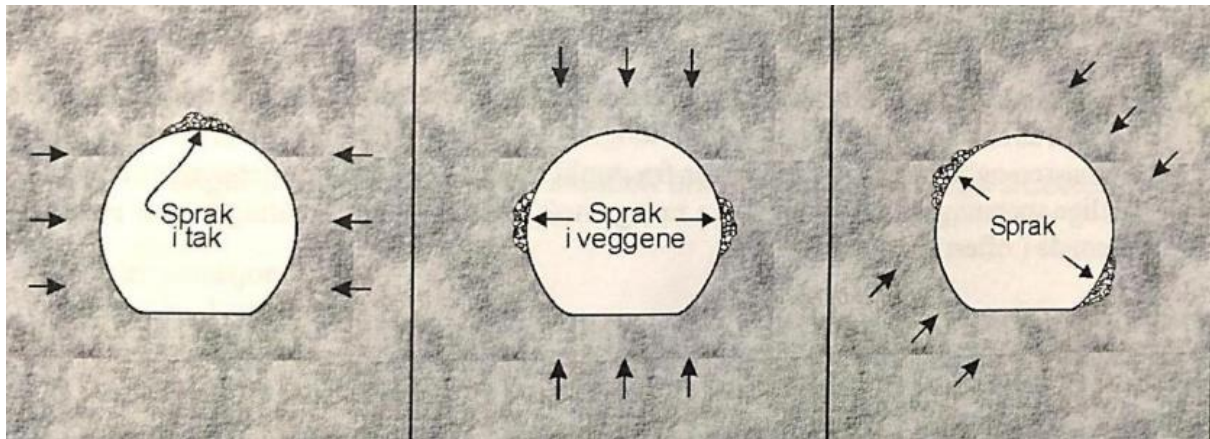
Prøve	Micro-Deval-koeffisient (M_{DE})
Heggdal (BH-1)	8
Tautra (BH-2, 124-168 m)	9
Tautra (BH-2, 490-530 m)	10

Micro-Deval-koeffisienten er relativt lav for alle de tre prøvene som ble testet. Materialet har derfor gode egenskaper for å bli anvendt som tilslag i bære- og forsterkningslaget for vegprosjektet.

4.6 Bergspenningsforhold

Bergspenningsforhold er en viktig parameter å ha kunnskap om når det skal drives en tunnel. Dette for å få en oversikt over eksisterende spenninger i berget, og hvordan spenninger som vil oppstå rundt bergrommet. Videre kan dette være med på å bestemme utformingen til bergrommet og eventuelle sikringstiltak (Nilsen og Broch, 2012). Det er vanskeligere å foreta bergspenningsmålinger på en god måte ved prosjektering av undersjøiske tunneler sammenlignet med tunneler på land (Myrvang, 2016). For dette prosjektet har det blitt samlet inn bergspenninger fra tidligere målinger fra nærliggende prosjekter. I tillegg er hydraulisk splitting benyttet i noen områder.

De prekambriske grunnfjellsbergartene på Vestlandet og i Trøndelag er kjent for å skille seg ut med høye horisontalspenninger (Myrvang, 2001). For mange tilfeller vil den største horisontalspenningen være høyere enn vertikalspenningen. I slike tilfeller har det vist seg at høye horisontalspenninger kan skape problemer i forbindelse med tunneldriving (Myrvang, 2016), dette i form av spraking eller bergslag i tunnelheng eller på selve stoffen. Figur 21 viser hvor i tunneltverrsnittet spraking vil oppstå i forhold til orienteringen til største hovedspenning (Myrvang, 2001).



Figur 21. Spraking/bergslag ut fra orienteringen til største hovedspenning (Myrvang, 2001).

Sprak og bergslag krever kostbar bergsikring under driving og på permanent basis. Moderat høye horisontale spenninger kan være positivt da det gir en god innspenning i berget i selve hengen (Myrvang, 2016). Lave eller negative bergspenninger vil kunne føre til dårlig innspenning/sammenklemming. Dette kan videre føre til ras eller strekk i tunnelen.

Fra lokasjoner i området rundt prosjektet viser målingene moderat til middels høye horisontalspenninger. Målingene er hentet fra 6 lokasjoner hvor fem tilhører underjordsgruver og en er fra kraftverk. Ingen av lokalitetene har registrert spraking av betydning. For mer informasjon om verdiene til de eksisterende dataene om spenningene henvises det til Myrvang (2016).

SINTEF Byggforsk har utført hydraulisk splitting i retningsstyrte borhull, BH01 ved Heggdal og BH04 ved Vestnes, se figur 22. Målingene er gjort for å få informasjon om in-situ spenningstilstanden i prosjektområdet (Larsen og Hagen, 2018; Larsen og Hagen 2017). Metoden går ut på å trykksette en avstengt seksjon av et borhull, deretter øke vanntrykket til borhullsveggen sprekker opp og en ny sprekk utvikler seg i bergmassen. Vanntilførselen stenges av etter at sprekken har fått utviklet seg over en viss tid, og trykket reduseres. Ved et visst trykknivå vil spenningene normalt på sprekkeplanet lukke sprekken. For at metoden skal bli riktig må målehullet orienteres parallelt med en av hovedspenningsretningene i bergmassen, og spenningen som måles må stå tilnærmet normalt på målehullet.



Figur 22. Lokalitet for spenningsmålingene hvor det er utført hydraulisk splitting (Larsen og Hagen, 2018; Larsen og Hagen, 2017).

For BH01 ble det utført 8 vellykkede splittings av intakt berg, mens det for BH04 var 7 vellykkede splittings. Ved disse testene ble minste- (og største) hovedspenning bestemt ut fra ligningene 3 og 4:

$$\sigma_1 = 3P_{isi} - P_{re} - P_0 \quad (3)$$

$$\sigma_3 = P_{isi} \quad (4)$$

Hvor:

σ_1 = største spenning

σ_3 = minste spenning

P_{isi} = lukketrykk (instantaneous shutin pressure)

P_{re} = gjenåpningstrykk

P_0 = poretrykk

De komplette resultatene fra hydraulisk splitting fra de to borhullene er gitt i to tabeller i vedlegg H. Resultatene fra minste målte lukketrykk fra hydraulisk splitting er gitt i tabell 14.

Tabell 14. Resultater fra minste målte lukketrykk fra hydraulisk splitting utført i prosjektområdet (Larsen og Hagen 2018; Larsen og Hagen 2017).

Borhull	Minste hovedspenning [MPa]	Vertikal dybde [m]
BH01	2,9	278,3
BH04	2,1	203,5

Disse hovedspenningene vil gi relativt gode innspenninger. Minste vertikal- og horisontalspenning kan fra disse resultatene regnes ut. For å finne største hovedspenning må triaksialtest utføres. I prosjektområdet er det stor overdekning (ca. 700 m) over tunneltraséen under Otrøya. Dette vil trolig gi høye spenninger som videre kan gi spraking under drivingen.

4.7 Samlet vurdering av de geologiske forholdene

Ingeniørgeologisk kartlegging viser at berggrunnen i prosjektområdet består av bergarter fra grunnfjellet og det kaledonske skyvedekket. Området er dominert av en rekke antiformer og synformer der de kaledonske skyvedekkene har blitt foldet sammen med grunnfjellet. Det er blitt utført geofysiske undersøkelser i form av seismikk, tomografi og magnetiske målinger. Resultatet fra utført seismikk viser at omtrent 60-70% av tunnelen går gjennom god bergmassekvalitet, mens 12-16% går gjennom dårlig. Magnetiske målinger viser at tunneltraséen vil gå gjennom en rekke parallelle svakhetssoner og forkastninger, de fleste mellom Tautra og Otrøya. Det er spesielt en 100 meter lang sone med hastighet på 2600 m/s som kan gi utfordringer under drivingen av tunnelen. Kjernelogging fra fire borhull har gitt et bedre resultat enn ventet, spesielt i området mellom Tautra og Otrøya der de geofysiske undersøkelsene indikerer at bergmassen er av dårligere kvalitet. Det har vært lite kjernetap og kun en liten prosentandel av kjerneprøvene har blitt klassifisert i bergmasseklasse F og G. De målte Lugeonverdiene er lave, noe som indikerer liten vanninnstrømning. Dette resultatet er noe usikkert, da det har vist seg at testen ikke alltid viser korrekt faktisk vanninnstrømning under driving.

Bergartsegenskapene er generelt bra og resultat fra testing viser at borbarheten er god, borhodet trenger ikke skiftes ofte og levetiden er lang for kuterringene. Den enaksielle trykkfastheten er høy, noe som indikerer at bergmassen er av god kvalitet. Det er blitt utført testing av den mekaniske bergmassekvaliteten, og resultatet viser at bergmassen i stor grad kan anvendes som tilslagsmateriale i veg.

Målinger av bergspenninger i nærliggende områder viser middels høye horisontalspenninger. Resultatet fra hydraulisk splitting i BH01 og BH04 viser at hovedspenningene vil gi relativt god innspenning i berget. Høy overdekning under Otrøya kan gi spraking under driving.

Oppsummert viser resultatene fra forundersøkelsene en relativt god geologi i prosjektområdet, og det kan antas at den er godt egnet til tunneldriving for TBM og konvensjonell boring og sprengning. Det vil likevel alltid være en viss usikkerhet knyttet til geologien i tunneltraséen, mer om dette i kapittel 6.

5 Beskrivelse av drivemetodene

Det er ikke endelig bestemt hvilken drivemethode som skal benyttes for de to tunnellopene under Romsdalsfjorden. Valget står mellom TBM og konvensjonell driving. En kombinasjon av drivemetodene vil også være svært aktuelt for kryssing under Romsdalsfjorden. Dette vil bli beskrevet nærmere i kapittel 13. Videre i kapittelet er de to alternative metodene beskrevet i korte hovedtrekk, mens det i prosjektoppgaven er gjort en mer detaljert beskrivelse av TBM og konvensjonell driving.

5.1 Driving med TBM

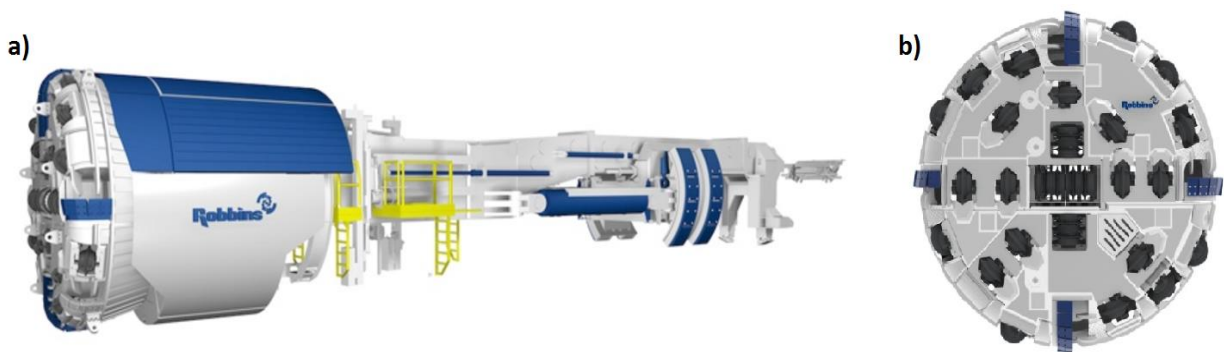
Et alternativ er å drive begge tunnellopene under Romsdalsfjorden med TBM. Teknologien innenfor TBM har hatt en stor utvikling fra de første maskinene ble tatt i bruk tidlig på 1800-tallet (Maidl et al., 2008). I Norge ble drivemetoden i første omgang benyttet under tunnelbygging i kraftbransjen, men de siste årene har metoden også blitt benyttet i store samferdselsprosjekter (Jakobsen et al., 2015).

Prinsippet med å benytte seg av fullprofilboring er at det i en operasjon drives ut et helt tunneltverrsnitt. En tunnelboremaskin består i all hovedsak av et borhode med borverktøy, en maskinkropp og et matekraftsystem. For den utborede bergmassen skal bli lastet opp og fjernet må TBMen ha en bakrigg. Et viktig aspekt ved driving med TBM er at inndriften og kostnadene i større grad er følsom til grunnforholdene (Bruland, 2013). For mer detaljert lesing om hvordan TBM fungerer henvises det til *Kort innføring i bruk av TBM* av Jakobsen et al. (2015).

Det finnes flere typer TBMer, og de er laget for å passe ulike grunnforhold enten det er løsmasse eller berg. Ettersom tunnelene under Romsdalsfjorden vil gå i berg er det gitt en kort beskrivelse av de mest vanlige TBMe som egner seg i berg, før det blir gjort en vurdering av hvilken maskin som er best egnet for prosjektet. For hard bergmasse som er lite oppsprukket er det åpen TBM som er best egnet. Hvis bergmassen er av dårlig kvalitet brukes en enkeltskjoldmaskin, og for bergmasse med varierende kvalitet benyttes en dobbeltskjoldmaskin (Jakobsen og Arntsen, 2014).

Åpen TBM

Åpen TBM blir i litteraturen også omtalt som gripper-TBM. Denne TBMen kjennetegnes ved at den ikke har noen omsluttende skjold, men ligger i stedet åpen i selve bergmassen, se figur 23 (Jakobsen og Arntsen, 2014). Fremdriften til denne maskinen er et resultat av at gripperne spenner fra mot bergmassen (tunnelveggen). Derfor er det en forutsetning at berget må være av god kvalitet. Maskinen kan også brukes med dårligere bergkvalitet, men det må da utføres forinjeksjon og forbolting. Stabiliteten til bergmassen må også være tilstrekkelig slik at det kan installeres konvensjonell bergsikring (bolter, sprøytebetong eller fullutstøpning) (Jakobsen et al., 2015).



Figur 23. a) En åpen TBM, med borhode og bakrigg og b) er et borhode med kuttere. (Robbins, u.å.a).

En åpen TBM kan drive gjennom svakhetssoner, men da er forutsetningen at sonen er kjent på forhånd. Før driving gjennom en svakhetszone vil det foran stoff utføres forinjeksjon og forbolter for å konsolidere bergmassen (Jakobsen et al., 2015).

Enkeltskjold-TBM

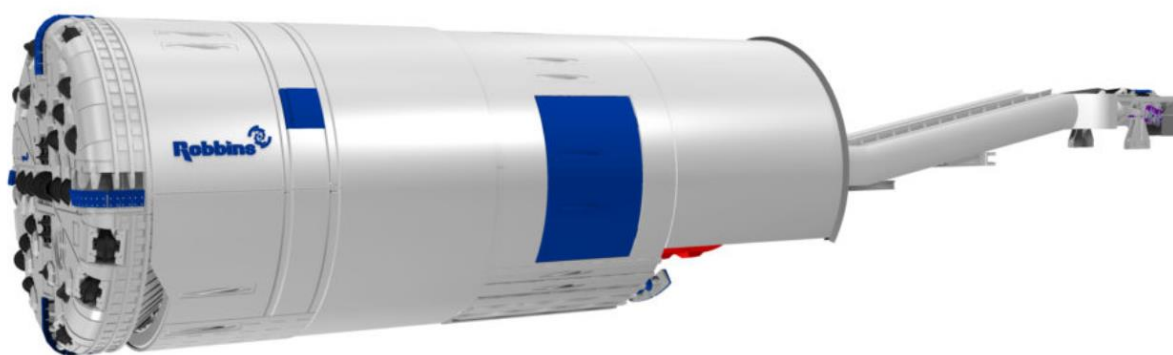
For enkeltskjold-TBM er det et stålskjold som beskytter TBMen og skal hindre at ustabile bergmasser faller ned i tunnelen under driving før bergsikringen er installert, figur 24. Maskinen brukes i oppsprukket bergmasse hvor betongelementer benyttes langs hele tunneltraséen. Fremmingen for enkeltskjold-TBM skjer ved at hydrauliske sylindrer trykkes mot betongelementene. Dette gjør at utføringen av boring og installering av sikring skjer i to separate prosesser (Jakobsen og Arntsen, 2014).



Figur 24. Enkeltskjold-TBM (Robbins, u.å.b).

Dobbeltskjold-TBM

En dobbeltskjold-TBM er i motsetning til en enkeltskjold-TBM beskyttet av et leddet stålskjold. Selve skjoldet er et teleskopskjold, og består av et fremre og et bakre skjold, se figur 25. Dette gjør det mulig å utføre boring samtidig som det monteres betongelementer i det bakre skjoldet (Jakobsen og Arntsen, 2014). Denne TBMen har en høyere anskaffelskostnad enn for de andre type maskinene (Beitnes, 2016).



Figur 25. Dobbeltskjold-TBM (Robbins, u.å.c).

En av fordelene til en dobbeltskjold-TBM er at den kan operere i flere moduser avhengig av kvaliteten til berggrunnen. I svake bergmasser som ikke tåler trykket fra gripperne ved fremmating, vil maskinen fungere som en enkeltskjold-TBM. For bergmasse med lav til moderat oppsprekking kan betongelementene monteres samtidig som boringen pågår. Dobbeltskjold-TBMen kan også fungere som en åpen TBM i de områdene hvor det er bergmasse av god kvalitet og som ikke trenger sikring (Jakobsen et al., 2015).

Vurdering av egnede TBMer for kryssing under Romsdalsfjorden

Det er delte oppfatninger om hvilken TBM som er best egnet for kryssing under Romsdalsfjorden. Bergmassen langs tunneltraséen under Romsdalsfjorden er av relativt god kvalitet, med unntak av enkelte svakhetssoner, se kapittel 4. En kan derfor anta at enkeltskjold-TBM ikke vil være nødvendig. I stedet kan både åpen TBM og dobbeltskjold-TBM være aktuelt for driving av tunnellopene. Med en åpen TBM vil geologien være mer synlig og tilgjengelig for kontinuerlig kartlegging sammenlignet med dobbeltskjold-TBM. Forinjeksjon vil være mulig for begge maskinene, men vil trolig være mer fleksibelt med en åpen TBM. Ved bruk av dobbeltskjold-TBM reduseres risikoen for langvarig stans i forbindelse med uønskede hendelser i rasutsatte soner. Dette fordi maskinen kan bygge et sterkt skjold med betongelementer. En åpen TBM er i større grad avhengig av god bergmasse for å få fremdrift, da gripperene må få godt grep i bergmassen for å skyve TBMen fremover (Jakobsen et al., 2015). En tunnel drevet med dobbeltskjold-TBM krever større tverrsnitt enn en tunnel drevet med åpen TBM. Dette på grunn av de tykke betongelementene som skal monteres.

Valg av type TBM for Romsdalsfjorden står derfor mellom åpen TBM eller dobbeltskjold-TBM.

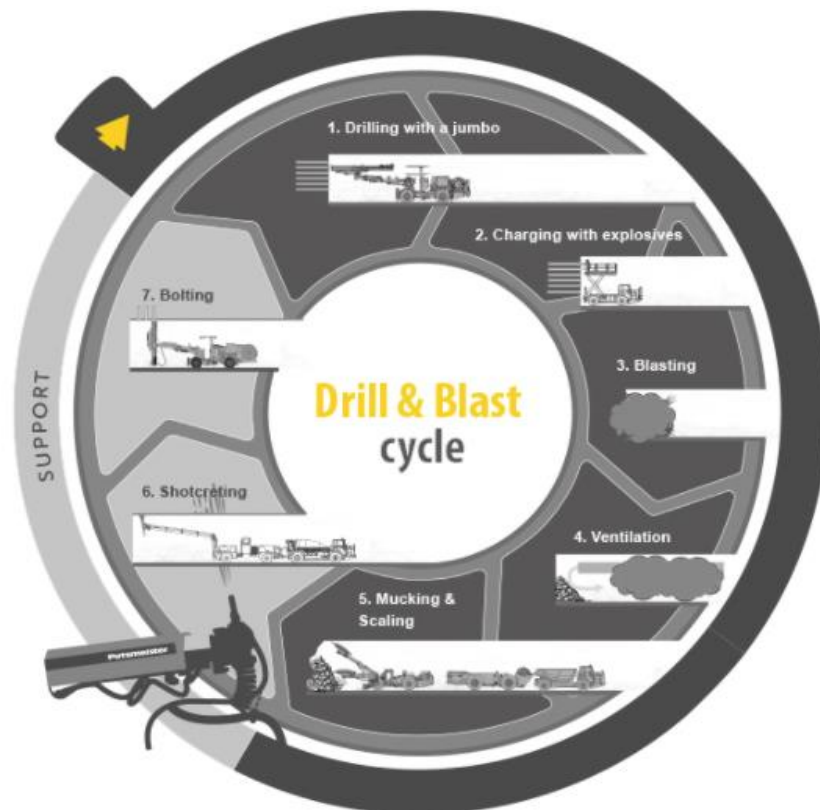
5.2 Konvensjonell driving

Et annet alternativ er å drive tunnelene under Romsdalsfjorden med konvensjonell boring og sprengning. Konvensjonell driving har vært den dominerende drivemetoden i Norge, og har i likhet med driving med TBM hatt en teknologisk utvikling (Grendal et al., 2014). For konvensjonell driving er det forskjellige arbeidsoperasjoner som blir utført på stoff for å oppnå ønsket kontur og inndrift. Arbeidsoperasjonene kan ses på som en syklisk prosess. For å få det ønskede resultatet benyttes en sprengningsplan, som inneholder en borplan, ladeplan og tennplan. Ved å benytte seg av en slik sprengningsplan vil man få et bedre samvirke mellom borhullene, og ønsket fragmenteringsgrad og kvalitet på konturen kan oppnås. De typiske arbeidsoperasjonene som blir utført på stoff kan deles inn i følgende, se figur 26 for illustrasjon:

- *Forinjeksjon*: Utføres foran stoff for å redusere og tette mot innlekkasje i tunnelen, samt gi bedre bergmassekvalitet. Dette gjøres bare ved behov.

- *Boring og lading:* Lengden på borhullene og antall varierer med hensyn på bergmassekvaliteten og sprengbarheten. Hullene lades videre med sprengstoff før tennere kobles til.
- *Sprengning:* Salvene fyres av i intervaller for å unngå for store rystelser/vibrasjoner på overflaten.
- *Ventilasjon:* Etter at sprengningen er utført ventileres sprenggassene ut.
- *Utlasting og rensk:* De utsprengte massene lastes ut på dumpere/lastebiler/transportbånd for å enten anvende massene videre eller å bli deponert. Løst berg blir pigget ned ved maskinell og manuell rensk.
- *Sikring:* Sikringstiltak iverksettes med for eksempel bolter, sprøytebetong eller full utstøpning, men dette avhenger av bergmassekvaliteten.

(Grendal et al., 2014)

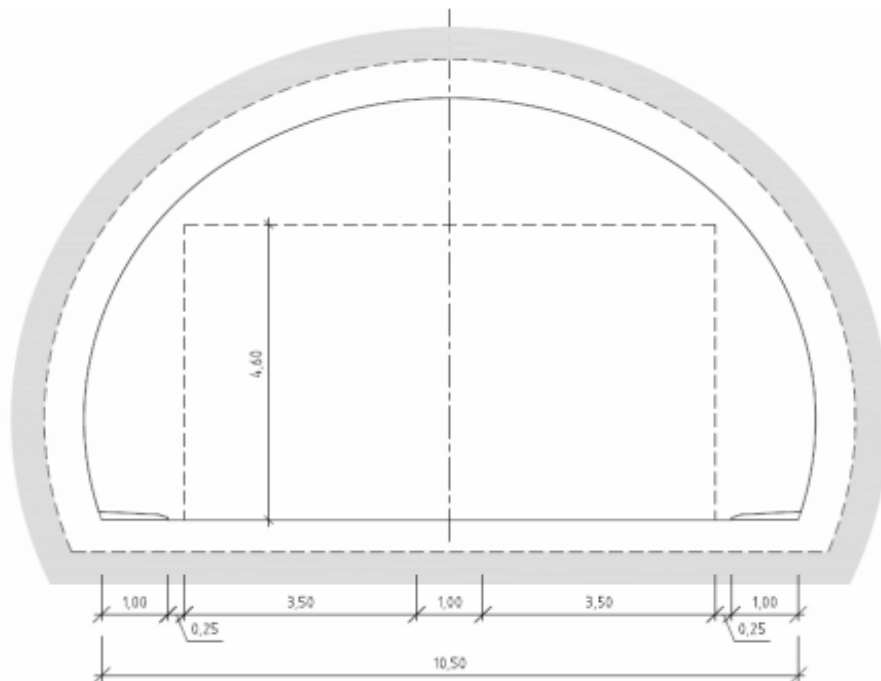


Figur 26. De sykliske arbeidsoperasjonene for konvensjonell driving (Putzmeister, u.å.).

Ved å ta hensyn til bergartens oppbygning og struktur, sprengstoffets yteevne i den aktuelle bergarten, tennmidler og intervalltider kan et optimalt resultat oppnås ved konvensjonell driving (Bruland, 2013).

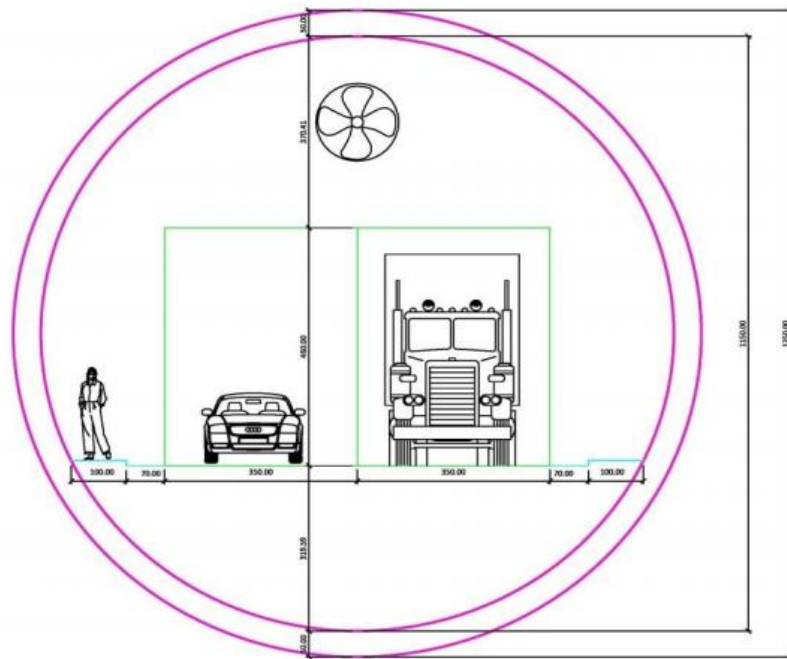
5.3 Forutsetninger for drivemetodene

Dagens krav til tunnelstørrelse og kjørebanebredde i vegtunneler er gitt *Håndbok N500* utgitt av Statens vegvesen (2016a). Kravene på tunnelens utforming baseres på ÅDT og tunnellengde. For å tilfredsstille kravene er det for de to tunnelløpene som skal krysse under Romsdalsfjorden antatt at de skal bygges etter tunnelprofil 2xT10,5. Figur 27 viser tunnelgeometrien for et profil som er konvensjonelt drevet (Jakobsen og Arntsen, 2016).



Figur 27. Tunnelgeometri for tunnelprofil T10,5 fra en konvensjonelt drevet tunnel (Jakobsen og Arntsen, 2014).

Hvis TBM blir benyttet som drivemethode vil utformingen på tunnelprofilet bli noe annerledes. Da driving med TBM lager et sirkulært tverrsnitt må diameteren på maskinen være minimum 12 meter for at kjørebane ved ferdigstillelse tilfredsstiller kravene til tunnelprofilet T10,5. Dette blant annet fordi det må bygges opp med masser fra bunnen av tunnelgulvet for å få en rett kjørebane. Figur 28 viser hvordan det sirkulære tverrsnittet i en TBM-tunnel er bygget opp med masser for å kunne få bred nok kjørebane. Profilet som vises i figuren har ikke korrekt størrelse, og er kun ment som en illustrasjon.



Figur 28. Tunnelgeometrien til en tunnel drevet med TBM og plassering av kjørebanelen i profilet (Jakobsen og Arntsen, 2014).

Ved å oppnå T10,5 som tunnelprofil må det for konvensjonell driving bli drevet ut et tverrsnitt på ca. 86 m² (Beitnes, 2016). For TBM med en diameter på 12 m vil en oppnå et åpent tverrsnitt på ca. 113 m².

Med tanke på byggetid og kostnader er det for begge metodene gunstig å effektivisere drivingen. Ifølge Beitnes (2016) vil det for TBM være mest gunstig å benytte seg av fire maskiner, mens det for konvensjonell driving bør drives fra seks tverrslag samtidig. På bakgrunn av vurdering for egnede TBMer i kapittel 5.1 og anbefaling av Beitnes (2016) er det videre i oppgaven forutsatt at åpen TBM blir benyttet for kryssing under Romsdalsfjorden.

I tillegg til de to hovedløpene består tunnelene, som nevnt i kapittel 3.2, av mange nisjer og tverrforbindelser. Uansett hvilket av de to drivemetode som blir valgt for driving av selve hovedtunnelløpene, vil nisjene og tverrforbindelsene bli drevet konvensjonelt. For å forenkle sammenligningen mellom de to drivemetodene vil det videre i oppgaven kun bli sett på driving av de to hovedløpene. Det vil likevel være viktig å ha i baktankene at nisjer og tverrforbindelser skal drives i tillegg til hovedløpene.

For å kunne utføre antagelser og beregninger videre i oppgaven er nøkkeldataen representert i tabell 15 tatt som utgangspunkt. Det er en usikkerhet rundt disse tallene ettersom prosjektet fortsatt er i planfasen.

Tabell 15. Nøkkeldata for de to drivemetodene for kryssing under Romsdalsfjorden.

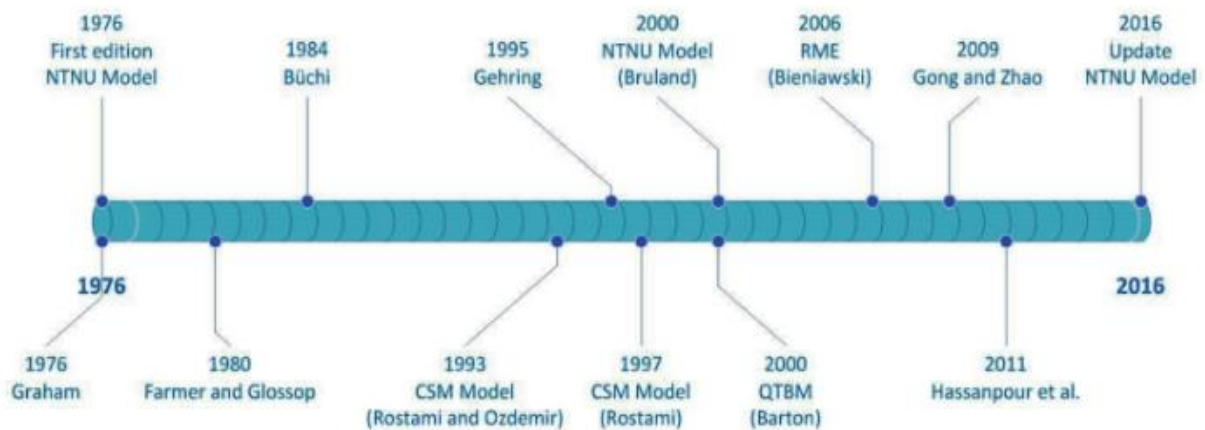
TBM driving	Konvensjonell driving
<ul style="list-style-type: none">- Åpen TBM- 4 maskiner- Diameter 12 m- Tverrsnittsareal 113 m²	<ul style="list-style-type: none">- Boring og sprengning- 6 tverrslag- Tverrsnittsareal 86 m²

6 Prognosemodeller

Det finnes flere typer prognosemodeller for tunneldrivning. Prognosemodeller skal være et verktøy som har som hovedhensikt å estimere inndrift og kostnader. En god prognosemodell vil ofte være med på å påvirke valg av drivemetode. I dette kapittelet vil den mest brukte prognosemodellen for hver av drivemetodene bli forklart i korte trekk.

6.1 Prognosemodell for TBM

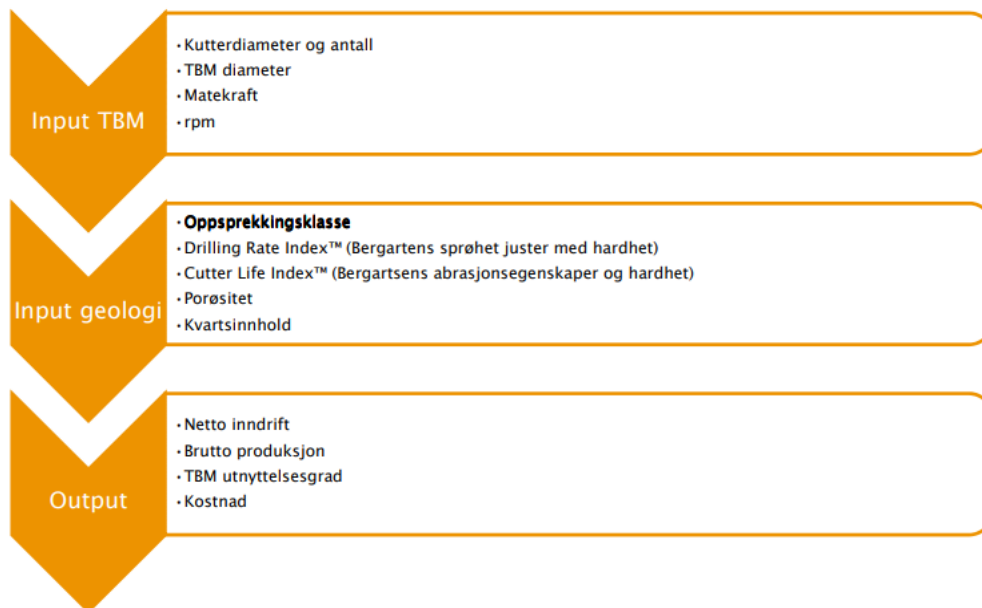
Prognosemodellene for TBM-tunneler estimerer ofte inndrift, kutterslitasje og kostnad. Flere modeller har blitt utviklet de siste tiårene, og figur 29 viser en tidslinje over de vanligste prognosemodellene som har blitt utviklet de siste 40 årene (Macias, 2016).



Figur 29. Tidslinje over de vanligste prognosemodellene siden 1970-tallet (Macias, 2016).

NTNU modellen er en av de mest brukte både i Norge og internasjonalt (Nilsen og Broch, 2012). Denne prognosemodellen er en empirisk modell som har som mål å estimere netto inndrift, kutterlevetid, brutto produksjon og kostnad. Modellen er basert på erfaringsdata fra mer enn 250 km tunnel i Norge. For at prognosen skal være mer pålitelig kombinerer den relevante materialtekniske egenskaper og maskinparametere, se figur 30. Den første utgaven av denne modellen ble presentert i 1976, og den siste oppdateringen kom i 2016. For å kunne benytte seg av en slik prognosemodell kreves det detaljerte forundersøkelser i felt, samt på

laboratoriet for å estimere bergmassen materialtekniske egenskaper (Jakobsen og Arntsen, 2014; Macias, 2016).



Figur 30. Viser de ulike inputparametre for TBM og geologi for NTNU modellen, samt hvilke outputparametre den utgir (Jakobsen og Bruland, 2015).

Det som skiller NTNUs prognosemodell fra de andre modellene er at den tar med bergmassens oppsprekningsklasse som en inputparameter. Oppsprekningsgraden er basert på den gjennomsnittlige sprekke- og/eller stikkavstand i bergmassen, se tabell 16. En tett oppsprekking vil øke inndriften, og lav oppsprekking vil gi liten inndrift (Jakobsen og Arntsen, 2014). Orienteringen til sprekke- og stikkene i forhold til tunnelaksen vil også ha betydning for inndriften (Jakobsen og Bruland, 2015).

Tabell 16. De ulike oppsprekkingsklassene og avstanden mellom svakhetsflater brukt i NTNUs prognosemodell (Jakobsen og Bruland, 2015).

Oppsprekkingsklasse (Sprekker/Stikk)	Midlere avstand mellom svakhetsflater, a_f [cm]	Intervall [cm]
O	∞	240 - ∞
O+	190	160 - 240
O-I	140	110-160
I-	90	60-110

I	40	37,5-60
I+	35	32,5-37,5
I-II	30	27,5-32,5
II-	25	22,5-27,5
II	20	17,5-22,5
II-III	15	12,5-17,5
III	10	8,75-12,5
III-IV	7,5	6,25-8,75
IV	5	4-6,25

Oppsprekkingsgraden er en spesielt viktig parameter for boring. 100 % av et TBM-tverrsnitt bores ut og en slik parameter vil derfor påvirke inndriften til drivemetoden. Svakheter ved en slik prognosemodell (gjelder alle typer) er at de er empirisk basert, sensitive for inputparametere og tar sjelden/ikke hensyn til TBM-operatør (Jakobsen og Bruland, 2015).

6.2 Prognosemodeller for konvensjonell driving

I Norge ble prognosemodellene for konvensjonell driving først utviklet ved Statskrefteverkene og Rasjonaliseringskontoret. I nyere tid har disse modellene blitt videreutviklet og oppdatert av Institutt for Bygg, Anlegg og Transport ved NTNU på bakgrunn av feltstudier og teknologisk utvikling. I dag går disse konvensjonelle prognosemodellene under navnet NTNU modell. Denne modellen kan bli brukt i flere faser av et tunnelprosjekt, for både små og store tunneltverrsnitt. Modellen tar også hensyn til bergmassekvaliteten og yteevnen til utstyret, og har dermed som hensikt å kunne gi:

- Økonomisk dimensjonering/målsetting
- Valg av alternativer
- Kostnadsanalyse, anbud, budsjett og kostnadskontroll
- Valg av drivemetode og utstyr

(Zare og Bruland, 2007; Zare et al., 2016)

For prognosemodellen er inndriften og byggetid basert på tidsestimatet til syklusen for konvensjonell driving, som er delt inn i fire hoveddeler (Zare og Bruland, 2007):

1. Boring, lading og sprengning.

2. Ventilasjon.
3. Lasting og uttransportering av masser.
4. Rensk og sikring.

Videre er del 1 og 3 blitt delt inn i tre ulike kategorier for tidsforbruk, og som kan bli beregnet. Disse er ifølge Zare og Bruland (2007):

- *Fast tapstid/Riggetid*: “Ikke produktiv” tid som går med til hver syklus, for eksempel rigging av maskiner.
- *Driftstid*: Tidsbruk knyttet til produksjon. Vil variere ut i fra utførelsesmetode, men vil være tilnærmet proporsjonalt med mengden arbeid som skal utføres.
- *Tilfeldig tapstid*: Uforutsette forsinkelser.

Den delen av prognosemodellen som tar for seg kostnadsdelen er basert på detaljerte kostnadskalkuleringer av de ulike arbeidsoperasjonene som utføres under konvensjonell driving, se kapittel 5.2. Hovedinput for kostnader er priser på utstyr og materialer, arbeidslønn og forventet levetid på utstyret. Kostnader for hver av de ulike arbeidsoperasjonene som avskrivning, interesse, lønn, reparasjoner og strømforbruk vil også bli tatt med i vurderingen. Kostnader knyttet til sikringsmengde er ikke tatt med i prognosemodellen. Dette for å kunne få en bedre sammenligning av kostnadene for ulike tunneltverrsnitt, samt at sikringsmengden i stor grad avhenger av bergmassekvaliteten (Zare og Bruland, 2007).

7 Risiko

Det er knyttet en stor risiko til det å drive en tunnel, uansett hvilken drivemetode som blir benyttet. For driving av undersjøiske tunneler er svakhetssoner en faktor som det er knyttet en spesielt stor risiko til (Nilsen, 2012). Det er derfor valgt å legge vekt på risiko knyttet til undersjøiske tunneler og driving gjennom svakhetssoner. Videre er risiko og håndtering gjennom svakhetssoner, samt risikoer knyttet til vanninntrengning gjennomgått.

7.1 Risiko knyttet til undersjøiske tunneler

For driving av en undersjøisk tunnel er det vanskeligere å utføre ingeniørgeologiske forundersøkelser og kartlegging, da vannet lager en naturlig barriere. Dette gjør at usikkerhet knyttet til de geologiske utfordringene under drivingen er enda større. Denne usikkerheten blir sett på som en geologisk risiko (Thomas og Banyai, 2007).

Nilsen (2012) har samlet erfaringer og data fra nesten 50 undersjøiske tunneler for veg, olje og gass i Norge i harde bergmasser. Sammenlignet med vegtunnelene på land har de undersjøiske tunnelene andre karakteristiske særtrekk som:

- Mye av prosjektområde er dekket av vann, og i de fleste tilfeller er det et betydelig løsmassedekke på havbunnen. På grunn av dette kreves det spesielle forundersøkelser og tolkningen av resultatet er mer usikkert enn for en tunnel som drives på land.
- Ofte ligger fjordene i forkastninger eller svakhetssoner i berggrunnen. Selv i i god bergmasse vil ofte det dypeste punktet i fjorden være det mest kritiske punktet i tunnelen, og ofte har dette området svakhetssoner med vanskelige grunnforhold.
- En eventuell/mulig vanninntrengning er ubegrenset og vanntrykket er ofte veldig høyt. For alt vannet som trenger inn må det installeres pumper for å få vannet ut.
- Det saltvannet som lekker inn kan gi problemer for tunnel- og sikringsutstyr.
- Helningen på tunnel fra begge åpningene gir høye kostnader for transporter og pumping av vannet som har trengt inn.

7.2 Generelt om driving gjennom svakhetssoner

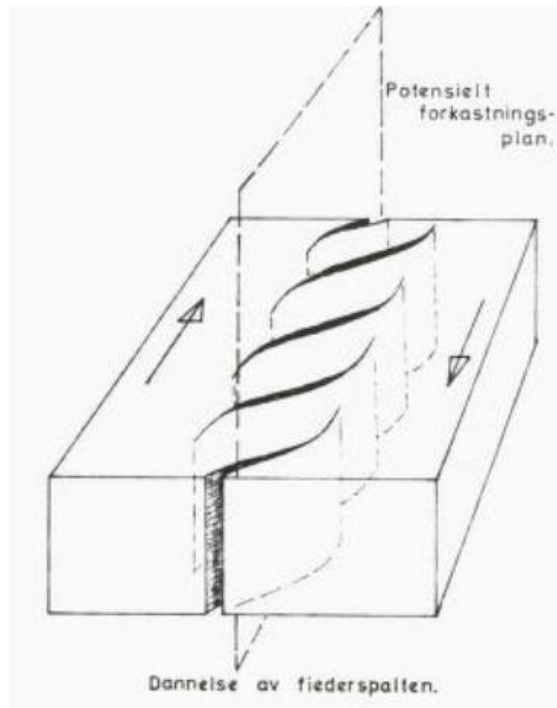
Som nevnt i kapittel 4.2.1 Seismikk vil en registrert refraksjonsseismisk hastighet på 4000 m/s indikere dårlig bergmassekvalitet/svakhetszone, og for prosjektet er det registrert 13 slike soner (Pedersen, 2008). De vanskeligste svakhetssonene regnes å ha en refraksjonsseismisk hastighet på mindre enn 3500 m/s, og blir klassifisert som bergklasse D og ned til F.

Bergklasse G har som regel en seismisk hastighet på mindre enn 2500 m/s (Pedersen et al., 2010). I et ingeniørgeologisk perspektiv er det vanlig å dele inn berggrunnens svakhetssoner i to hovedtyper ut fra dannelsesmåte. De to hovedtypene er svake bergartslag og tektoniske bruddsoner. Det kan være vanskelig å skille de to typene under forundersøkellesstadiet. I dagen vil de begge ofte kjennetegnes som markerte kløfter og depresjoner i det topografiske bildet etter isbreerosjon (Nilsen og Broch, 2012).

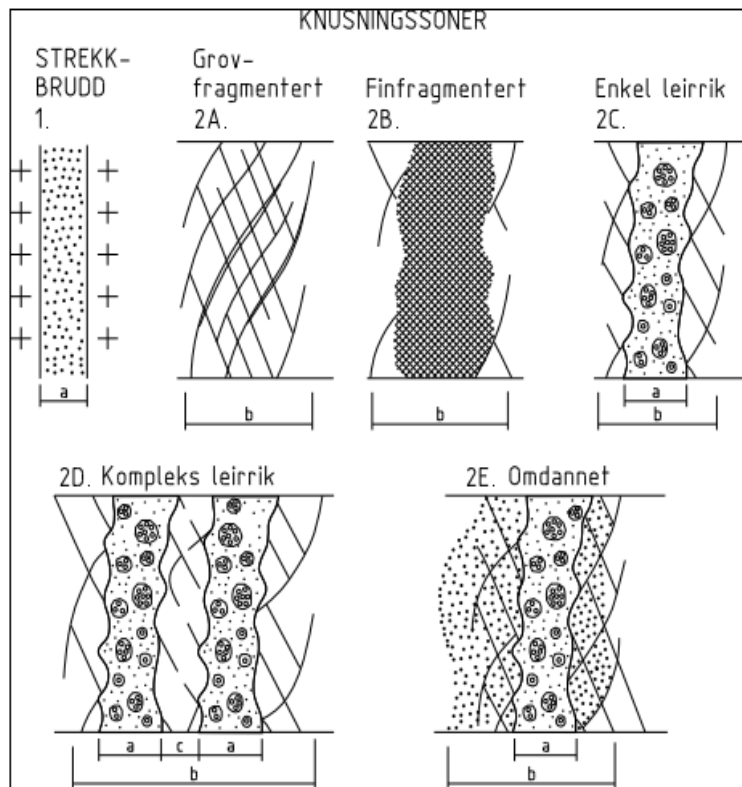
En bergart som blir sett på som et svakt bergartslag ses i sammenheng med de omgivende bergarters styrke. Styrken til enkelte bergartslag kan være lav som et resultat av parallellorienterte mineraler eller av ulike forvittringsprosesser. Dette fører til at bindingskreftene mellom mineralkornene blir redusert og normalt oppstår i slepper og tektoniske bruddsoner i berggrunnen. Rekrystalliserte skyveplan og forkastningssoner, pegmatittganger er blant noe som regnes som svake bergartslag. Tektoniske bruddsoner er et resultat av at berggrunnen har vært utsatt for tektoniske spenninger. Slike bruddsoner er karakteristisk fordi det har foregått bevegelse langs dem. Det kan være vanskelig å si noe om dannelsen til en bruddsone, og sonen kan derfor bli delt inn i to typer ut fra sitt utseende og oppbygning:

- *Spaltesoner*: Ofte relativt uoppsprukket og har uforvitret sideberg, og sonen kan være fylt med tilført/utfelt materiale som f.eks. leire, silt eller kalkspat se figur 31.
- *Knusningssoner*: Karakteriseres ved at de har en gradvis overgang fra et sentralt oppknust parti i små slepper/stikk til et helt sideberg. Massen i disse sonene kan variere fra blokk til leire i kornstørrelse, og det finnes flere inndelinger for knusningssonene, se figur 32.

(Nilsen og Broch, 2012)



Figur 31. Dannelse av fjæerspalter, og oppstår som strekkbrudd ved skjærpåkjenning (Selmer-Olsen, 1966).

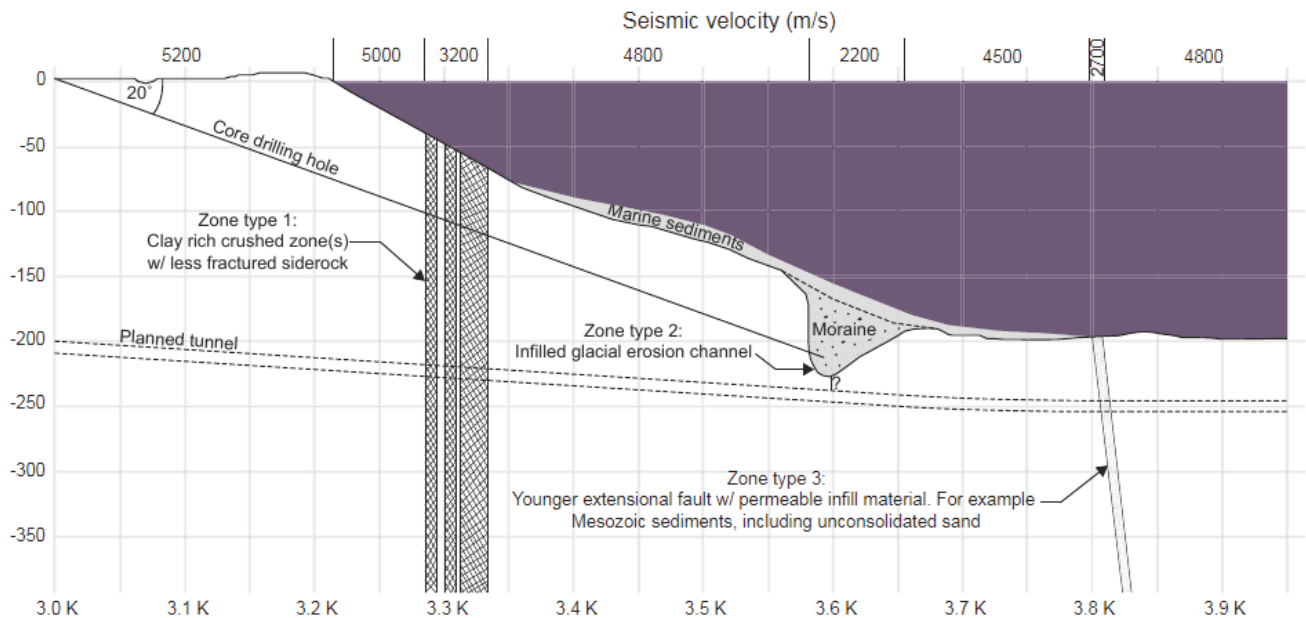


Figur 32. Inndeling av knusningssonene basert på Selmer-Olsen (1966).

Erfaringer fra norske undersjøiske tunneler som er konvensjonelt drevet viser at en kan møte på tre typer problemsoner/svakhetssoner under driving, se figur 33 for illustrasjon for de ulike typene 1-3:

- *Type 1*: Denne svakhetssonen er vanligst å møte på i norske undersjøiske tunneler. Karakteriseres ved å være svært oppknust bergmasse, ofte bestående av aktiv leire. Vanninntrengning i en slik sone vil redusere ståtiden og øke problemene rundt drivingen. Svelleleire kan føre til konvergensproblemer (bevegelse) i tunnelen og overbelastning av installert sikring. Ved høy overdekning og høye horisontalspenninger i en slik sone kan skvising forekomme.
- *Type 2*: Bremateriale avsatt i eksempelvis en breerodert kanal. Den kan ofte være dyp og vanskelig å oppdage under forundersøkelsene. Denne problemsonen kan ikke relateres til en forkastningssone/svakhetsone. Under driving av Oslofjordtunnelen møtte de på dette problemet under driving, og frysing av sonen ble utført for å kunne drive gjennom den. Sonderboring på stoff er viktig for å forutse/oppdage slike problemsoner.
- *Type 3*: Sone bestående av kohesjonsfritt sleppemateriale med høy permeabilitet. Det kan være knust bergmasse med grove kornstørrelser og lite finmateriale, eller mesozoiske sedimenter og forkastningsmateriale. Denne sonen er vanlig i store og mindre forkastningssoner langs enkelte steder av norskekysten.

(Dammyr et al., 2017)



Figur 33. Lengdeprofil for en fiktiv planlagt undersjøisk tunnel hvor de tre svakhetssonene er illustrert (Dammyr et al., 2017).

7.3 Risiko og håndtering ved driving gjennom svakhetssoner

Ved kryssing under Romsdalsfjorden vil en trolig møte på svakhetssoner av type 1. Ettersom problem-/svakhetszone type 2 og 3 ikke er de vanligste i Norge er de i stedet illustrert og beskrevet i vedlegg I. Her er risiko og utfordringer knyttet til problem-/svakhetszone type 2 og 3 forklart ved hjelp av en figur, og det er i tillegg en beskrivelse til hvordan de kan håndteres.

Det er videre knyttet størst risiko til driving gjennom den ca. 100 m lange svakhetssonen mellom Tautra og Otrøya med registrert refraksjonsseismisk hastighet på 2600 m/s, se kapittel 4.2.1. For driving med TBM vil det i en type 1 svakhetszone ifølge Dammyr et al. (2017) kunne oppstå ulike problemer. Videre følger en beskrivelse av disse problemene og hvordan de på best mulig måte kan håndteres:

- En miks av oppknust berg og aktiv leire kan gi en kort ståtid for tunnelen og kan utvikle seg til kollaps over og på stoffen. Dette kan føre til fastkjøring av TBM, og kan i verste fall utvikle seg til at det kolliderer helt opp til sjøbunnen. Dette vil i et verst tenkelig scenario medføre til oversvømmelser i tunnelen. For å begrense en slik hendelse kan en sondebore/kjernebore, bruke injeksjon, utføre bergsikring foran/ved stoff, eventuelt drive en pilot-tunnel for å forutsi hva man møter som en type forundersøkelse. Hvis TBMen sitter fastklemt kan det drives en

sidetunnel/hjelpetunnel rundt slik at TBMen kommer løs, men dette må utføres med konvensjonell boring og sprengning.

- Kombinasjon av svakt berg og mye vann kan føre til stor vanninnstrømning og stabilitetsproblemer. Åpen TBM er i stor grad avhengig av god bergmasse for å få fremdrift, da gripperne må få godt grep i bergmassen for å skyve TBMen fremover (Jakobsen et al., 2015). Gripperproblemer vil derfor kunne oppstå i en svakhetszone som dette fordi store mengder med vann kan vaske ut den dårlige bergmassen og tverrsnittsarealet (periferien) på tunnelen kan bli større. Hvis dette skjer vil ikke gripperne klare å feste seg og å støte ifra mot tunnelveggen for å få en matekraft/inndrift. TBMen kan også bli begravd i det løse materialet og få store skader. Ved et slikt tilfelle kan man håndtere hendelsen ved å ta i bruk sonderboring/kjerneboring, injeksjon, pilot-tunnel, jevne ut trykket mot stoffen og/eller utføre frysestabilisering for å minske problemet.
- Tidsavhengig deformasjon i form av skvising eller svelling. Dette kan blant annet føre til overbelastning av bergsikringen og eventuelt fastklemming av TBMen. I tillegg vil tunnelprofilen kunne bli for lite. En slik uønsket hendelse kan håndteres ved blant annet å lage pilot-tunnel for å forutsi problemet, ha en kontinuerlig driving eller designe riktig bergsikring.

For å minske risikoen til ovennevnte problemene for driving gjennom type 1 sone, bør gode ingeniørgeologiske forundersøkelser foretas. Geofysiske undersøkelser og kjerneboring kan gi indikasjon på hvor svakhetssonene og vanninnstrømningen er i området. Videre kan laborietester gjennomføres for å finne ut om det er svelleleire til stede. Bergspenninger i området bør også bli sett nærmere på for å kunne forutsi problemer relatert til skvising og deformasjon av bergmassen (Dammyr et al, 2017).

Mange av de samme problemene som oppstår ved å drive gjennom en svakhetszone type 1 med TBM kan også oppstå ved å benytte konvensjonell driving. Det kan oppstå vanninntrengning og ras på stoff for konvensjonell driving, men denne metoden blir ofte sett på som mer fleksibel og er derfor bedre egnet til å håndtere en slik hendelse. Ettersom vanninntrengning ofte kan gi vanskeligheter for begge drivemetodene, er dette temaet forklart nærmere i kapittel 7.4. Siden også fleksibilitet har noe å si for de to drivemetodene og det har innvirkning på hvordan uønskede hendelser kan håndteres kan dette leses nærmere i kapittel 8.

7.4 Vanninntrengning

Vanninntrengning forekommer ikke bare i svakhetssoner. Ifølge Nilsen og Palmstrøm (2001) er det vanlig å tro at vanninntrengningen er størst i selve forkastningen eller svakhetssonen. Dette er sjeldent tilfelle fordi disse sonene som regel har lav permeabilitet på grunn av høyt leirinnhold. Det at disse sonene ofte er lokalisert i den sentrale delen av fjorden med et permeabelt løsmasselag på toppen er også med på å hindre vanninntrengningen. I de fleste undersjøiske tunneler har den største vanninntrengningen oppstått i enkle kontinuerlige sprekker i nærheten av forkastningen eller svakhetssonen. En slik situasjon er vanskelig å forutsi, men ved å sondebore foran stuff kan man få noen indikasjoner på vanninntrengning. En Lugeontest kan gi mer informasjon om forventet vanninntrengning (Nilsen, 2012).

Ved å samle inn data fra flere tunnelprosjekter har det blitt prøvd å finne en sammenheng mellom vanninntrengning i forhold til geologiske og bergmekaniske parametere, men dette har gitt ulikt resultat. Fra disse resultatene har man i enkelte tilfeller sett at de undersjøiske tunnelene har hatt størst vanninntrengning i den delen av tunnelen som er på land. Dette kommer av at grunnvannsspeilet ofte følger terrengoverflaten og at vann trekker ned i sprekker og gir vanninntrengning i tunnelen. Grunnen til dette er ifølge Bjørn Nilsen, professor i ingeniørgeologi ved NTNU, at havbunnen i den undersjøiske tunneldelen ofte er dekket med et løsmasselag med lav permeabilitet, og at sprekker er fylt med leire. Dette vil gjøre det vanskeligere for vann å trenge inn i tunnelen. Selve bergmassen under fjorden kan også ha et større innhold av leire, noe som gir dårligere permeabilitet. De mest ustabile tilstandene får man i de ekstremt oppknuste sonene hvor det er sleppemateriale, og i slike tilfeller kan svelleleire være tilstede. Vanninntrengning i en slik sone vil redusere ståtiden for tunnelen og øke problemer i forhold til videre driving (Nilsen, 2012).

En kan anta at tunnelene under Romsdalsfjorden vil få vanninnlekkasje under driving, men det er knyttet en usikkerhet til hvor og hvor mye. Denne usikkerheten kan ses på som en risiko, og kan senkes ved å gjøre en grundig vurdering i forkant. Resultater fra vanntapsmålingene (Lugeonverdier) utført i borhullene viser at en trolig kan forvente liten vanninnstrømning under driving, se kapittel 4.3, men det er knyttet stor usikkerhet til resultatet.

Ved liten overdekning vil risikoen for stabilitetsproblemer og vanninntrengning øke. Overdreven overdekning vil derimot gjøre tunnelen unødvendig lang med en videre kostnadsøkning, og en optimalisering av overdekke er derfor å foretrekke (Nilsen, 2012). Tunnelene under Romsdalsfjorden ligger på det laveste 358 meter under havnivå med en bergoverdekning på litt over 50 meter (Statens vegvesen, 2016b). Muligheten for høyt vanntrykk og vanninntrengning vil øke i et område som dette.

7.5 Oppsummering

Uansett hvilken drivemetode som blir valgt for tunnelprosjektet vil det være en viss risiko å drive tunnelen under Romsdalsfjorden. Undersjøiske tunneler er ofte vanskeligere å kartlegge på forhånd fordi vannet er en barriere og fjorden ligger ofte i en forkastningssone/svakhetssone. Ved å drive gjennom en svakhetssone kan uønskede hendelser som kollaps og ras på stoff, vanninnstrømming og deformasjon i form av skvisning og svelling oppstår. For TBM er det knyttet en spesielt stor risiko til fastkjøring. Alle disse hendelsene kan føre til drivestopp, som videre vil ha en negativ innvirkning på kostnader og byggetid for prosjektet. Drivestopp for TBM vil være spesielt kostbart grunnet den høye investeringskostnaden.

For tunnelen under Romsdalsfjorden er det allerede blitt utført svært mange ingeniørgeologiske forundersøkelser, disse er forklart i kapittel 4. Det at så mange undersøkelser har blitt utført gir et bedre utgangspunkt på å kunne forutsi hva man kan møte under tunneldrivingen. Dette kommer av at man allerede har en fornemmelse over plassering, utbredelsen og en tilnærmet vanskelighetsgrad på de ulike svakhetssonene som er registrert. I disse sonene vil man fra sonderboring på stoff få en enda bedre kartlegging av geologien og mulige hendelser som kan oppstå. Med et slikt utgangspunkt kan man ta i bruk riktig sikringsmengde og samtidig utføre injeksjon der det er nødvendig. Dette vil minske den geologiske risikoen for uønskede hendelser. Høy geologisk risiko er ikke ønskelig da dette kan gi en potensiell økning for kostnader og byggetid. Risiko er derfor en av forholdene som burde vurderes grundig og kan være avgjørende for valg av drivemetode.

8 Flexibilitet

Flexibiliteten til en drivemetode er knyttet til evnen til å tilpasse seg endringer i bergmasseforholdene og profilutformingen (Macias og Bruland, 2014). God fleksibilitet vil være fordelaktig for driving av en tunnel, og er derfor en av flere forhold som er med på å bestemme valg av drivemetode for kryssing under Romsdalsfjorden (Ehrbar, 2008; Holen, 1998). Videre i kapittelet er evnen til fleksibilitet med hensyn til kartlegging av forhold på og foran stoff, stabilitetssikring og vanntetting for TBM og konvensjonell driving beskrevet.

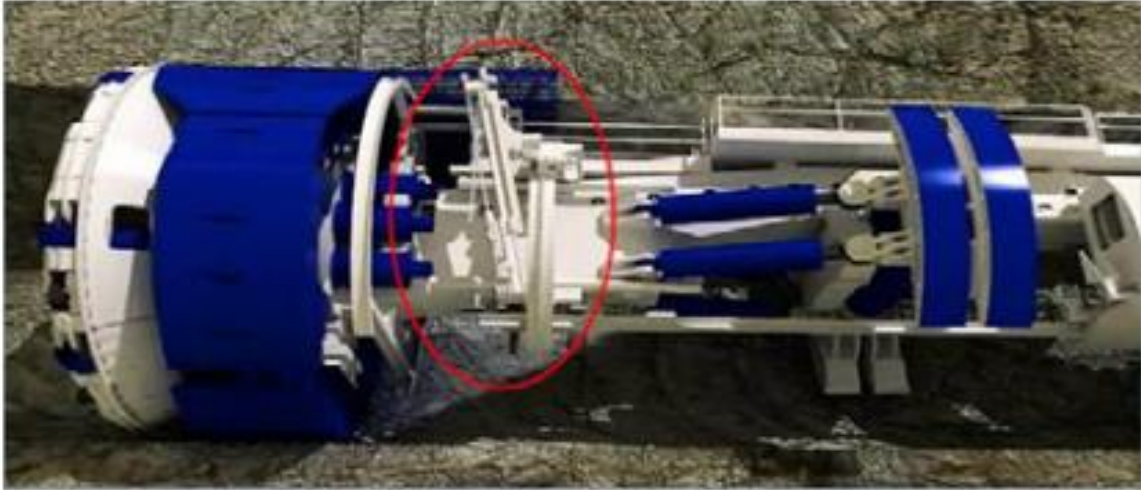
8.1 Kartlegging på og foran stoff

Konvensjonell driving av en tunnel gir lettere tilgang til de geologiske forholdene. Kartlegging av de geologiske forholdene på stoff blir ofte utført i “byggherrens halvtime”, hvor byggherrens ingeniørgeolog dokumenterer fjellkvaliteten etter hver salve. Det blir da nedtegnet et detaljert kart over sprekker med tilhørende strøk og fall som danner grunnlaget for sikringsbehovet (Rongved, u.å). I mange tilfeller vil også arbeiderne på stoff sitte på mye kompetanse, og kartlegging kan derfor bli gjennomført kontinuerlig.

For TBM vil det derimot være vanskeligere å kartlegge på stoff fordi maskinen dekker for mye av de geologiske forholdene. I hvor stor grad maskinen dekker til geologien vil variere fra hvilken maskintype som blir valgt. Da en åpen TBM ikke består av skjold og betongelementer vil geologien bli mer synlig sammenlignet med en dobbeltskjold-TBM. For en åpen TBM vil de første meterne etter stoff dekkes av borhodet, og geologisk kartlegging i dette området er derfor vanskelig. Arbeiderne på en TBM er maskinførere, og sitter derfor på mindre kompetanse knyttet til ingeniørgeologi. Dette gjør at kontinuerlig kartlegging i mindre grad vil forekomme under drivingen. Det kan i noen tilfeller bli utført inspeksjon på stoff i forbindelse med kutterskifte, men det er ikke vanlig med driftsstopp for kartlegging utover dette. En slik inspeksjon er det knyttet stor risiko til da en ikke kjenner til forholdene på stoffen og området er usikret.

Sonderboring av berget blir med en åpen TBM gjort med borhammer montert så nært borhodet som mulig, se figur 34. Sonderboring vil være mindre fleksibelt for en TBM sammenlignet med konvensjonell driving. Dette fordi sonderboringen må utføres gjennom

faste hull fra borhammeren og gjennom borhodet, og en kan derfor ikke velge hvor sonderboringen skal utføres. Utførelsen av sonderboring tar ca. like lang tid for begge metodene, og drivingen stopper opp for begge metodene, men dette drivestoppet er mer kostbart for TBM.



Figur 34. Plassering av borhammer på en åpen TBM (Jakobsen et al. 2015).

8.2 Stabilitetssikring

Sikringsmetoden for en åpen TBM og konvensjonell boring og sprengning er i prinsippet likt. Ved utfordrende og varierende grunnforhold er det behov for større fleksibilitet. I møte med varierende bergmassekvalitet er konvensjonelt driving mer fleksibel med tanke på at metoden relativt enkelt kan skifte mellom type og mengde sikring. Dette kommer blant annet av at tilgangen til stoff er bedre og mengde sikring derfor kan estimeres mer nøyaktig (Carter, 2011).

8.3 Vanntetting

Injeksjon blir benyttet for å stabilisere bergmassen og/eller tette for vanninntregning. Metoden blir benyttet for både driving med åpen TBM og konvensjonell boring og sprengning, og er i prinsippet lik for begge metodene. Injeksjon blir for TBM, som sonderboring, gjennomført med borhammer montert nært borhodet, se figur 34. Injisering fra åpen TBM er mindre fleksibelt med tanke på plassering og vinkel på hull sammenlignet med konvensjonell driving. Dette kommer av begrensningen til borhammeren. Injisering på stoff for åpen TBM vil være begrenset til hullene i borhodet. Med konvensjonell driving vil geologien være mer synlig nær

stuff, og det kan derfor være lettere å se hvor en bør injisere. Den teknologiske utviklingen til TBM går raskt, og injeksjon fra en åpen TBM vil trolig bli enda enklere og mer fleksibelt i fremtidige prosjekter.

8.4 Andre forhold

For TBM er diameteren på maskinen bestemt ut fra designet og tverrsnittet som bores, og kan derfor i liten grad endres under driving (Holen, 1998). Dette gjør TBM mindre fleksibelt, spesielt med tanke på driving av nisjer og tverrforbindelser, og i slike tilfeller vil konvensjonell driving være løsningen.

Svingradiusen er for en TBM dårligere sammenlignet med konvensjonell boring og sprengning, og dette må tas hensyn til under planlegging av tunneltraséen. Om TBMen setter seg fast i en svakhetsone kan konvensjonell boring og sprengning drive rundt problemet og hjelpe TBMen med å komme løs.

8.5 Oppsummering

Det er ønskelig at drivemetodene i størst mulig grad er fleksible for å blant annet kunne kartlegge geologien, og enkelt utføre stabilitetssikring og vanntetting. Konvensjonell driving blir sett på som en mer fleksibel i forbindelse med å kartlegge på stuff, og utførelse av sikring og injeksjon. Utførelsen av sikring og injeksjon er lik for begge metodene, men selve borhodet på TBMen hindrer fleksibiliteten i noe grad. TBMen er også låst til å ha samme utforming under driving av tunnelen, men for konvensjonell driving kan man endre tverrsnittet etter behov. Det sistnevnte er positivt når det skal lages nisjer og tverrforbindelser mellom tunnelløpene, noe som er planlagt for kryssing under Romsdalsfjorden.

9 Ytre miljø

Det ytre miljøet må ivaretas på best mulig måte, både under anleggsfasen og driftsfasen av et tunnelprosjekt. Dette omfatter miljøtemaene støy, vibrasjoner, luftforurensing, forurensing av jord og vann, landskapsbilde, nærmiljø og friluftsliv, naturmiljø, kulturmiljø, energiforbruk, materialvalg og avfallshåndtering (Statens Vegvesen, 2017b). Påvirkningen fra et tunnelprosjekt på det ytre miljøet er en av forholdene som er med på å påvirke valg av drivemetode. Videre i kapitlet følger en beskrivelse av miljøtemaene og hvordan de to drivemetodene på forskjellige måter er med på å påvirke det ytre miljøet innenfor disse temaene.

9.1 Beskrivelse av miljøtemaene

Kryssing under Romsdalsfjorden med to tunneler innebærer et inngrep i naturen. Selv om store deler av tunnelprosjektet går under hav, vil fortsatt påhuggene til tunnelene være synlig i dagen. Det vil også oppstå miljøpåkjenninger fra anleggs- og driftsfasen av prosjektet. Videre i dette kapitlet er hvert miljøtema beskrevet i korte trekk.

Støy og vibrasjon

Temaet omfatter lokal støyforurensing og vibrasjoner innenfor prosjektets influensområde. For et tunnelprosjekt vil dette fremfor alt ha betydning under anleggsfasen og kommer fra vegtrafikk, bygge- og anleggsvirksomheten og permanente tekniske installasjoner (Statens vegvesen, 2010).

Luftforurensing

Luftforurensing fra bygging av veganlegg og utslipp fra vedlikehold, drift og vegtrafikk på ferdige anlegg omfatter ifølge Statens vegvesen (2010) følgende:

- *Global luftforurensning*: Klimagassutslipp som gir globale klimaendringer og bryter ned ozonlaget (hovedsakelig CO₂).
- *Regional luftforurensning*: Hovedsakelig stoffer som gir sur nedbør (NO_x).
- *Lokal luftforurensning*: Stoffer som påvirker menneskers helse og trivsel (hovedsakelig PM₁₀ og NO₂).

For tunnelprosjekter innebærer dette blant annet valg av materialer (utslipp ved produksjon av materialet) og aktiviteter ved bygging. Mengde sprengt masse som må transporteres bort vil også ha stor betydning for luftforurensning, og kan gi både økte eller reduserte utslipp av forurensning avhengig av hvor massene deponeres. Om de sprengte massene kan anvendes til eget formål i prosjektet og erstatte tiltransportert masse vil dette føre til positiv innvirkning på luftforurensningen (Statens vegvesen, 2010).

Forurensning av jord og vann

Temaet omfatter beskyttelse av vannforekomster (grunnvann, innsjøer, elver osv.) og grunn (løsmasser, bergmasser, deponier) mot utslipp eller utvasking av forurensede stoffer som kan påvirke vannlevende og jordlevende organismer, samt redusere muligheten for fremtidig bruk. For et tunnelprosjekt omfatter dette blant annet utslipp av tunneldrivevann (sprengstoffrester, partikler, høy pH, olje) og andre forurensende utslipp fra anleggsarbeidet (Statens vegvesen, 2010).

Landskapsbilde

Dette temaet omfatter de visuelle kvalitetene knyttet til kulturminner, kulturmiljø, naturmiljø, nærmiljø, friluftsliv og støytiltak. Det vil si at landskapsbildet omfatter alt fra det tette bylandskapet til det åpne naturlandskapet. For et tunnelprosjekt vil dette innebære forhold som lokalisering og utforming av påhugg og forskjæringer slik at landskapet bevarer sitt naturlige særpreg (Statens vegvesen, 2010).

Nærmiljø og friluftsliv

Nærmiljø og friluftsliv omfatter alle store eller små områder som blir benyttet til lek og aktivitet av alle aldersgrupper i et nærområde eller langt fra bebyggelse. Dette gjelder områder som allerede er tilrettelagt et slikt formål (idrettsplass, barnehage etc.) eller ubebygde naturområder (Statens vegvesen, 2010).

Naturmiljø

Naturmiljø omfatter det biologiske mangfoldet og leveområdene til organismer, fra enkeltarter til økosystem. Dette temaet tar for seg effekten prosjektet har på naturmiljøet (flora, fauna, berggrunn og løsmasser) og hvordan det kan rehabiliteres etter at inngrepet er utført. For en tunnel vil dette gjelde forhold som plassering av tunneltrasé og fjerning av berggrunn. En problemstilling kan være innlekkasje av vann i tunnelen som kan gi tørke av naturområder i

nærheten av tunnelen, og som kan virke inn på organismer eller gi setningsskader på bygninger (Statens vegvesen, 2010).

Kulturmiljø

Kulturmiljø omfatter kulturminner med en juridisk status eller som har en gitt verdi (Statens vegvesen, 2010). Et kulturminne blir definert som alle spor av menneskelig virksomhet i vårt fysiske miljø, blant annet lokaliteter det knytter seg historiske hendelser, tro eller tradisjon til (Lovdata, u.å). For et tunnelprosjekt vil dette innebære å opprettholde et opprinnelig uttrykk ved å ta vare på og redusere inngrepet (Statens vegvesen, 2010).

Energiforbruk

Miljøtemaet omfatter bruk av energi fra fossile og fornybare kilder, både direkte energibruk til aktiviteter og indirekte energibruk gjennom produksjon av materialer som brukes i utbygging, vedlikehold og drift. De negative effektene fra bruk av fossil energi kan omtales under dette temaet og under temaet luftforurensning. For et tunnelprosjekt gjelder dette faktorer som ventilasjon og belysning (under drift), avstand til deponi, samt materialvalg (Statens vegvesen, 2010).

Materialvalg og avfallshåndtering

Dette temaet omfatter alle typer materialer som skal brukes i et prosjekt, men det tar ikke for seg utslipp og forurensning av materialet. Ved å ta hensyn til dette miljøtemaet vil enkelte materialer som kvikksølv, PCB og asbest etc. bli ekskludert, samtidig som det blir større fokus på avfallshåndtering og gjenbruk. For et tunnelprosjekt vil dette gjelde faktorer som betong, membran (mulig forvitring over tid), belysning, EPS-plater og frostsikring osv., samt større fokus på anvendelse av tunnelmassene (Statens vegvesen, 2010).

9.2 Ytre miljøpåvirkning ved kryssing under Romsdalsfjorden

Driving med TBM og konvensjonell boring og sprengning vil i flere tilfeller påvirke det ytre miljøet ulikt. Videre følger en vurdering av hvordan miljøtemaene påvirker det ytre miljøet for prosjektet i Romsdalsfjorden, både ved bruk av TBM og konvensjonell driving. Da dette prosjektet innebærer driving av en undersjøisk tunnel vil noen av miljøtemaene være mindre relevante.

Støy og vibrasjon

Ofte blir TBM sett på som en mer skånsom metode enn konvensjonell driving i forhold til rystelser og støy. Naboer i nærheten av tunneltraséen vil oppleve støy i det TBMen passerer under, hvor merkbart det er avhenger av om huset er fundamenter på berg (mer støy) eller løsmasse (Jernbaneverket, u.å.). I den perioden hvor TBMen passerer i nærheten av bebyggelse vil støyen være tilnærmet kontinuerlig. Konvensjonell driving vil isteden ha periodevis kontinuerlig strukturstøy fra boring, pigging og eventuelt annet mekanisk arbeid. Rystelsene som oppstår fra strukturstøyen vil ha en høy frekvens slik at vibrasjonene ikke vil være følbare før de har forplantet seg i berget og opp til bygningene (Grendal et al., 2014). Tabell 17 gir en indikasjon på ulike lyder og varigheten til de ulike arbeidsoperasjonene som utføres ved tunneldriving.

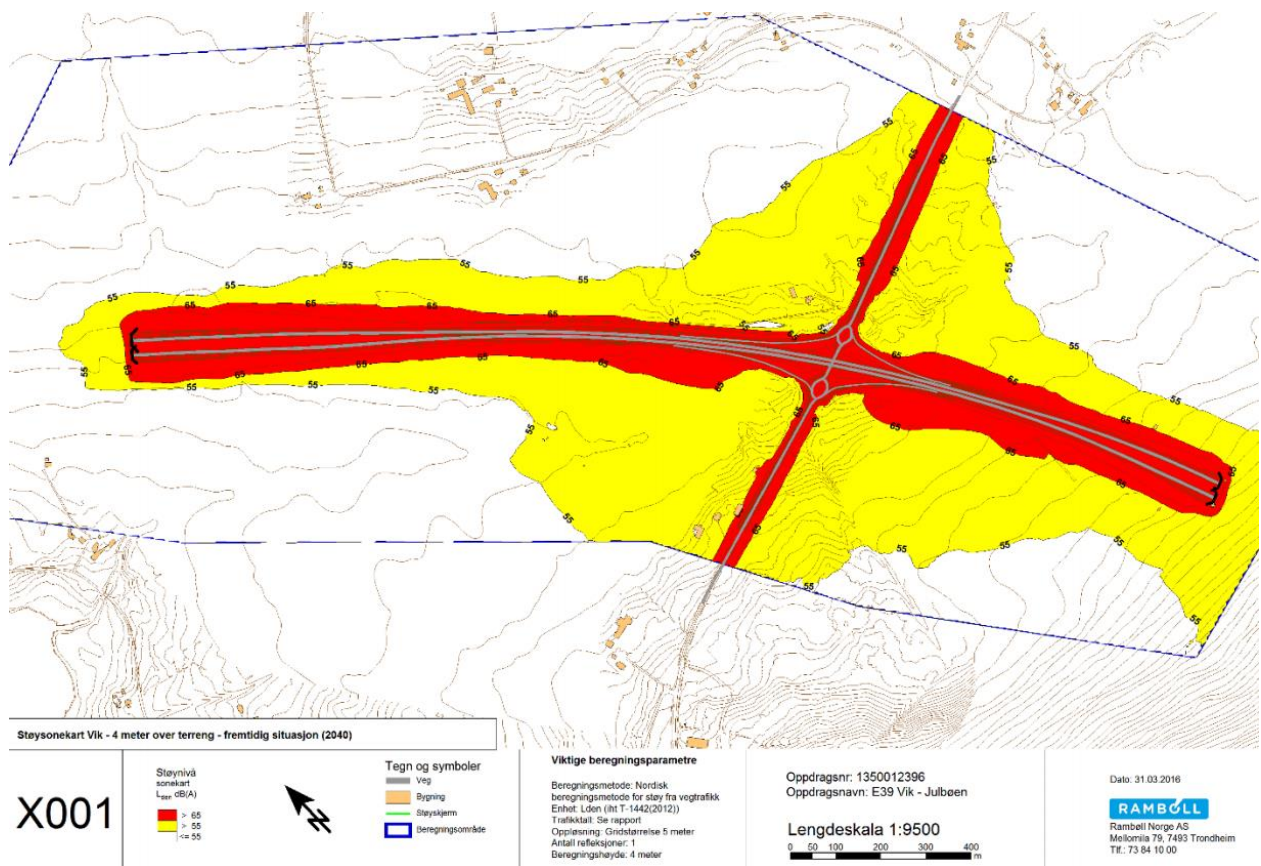
Tabell 17. Karakteristiske lyder ved tunnelarbeid (Jernbaneverket, u.å.).

Arbeidsoperasjon	Varighet	Lyd, avhengig av avstand til tunnelen
Sprengning	5-6 sek	“Knatring/smell”
Tunnelrensk	30-60 min	“Hamring”
Boring for injeksjon, sprengning og bolting	1-3 t	“During”
TBM	Vedvarende, men i kortere perioder for hver enkelt husstand	Svak/middels “during”

På Vik er det spredt bebyggelse, mens det på Otrøya er lite/ingen bebyggelse i nærheten av den planlagte tunneltraséen. Problemer knyttet til støy og vibrasjon i forbindelse med driving av tunnelene anses derfor for svært liten.

Det vil bli merkbar støy fra anleggstrafikken til og fra anlegget. Spesielt tunge kjøretøy vil gi økning i vegstøy som følge av massetransport. Nærmiljøet vil også påvirkes negativt under selve driftsfasen av tunnelen. Det har blitt utredet en rapport som tar for seg støyutredning ved blant annet Vik ved ferdigstilling av prosjektet. Resultatene fra denne utredningen kan ses i figur 35, som viser et støysonekart med beregningshøyde 4 meter over terreng for Vik. Gul sone på kartet er sett på som en vurderingssone hvor støyfølsom bebyggelse kan oppføres dersom tiltaket gir tilfredsstillende støyforhold. Rød sone angir et område som ikke er egnet

til støyfølsomme bruksformål, og det skal her unngås å bygge nye støyfølsomme bygninger (Rake, 2016).



Figur 35. Støysonekart for Vik med beregningshøyde på 4 meter over terrenget. Rød sone angir området som ikke er egnet til støyfølsomt bruksformål. Gul sone er vurderingszone hvor støyfølsom bebyggelse kan oppføres ved tiltak (Rake, 2016).

Figur 35 viser svært få boliger blir rammet av støy fra den nye infrastrukturen. Den nærmeste bebyggelsen som blir rammet av støy fra den nye veien ligger i gul sone, mens det i rød sone ikke er bebyggelse. For nærmere lesing om støyutredningen henvises det til *Vik-Julbøen. Støy* av Rake (2016).

Få husstander vil bli rammet av lydene fra selve tunneldrivingen, og de som blir rammet vil bli mer påvirket av anleggstrafikken enn selve drivingen. Derfor vil ikke den ene drivemetoden være noe mer fordelaktig enn den andre i forhold til støy og vibrasjon for dette prosjektet.

Luftforurensing

Anlegg under bakken har tradisjonelt blitt oppfattet som å ha et belastende arbeidsmiljø. Tunnelarbeiderne blir utsatt for miljøpåkjenninger som blant annet støy, vibrasjoner, blokknedfall, eksplosjonsfare, dieseldrift, støvpartikler og gass fra sprengning (Bruland, 2013). De tre sistnevnte kan gi både lokal, regional og global luftforurensning.

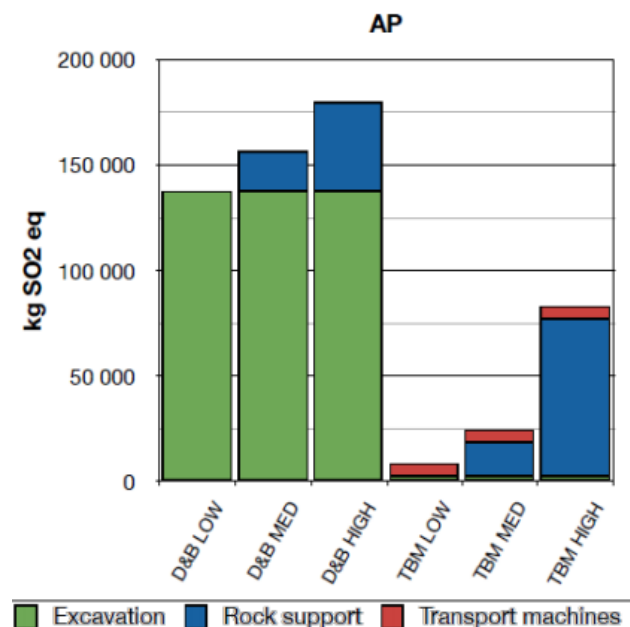
Lokal luftforurensning er de stoffene som vil påvirke menneskers helse og trivsel. I den forbindelsen har det blitt utført et omfattende prøveprogram for å dokumentere hvordan arbeidernes helse blir påvirket av arbeidsmiljøet under driving av en tunnel. Der ble det påvist at eksponering fra partikler, kvarts, oljetåke og ammoniakk kan resultere i betennelse i luftveiene som kan gi en reduksjon i lungefunksjonen på kort sikt, og mest sannsynlig også på lang sikt. For bransjen er det derfor anbefalt å gjennomføre tiltak for å redusere eksponeringen (Ulvestad et al., 2012).

Arbeidsmiljøet i tunnelanlegget vil være noe forskjellig ut fra hvilken drivemetode som blir benyttet. Hvis TBM er den valgte drivemetoden vil man unngå sprenggasser som nitrogenoksider og dannelsen av ammoniakk. Ofte velges også transportbånd for å frakte tunnelmassene ut fra en tunnel drevet med TBM og på den måten vil det være mye mindre dieselgasser i tunnelen (Bruland, 2013). For konvensjonell driving benyttes det i de fleste tilfeller kjøretøy til transport av massene, men transportbånd kan være et alternativ. For kryssing under Romsdalsfjorden er det planlagt transportbånd i et av tunnellopene ved valg av konvensjonell driving. Denne løsningen ble også benyttet i Ryfylketunnelen. Ettersom tunnelmassen fra sprengning består av større blokker må massene gjennom en knusemaskin i tunnelen før de blir transportert ut på båndet. Erfaringer fra Ryfylketunnelen viste at knusing av masser førte med seg økte støvproblemer og slitasje på transportbånd på grunn av slitesterke bergarter. Resultatet var at mer tunnelmasse enn antatt måtte fraktes ut med dumper og lastebil, som videre ga en dårligere luftkvalitet (Ludt, 2015). Ifølge Beitnes kan problemer knyttet til slitasje på transportbånd løses ved å benytte en maskin som utfører rotasjonsknusing. Videre bør en øke ventilasjonssystemet knyttet til knusingen for å unngå problemer med støv.

Begge drivemetodene vil under driving føre til luftforurensning i form av finpartikler som trolig kan ha negativ innvirkning på tunnelarbeidernes helse. God ventilasjon og tilføring av vann er nyttige tiltak brukt for begge drivemetodene. For TBM vil ventilasjonen redusere

støvinnholdet ved å ha et avsug fra borhodet som renser luften, og for konvensjonell driving bør ventilasjonen tynne ut sprenggassene (Bruland, 2013). På ekskursjon til Follobanen ble det ved inspeksjon av den ene TBMen under driving ikke benyttet munnbind, og luftkvaliteten opplevdes som god i tunnelen.

Tunneldriving kan gi regional luftforurensning, det vil si utslipp av stoffer som gir sur nedbør. Dette er nedbør som inneholder blant annet svovelsyre, nitrater, ammonium eller metallforbindelser, og som gir nedbør med en pH-verdi lavere enn 5,6 (Nestaas et al., 2017). Sprengning fra konvensjonell driving slipper ut gasser med nitrogenforbindelser, i tillegg til at det for denne metoden benyttes en større andel kjøretøy som slipper ut svovelforbindelser. Både nitrogen- og svovelforbindelser reagerer med oksygen og kan resultere i sur nedbør. For TBM vil den sure nedbøren i all hovedsak stamme fra sikring med betong og armeringsstål. Dette kan ses i figur 36, som fremstiller forsurening for de to drivemetodene når det kommer til driving, sikring og transport av maskiner.

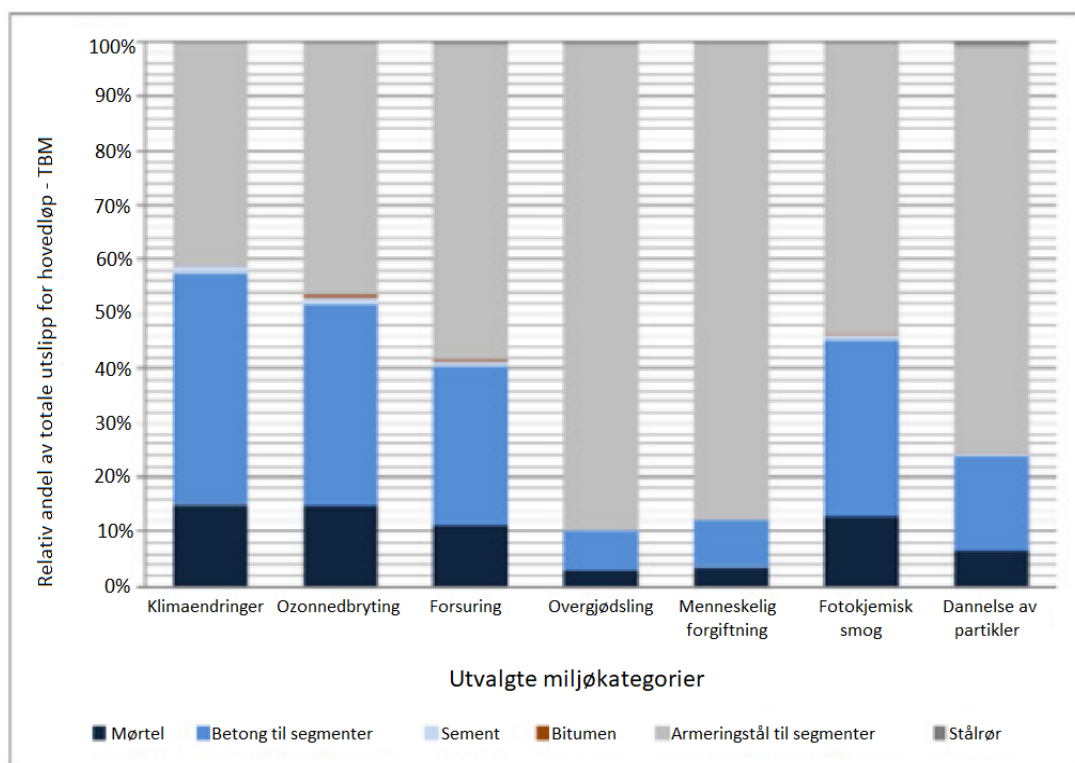


Figur 36. Graden av forsurening for de to drivemetodene. Verdiene for TBM er basert på en dobbeltskjold hvor det ved høy sikring monteres betongelementer (Skaar et al., 2016).

Figur 36 viser at konvensjonell driving slipper ut store mengder svoveldioksid under driving, mens TBM har et nullutslipp. For høy sikringsmengde vil forsureningen være større for TBM enn for konvensjonell driving. Dette fordi det er antatt dobbeltskjold-TBM, som ved høy sikringsmengde monterer betongelementer som har mye større mengder med betong og

armeringsstål. For en åpen TBM vil ikke dette være tilfelle, der sikringsomfanget gjerne er mindre sammenlignet med konvensjonell driving. TBM vil isteden ha et større utslipp fra transport av maskinen fordi TBMen ofte blir fraktet fra et annet land i Europa. I en helhet ser en ut fra figur 36 at konvensjonell driving har større grad av forsuring sammenlignet med TBM driving.

Tunneldriving kan også gi en global luftforurensing. Det vil si at forurensning fra anlegget kan gi globale klimaendringer og bryte ned ozonlaget. En slik global luftforurensning stammer i all hovedsak fra CO₂-utslipp. I dag er det største klimafotavtrykket for et tunnelanlegg knyttet til materialproduksjon (Dahlstrøm et al., 2014). Dette illustreres godt i figur 37, som viser det totalestimerte miljøutslippet fra materialer for utvalgte miljøkategorier fra driving med dobbeltskjold-TBM av Follobanetunnelen.

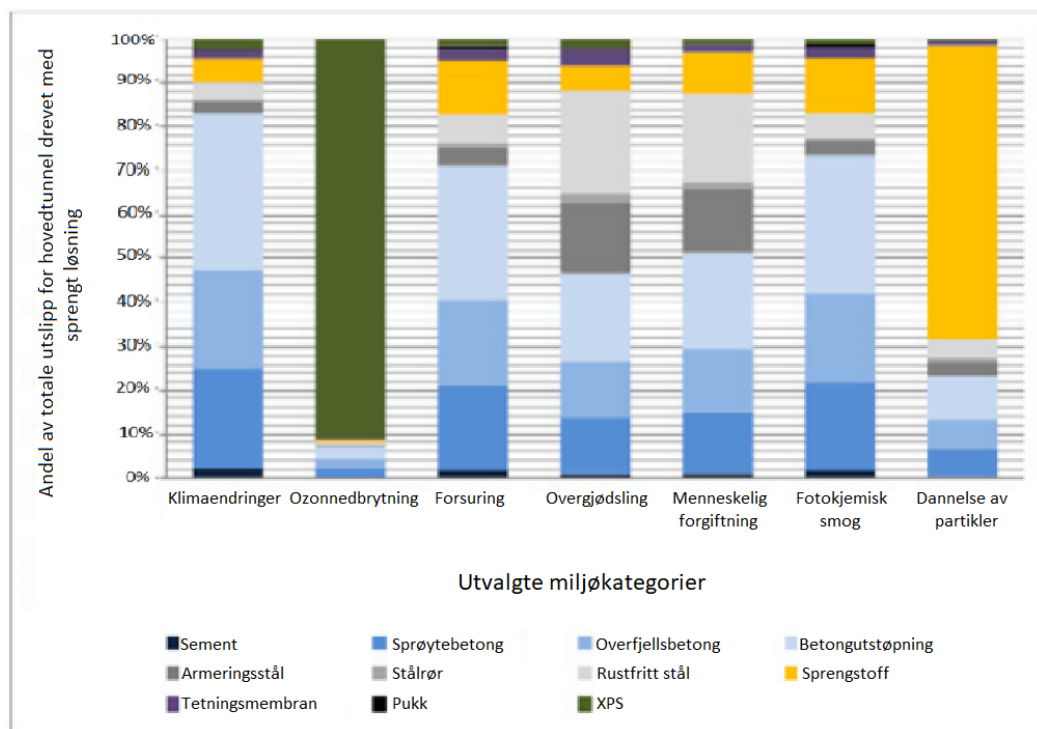


Figur 37. Det totalestimerte miljøutslippet fra materialer for hovedtunnelen til Follobanen drevet med dobbeltskjold-TBM i utvalgte miljøkategorier (Dahlstrøm et al., 2014).

Av figur 37 kommer det frem at betong til segmenter og armeringsstål utgjør den største andelen av det totale klimagassutslippet for Follobanen. Det høye klimagassutslippet knyttet til betong kommer trolig av at det for Follobaneprosjektet blir benyttet en dobbeltskjoldmaskin som etablerer tykke betongsegmenter gjennom hele tunneltraséen. Ved å

benytte en åpen TBM vil det som nevnt ikke å gå med like store mengder med betong, og utslippet vil bli mindre.

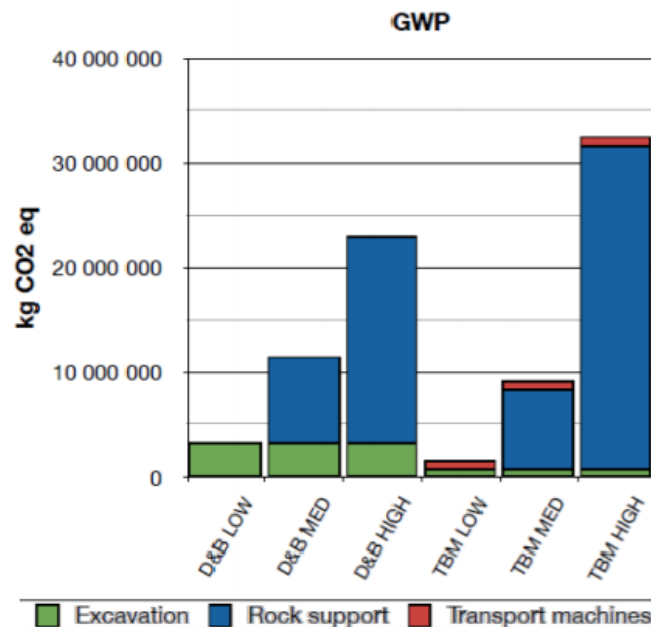
Det vil for konvensjonell driving også være store klimagassutslipp knyttet materialbruk. Follobanen er på nytt blitt brukt som et eksempel for å vise hvilke materialer som har størst innvirkning på det totale estimerte utslippet ved konvensjonell driving av hovedtunnelen, se figur 38.



Figur 38. Det totalestimerte miljøutslippet fra materialer under konvensjonell driving for utvalgte miljøkategorier (Dahlstrøm et al., 2014).

Av figur 38 kommer det frem at betong står for den største andelen av klimaendringer og at XPS står for den største andelen for ozonnedbrytning, samtidig som sprenggassene utgjør en liten andel. XPS er en type frostsikring som ofte blir benyttet i mye større grad (tilnærmet 10 ganger mer) i konvensjonell driving enn for sikring ved bruk av TBM. Dette fordi betongelementene som benyttes ved dobbeltskjold-TBM er godt nok frostsikret (Rake, 2016). Betongen i figur 38 er i all hovedsak knyttet til sprøytebetong, overfjellsbetong og betongutstøpning (Dahlstrøm et al., 2014).

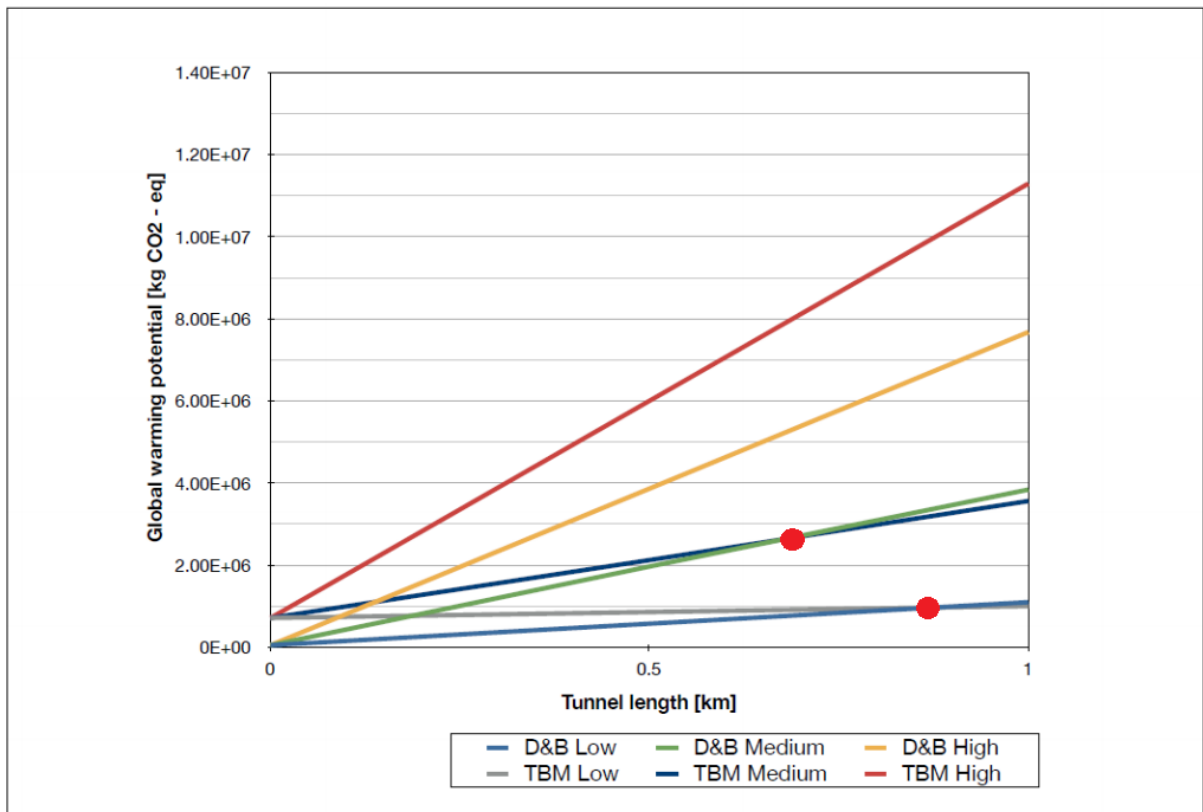
Av figur 37 og 38 kommer det frem at det er bruken av betong som gir de største luftforurensningene. CO₂-utslippet under tunneldriving uansett drivemetode vil endre seg med graden av sikringsomfanget (lav, medium og høy). Det vil også være CO₂-utslipp fra selve drivingen (sprengning eller fullprofilboring), se figur 39 (Skaar et al., 2016).



Figur 39. Potensialet for CO₂-utslipp for driving med konvensjonell boring og sprengning og dobbeltskjold-TBM (Skaar et al., 2016).

Fra figur 39 kommer det tydelig frem at CO₂-utslippet øker betraktelig med økende sikringsomfang. Dobbeltkjold-TBM er et dårligere alternativ med tanke på klimagassutslipp når bergmassen er av dårlig kvalitet og sikringsomfanget er stort. Dette fordi det blir sikret med betongelementer som har mer betong og armeringsstål som er materialer med større CO₂-utslipp (Skaar et al., 2016). Ut fra resultatene fra forundersøkelsene beskrevet i kapittel 4, kan bergmassen i prosjektområdet klassifiseres som god. Det kan derfor antas at sikringsomfanget for tunnelene vil ligge rundt lav til medium sikringsomfang med unntak av svakhetssonene.

Det har blitt utført en sammenligning av det totale utslippet av CO₂ med tunnellengde fra 0 til 1 km for de to drivemetodene med ulik sikringsmengde, se figur 40.



Figur 40. Totale CO₂-utslipp per meter tunnel fra driving med sikringsmengde som en varierende faktor (0-1 km). TBMen er i dette tilfelle en dobbeltskjoldmaskin (Skaar et al., 2016).

Figur 40 viser at for lav sikringsmengde for en dobbeltskjold-TBM under driving vil ha et større totalutslipp i starten, men ved rundt 880 meter vil konvensjonell driving være på samme nivå. Ved medium sikringsmengde vil TBM driving også ha et større totalutslipp de første hundre meterne før de to drivemetoden er like ved rundt 700 m med tunnallengde. Etter dette vil konvensjonell driving ha et større utslipp enn TBM driving. For høy sikringsmengde vil dobbeltskjold-TBM alltid ha et mye større CO₂-utslipp enn for konvensjonell driving på grunn av betongelementene.

Begge drivemetodene har innvirkning på luftforurensningen. I motsetning til TBM vil konvensjonell driving ha utslipp av sprenggasser som påvirker både den lokale, regionale og globale luftforurensningen. Begge drivemetodene vil i tillegg påvirke luftforurensningen med partikler og støv, samt CO₂-utslipp fra materialvalg og -mengde. For kryssing under Romsdalsfjorden er åpen TBM valgt som maskintype, og utslipp knyttet til betong vil derfor være betydelig mindre enn om dobbeltskjold-TBM blir benyttet. CO₂-utslipp knyttet til materialproduksjon og utbygging vil inngå i miljøregnskapet utført i VegLCA i kapittel 10.

Forurensning av jord og vann

Det er flere forhold under anleggsfasen av et tunnelprosjekt som kan føre til forurensning av jord og vann. For begge drivemetodene bør følgende forhold vurderes for å redusere forurensning, spesielt med tanke på vannforekomster og grunnforhold:

- Partikkelforurensning som følge av tunneldriving, knusing og fyllinger.
- Olje- og kjemikaliespill fra maskiner og utstyr.
- Tilførsel av nitrogenholdige næringsstoffforbindelser fra sprengstoff. Vil bare gjelde for konvensjonell driving.
- Høy pH som følge av stort sementforbruk/injeksjonsmidler.
- Avrenning fra injeksjonsarbeid i tunnelen.
- Utslipp fra riggområder.

(Weideborg et al., 2009)

Både for TBM og konvensjonell driving er det nødvendig å tilføre vann på stoffen for å kjøle ned tunnelboremaskinen/boreriggen. For konvensjonell driving kan vannmengden på boreriggen vanligvis ligge mellom 200-350 l/min. Selve driftstiden på en rigg kan variere, men det er vanlig å ha en effektiv driftstid pr. døgn på ca. 9 timer avhengig av anlegget. Som nevnt vil driftsvannet fra begge drivemetodene være en viktig utslippskilde for det ytre miljøet. Driftsvannet vil for begge drivemetodene kunne ha et høyt innhold av partikler, og eventuelt olje og høy pH fra betongbruk. Den største forskjellen vil være at det for konvensjonell driving blir benyttet sprengstoff som gir nitrogenforbindelser i driftsvannet. Hvis driftsvannet i tillegg har høy pH vil nitrogenforbindelsene omdannes til ammoniakk, som er giftig i lave konsentrasjoner, og vil kunne påvirke organismer i grunnen. Virkningen av forurensningsutslippet vil bestemmes ut fra utslippsmengden og resipientens egenskaper (Weideborg et al., 2009; Åstebøl et al., 2011).

Stor innlekkasje er ikke ønskelig, blant annet fordi det øker faren for grunnvannsenkning, som videre kan gi setningsskader på bygninger som er plassert over tunneltraséen (Weideborg et al., 2009). Som nevnt i kapittel 7.4 forekommer vanninnstrømning i en tunnel gjerne i den delen som går under land (Nilsen, 2012). Ettersom det er lite bebyggelse i området rundt de planlagte tunnelene under Romsdalsfjorden, og i tillegg til at store deler av traséen går under fjorden, vil trolig problemer knyttet til setningsskader være liten. Som nevnt i kapittel 8.3 vil begge drivemetodene takle problemer med innlekkasje i tunnelen, men konvensjonell driving blir ofte ansett som mer fleksibel i forhold til forinjeksjon.

Deponering av tunnelmasser er en annen faktor som kan gi forurensning til vannforekomster og grunn. Enten kan massene deponeres på land slik at de senere kan bli anvendt, se kapittel 10. Eventuelt kan massene anvendes som fylling i sjø eller på land. For TBM vil massene inneholde mer finstoff som kan gi partikkelforurensning ved avrenning ut til et vassdrag eller ved deponering i sjø. Dette kan ha en negativ innvirkning på fiskens adferd, vevsskader og tilslamming av gyteområder (Åstebøl et al., 2011). For tunnelmasser fra konvensjonell driving vil det være mindre finstoff, men nitrogenforbindelsene fra sprengstoffet kan gi problemer og bør derfor utredes og renses. Ved avrenning fra masser med høy konsentrasjon av nitrogen kan nitrogenet føre til økt plantevekst i det område som har blitt utsatt. Det kan gjøres tiltak mot slik type forurensning ved å vurdere deponiområdet grundig (Weideborg et al., 2009).

Tunnelmasser blir ofte brukt som utfylling i sjøen, dette er også planlagt for kryssing under Romsdalsfjorden, se kapittel 11. Ved konvensjonell driving vil sprengsteinmassene inneholde rester av plast fra selve sprengningen på grunn av detonasjonsluntene. Samtidig vil stålfiber bli brukt i sprøytebetongen for å øke styrken og seigheten til materialet (Busterud, 2016). I noen tilfeller vil sprøytebetongen prelle av fjellet, og falle ned på sålen til tunnelen. Det vil da bli liggende igjen fiber på sålen sammen med detonasjonslunter fra sprengningen. Dette vil bli fraktet ut av tunnelen sammen med den utsprengte tunnelmassen og bli deponert.

Detonasjonsluntene (skytteledningen) er en tynn bøyelig slange med eksplosiv kjerne som er isolert med plast, og denne plasten vil bli liggende igjen etter sprengning. Ved bruk av plastfibre i tilfeller hvor sprengningsmassene blir benyttet til utfylling i sjø vil plasten bli vasket ut i sjøen og utgjøre en stor forurensning (Likhosherskaya og Nyembwe, 2012). På figur 41 kan en se resultatet av en utfylling med utsprengt tunnelmasse som har inneholdt detonasjonslunter og fibre, hvor plasten og fibre har blitt vasket inn på en strandsone i senere tid.



Figur 41. Detonasjonslunter og plastfiber som er vasket inn på en strandsone (Likhosherskaya og Nyembwe, 2012).

Ved å benytte sprøytebetong med andre fibertyper som har densitet høyere enn vann og eventuelt sortere prellmassene, kan deler av dette miljøproblemet løses (Likhosherskaya og Nyembwe, 2012). Dagens tennere og skyteledninger som benyttes til fjellsprenning er alle plastbelagte, og det er vanskelig å finne gode erstattere. Et alternativ kan være å bruke elektroniske tennere som har en skyteledning bestående av kobberledning kledd med plast. Disse har høyere egenvekt enn vann og vil derfor følge tunnelmassene ned mot dypet og forbli i fyllingen (Kleppstø et al., 2017). Da det ikke finnes et godt alternativ for plastfrie tennere vil trolig bruk av elektroniske tennere med høyere egenvekt enn vann være det mest hensiktsmessige for prosjektet kryssing under Romsdalsfjorden. Det vil også være fordelaktig å unngå bruk av plastfibre i sprøytbetongen under sikring. Problemer knyttet til plast ved utfylling i havet vil unngås ved å velge TBM som drivemetode. Ved bruk av TBM vil en derimot ha problemer knyttet til spredning av de fineste partiklene i tunnelmassene. Anvendelser av tunnelmasser som fylling er sett nærmere på i kapittel 11.

Drivemetodene vil stille noe ulikt i forhold til forurensning av jord og vann. For TBM vil det være forurensning i form av finpartikler, mens massene fra konvensjonell driving inneholder sprenggasser. Ved riktig håndtering og deponering av massene vil konsekvensene være minimale, men nitrogenforbindelsene fra sprengningen kan være giftig for organismer og vil ha negativ påvirkning på det ytre miljøet. I tillegg vil plast fra detonasjonslunte og

plastfibervære et miljøproblem under deponering i sjøen. På bakgrunn av et slikt miljøperspektivet vil trolig TBM stille noe sterkere enn konvensjonell driving.

Landskapsbilde

For tunnelprosjekter vil lite av vegen være synlig i dagen, og landskapsbildet vil derfor i liten grad påvirkes. Det bør likevel utføres konsekvensanalyser, beskrevet i *Håndbok V712*, i form av steds- og landskapsanalyser. Dette for å systematisere eksisterende kunnskap og gjøre vurdering av verdiene i området (Statens vegvesen, 2018).

For prosjektet under Romsdalsfjorden er landskapet definert som utenfor byer og tettsteder. Selve lokaliseringen og utformingen av tunnelpåhugget vil gi størst endring i landskapsbilde. I Vik (Vestnes kommune) vil tunnelpåhugget være synlig og gi en ny vegtrasé og kryssløsning nedgravd i en betongkulvert. Samtidig vil det under anleggsfasen bli flere anleggsveier mot tunnelen. Dette vil blant annet føre til at to bekker (Vidåna og Øveråsløken) må omlegges. På Otrøya (Midsund kommune) vil tunnelpåhugget komme ut ved Nautneset i en bratt fjellskråning, se figur 42. Her vil det bli en kryssløsning med enten rundkjøring inne i tunnelen eller i dagen utenfor tunnelpåhugget. Det sistnevnte vil føre til en større utfylling i sjøen rett nedenfor påhugget. Dette stedet ligger sterkt eksponert i landskapet og et inngrep her vil være synlig på avstand (Bjølstad og Angell-Petersen, 2016; Statens vegvesen, u.å.c).



Figur 42. Omtrentlig plassering av tunnelpåhugget ved Nautneset, av forfatterne 2018.

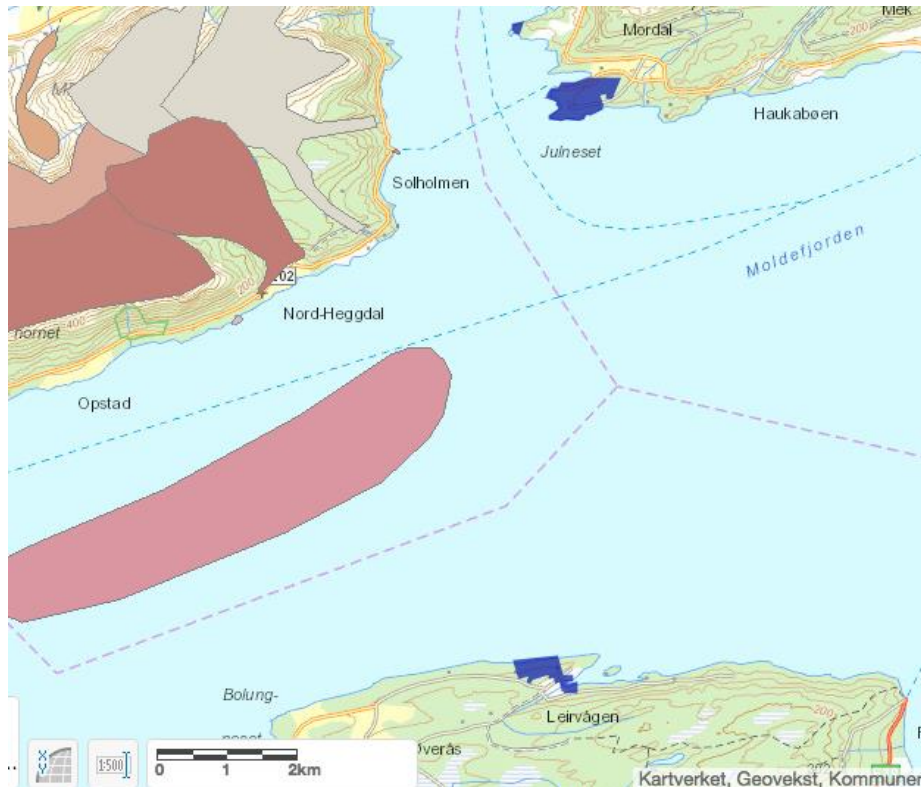
Tunneltverrsnittet vil ha noe ulik utforming, men dette vil ikke utgjøre store forskjeller. For konvensjonell driving vil det mest sannsynligvis bli lagd seks tverrslag for å ha optimal inndrift i prosjektet. Dette vil påvirke landskapsbildet negativt, da det blir flere innhugg i landskapet.

Nærmiljø og friluftsliv

Under dette miljøtemaet inngår områder som er tilrettelagt for et formål (park, grøntområder, skoler, idrettsplasser osv.) og ubebygde naturområder (Statens vegvesen, 2010). Ettersom vegprosjektet ved Romsdalsfjorden blir lagt i tunnel vil kun enkelte steder i nærmiljøet bli påvirket. Dette gjelder spesielt i områdene rundt tunnelpåhuggene, og fremfor alt for konvensjonell driving da denne metoden som nevnt vil skape noen ekstra tverrslag.

For å ivareta nærmiljøet og friluftslivet på en god måte følger prosjektet retningslinjer slik at beboernes interesse blir ivaretatt. Dette gjøres ved at utformingen til prosjektet er lagt til rette for trygg ferdsel for myke trafikanter, det vil si etablering av separate gang- og sykkelveger langs riksvegen (Statens vegvesen, 2016b).

Kart i figur 43 viser områder hvor det er registrert friluftsliv av ulike typer og verdi. På Vik er det et statlig sikret område (blå farge) som er egnet til turgåing, sykling, bading, båtutfart, fisking og lek. Dette området vil trolig ikke bli berørt av tunnelen under Romsdalsfjorden. På Otrøya ligger Midsunds høyeste fjell, Opstadhornet. Fjellet har en høy brukerfrekvens både sommer og vinter, deler av området blir derfor sett på som svært viktig. Grått viser områder som i mindre grad blir brukt som turområder (Miljødirektoratet, 2018).



Figur 43. Markerte friluftsområder på Vik og Otrøya. Blått betyr at området er statlig sikret. Burgunder fra mørk til lysere viser områdets friluftsverdi fra svært viktig til viktig. Grått viser registrerte friluftsområder med mindre brukerfrekvens (GisLink, 2018).

På grunn av flere tverrslag vil det for konvensjonell driving bli flere innhugg i naturen sammenlignet med TBM. Det er viktig at disse tverrslagene ikke kommer i konflikt med de viktige friluftsområdene på Otrøya.

Naturmiljø

Dette temaet inkluderer effekten prosjektet har på naturmiljøet (flora, fauna, berggrunn og løsmasser), samt hvordan det kan rehabiliteres etter at inngrepet er utført (Statens vegvesen, 2010). Sweco utført en supplerende miljøutredning for kryssing under Romsdalsfjorden som omhandler påvirkning på naturmiljøet. Denne rapporten tar for seg hvordan påvirkning

prosjektet har på ferskvannsmiljø, terrestrisk miljø og marint miljø. Det henvises til rapporten *Supplerende miljøutredning - reguleringsplan E39 Vik - Julbøen* for en mer detaljert beskrivelse av naturmiljø (Bjølstad og Angell-Petersen, 2016).

Kulturmiljø

Det er utført en utredning på innvirkning fra tunnelprosjektet på kulturmiljøet i området ved Romsdalsfjorden. I den forbindelse har det blitt gjort arkeologiske funn i alle de tre planområdene, og flere av lokalitetene har blitt fredet (Bjølstad og Angell-Petersen, 2016).

Kulturmiljøet vil bli påvirket i like stor grad uansett hvilken drivemetode som blir brukt, og det vil derfor ikke bli diskutert nærmere i denne oppgaven. For mer informasjon om de arkeologiske funnene henvises det til rapporten *Supplerende miljøutredning - reguleringsplan E39 Vik - Julbøen* av Bjølstad og Angell-Petersen (2016).

Energiforbruk

Under driving av tunnelen vil energiforbruket være høyt uansett hvilken metode som blir valgt. En vesentlig forskjell er at TBM går på elektrisitet, mens konvensjonell driving bruker anleggsmaskiner som ofte går på fossilt brensel. Da Norge bruker vannkraft (fornybar energikilde) som energi, vil TBM i utgangspunktet være mer miljøvennlig. Dette forutsetter at det er tilgang på elektrisitet ved anlegget. Dieselaggregat må benyttes for å lage elektrisitet hvis dette ikke er tilfelle. Konvensjonell driving kan gjøres mer miljøvennlig ved å ta i bruk fossilfrie anleggsmaskiner (Bjølstad og Angell-Petersen, 2016).

Transport av tunnelmassene er en annen faktor som vil være utslagsgivende for energiforbruket under driving av Romsdalsfjorden. For kryssing under Romsdalsfjorden vil som nevnt transportbånd benyttes for både TBM og konvensjonell driving. For konvensjonell driving vil det kun bli benyttet i ett tunnellop. Det vil si at massene først må transporteres med kjøretøy fra stoff til transportbåndet. For TBM vil transportbåndet være i direkte tilknytning til maskinen, og mellomtransport vil ikke være nødvendig, se figur 44.



Figur 44. Transportbånd med tunnelmasser fra en TBM som er plassert opp mot taket (Beitnes, 2016).

Det er også knyttet et energiforbruk til selve transporten av maskiner benyttet til tunneldriving. En TBM er stor og fraktes gjerne i mindre deler med skip eller store kjøretøy. En slik transport vil ha et høyt energiforbruk. For konvensjonell driving er ofte anleggsmaskinene nærmere anlegget, noe som medfører en kortere transporten og mindre energiforbruk.

I utgangspunktet vil driving med TBM bli sett på som mer miljøvennlig fordi maskinen benytter fornybar energi, mens det for konvensjonell driving benyttes maskinene som går på fossilt brensel. Dette vil mulig endre seg i fremtidige prosjekter ved at el-drevne anleggsmaskiner benyttes.

Ventilasjon og belysning er også viktige faktorer i energiforbruket til en tunnel, men vil ikke bli diskutert i denne oppgaven da en kan anta at disse faktorene blir tilnærmet like for de to drivemetodene. Valg av materialer vil også påvirke energiforbruket. Dette vil bli diskutert under neste tema *Materialvalg og avfallssortering*.

Materialvalg og avfallshåndtering

Materialvalg og avfallshåndtering vil påvirke det ytre miljøet på ulike måter, og er derfor nevnt under flere miljøtemaer. Dette temaet vil ikke ta for seg utslipp og forurensing knyttet til materialer. Mengde materialer vil variere for de to drivemetodene. For å kunne sammenligne materialmengden opp mot miljø for de to drivemetodene bør utslippet for materialet ses i sammenheng med enheten kg/m^3 . (Fykse et al., 2012). En slik sammenligning av materialvalg for E39 kryssing under Romsdalsfjorden er gjennomført i miljøregnskapet i kapittel 10.

En TBM er større enn maskiner som benyttes for konvensjonell driving, og den består derfor av mer stål. Den åpne TBMen som ble benyttet til driving mellom Arna-Bergen hadde en totalvekt på 1800 tonn, og et tverrsnitt på 68 m^2 (Jernbaneverket, 2016). Fordi tunnelen under Romsdalsfjorden vil ha et enda større tverrsnitt kan en anta at også totalvekten vil være større. Det vil si at mer stål går med til å produsere maskinen, noe som virker negativt på miljøet.

En stor del av materialproduksjonen under tunneldriving er knyttet til sikring. Sikringsmengden vil som nevnt i miljøtemaet *Luftforurensing* være avhengig bergkvaliteten og vil være ulik for de to drivemetodene. For en skjold-TBM vil store deler av tunnelen bli sikret med betongelementer, se kapittel 5.1 for forskjellene mellom skjoldmaskinene. For kryssing under Romsdalsfjorden vil åpen TBM benyttes, og sikringsmetoden er for denne maskinen er relativt lik som for konvensjonell driving (Jernbaneverket, 2016). Generelt vil en åpen TBM trenge litt mindre sikring sammenlignet med en konvensjonelt drevet tunnel, mer om dette i kapittel 10.4. Uansett hvordan type sikring som blir benyttet er det ønskelig å velge et godt materiale for å øke varigheten til konstruksjonene. Samtidig er det i dag et større fokus på å velge materiale som blir produsert mer miljøvennlig, men dette blir ofte sett på i sammenheng med kostnadene.

For tunnelprosjekter vil det også være en stor fordel å kunne anvende de uttatte tunnelmassene fra drivingen til egnet formål, eller at det kan benyttes til industri/fylling/deponi i nærområdet. Dette vil gi en reduksjon i transport av masser, som vil ha en positiv innvirkning på miljøet. Ved å velge TBM som drivemetode vil en få større mengde med tunnelmasse enn konvensjonell driving (Fykse et al., 2012). Anvendelse av masser er nærmere diskutert i kapittel 11.

9.3 Oppsummering

I tabell 18 er de to drivemetodene sammenlignet med tanke på det ytre miljøet. Vurderingene som er gjort i tabellen er basert på hva som er relevant for tunnelen som skal krysse under Romsdalsfjorden.

Tabell 18. Drivemetodenes påvirkning på det ytre miljøet i prosjektområdet for kryssing under Romsdalsfjorden.

Miljøtema		TBM	Konvensjonell	Vurdering
Støy og vibrasjon		Liten grad	Liten grad	Få husstander vil bli påvirket uansett drivemetode.
Luftforurensing	Lokal	Liten grad	Stor grad	TBM vil gi finstoff, konvensjonell vil gi sprenggasser.
	Regional	Liten grad	Stor grad	Sprenggassene er den største kilden til sur nedbør
	Global	I noe grad	I noe grad	CO ₂ -utslippet er i stor grad knyttet til sikringsmengde. En åpen TBM har ofte redusert sikringsmengde i forhold til konvensjonell driving
Forurensing av jord og vann	Driftsvann	I noe grad	Stor grad	TBM har mye finpartikler, konvensjonell har nitrogenforbindelser.
	Deponi	Stor grad	Stor grad	TBM kan gi partikkelforurensning, konvensjonell har nitrogenforbindelsene som kan danne ammoniakk (giftig) + plastforurensning
Landskapsbilde		I noe grad	I litt større grad	Tunnelpåhugg størst innvirkning. Konvensjonell vil ha flere tverrslag.
Nærmiljø og friluftsliv		Liten grad	Liten grad	Lite som berører det eksisterende, men

				flere tverrslag vil påvirke mer av nærmiljøet
Naturmiljø		I noe grad	I noe grad	Liten forskjell i omfang mellom drivemetodene
Kulturmiljø		I noe grad	I noe grad	Liten forskjell i omfang mellom drivemetodene
Energiforbruk	Anleggsmaskin	Liten grad	Stor grad	TBM går på elektrisitet, konvensjonell går oftest på fossilt brensel
	Massetransport	Liten grad	I noe grad	TBM bruker transportbånd. Konvensjonell bruker transportbånd og hjullastere
	Transport av maskiner	Stor grad	Liten grad	TBM må transporteres over lengre strekker.
Materialvalg og avfallshåndtering	Anleggsmaskin	Stor grad	I noe grad	Mer stål må produseres for en TBM
	Sikringsmengde	Stor grad	Stor grad	Betong og stål gir store utslipp, men mengden for drivemetodene er tilnærmet lik
	Anvendelse av masser	Stor grad	Stor grad	Avhenger av bergmassekvaliteten

Ut fra tabell 18 kan en se at drivemetodene påvirker det ytre miljøet relativt likt. En kan likevel se at TBM vil være noe bedre egnet sammenlignet med konvensjonell driving. Dette kommer blant annet av de ekstra tverrslagene som må benyttes for konvensjonell driving, og som påvirker flere av miljøtemaene negativt. Da det er lite bebyggelse i prosjektområdet blir dette likevel sett på som mindre viktig. I tillegg vil sprengstofforbruket under konvensjonell driving påvirke den lokale og regionale luftforurensingen i større grad enn en TBM, hvor sprengstoff ikke blir brukt. CO₂-utslippet til de to drivemetodene vil bli estimert i kapittel 10.

10 Miljøbudsjett og -regnskap

Dette kapitlet tar for seg dagens situasjon for miljøet med fokus på miljøbudsjett og -regnskap, og definisjonen av disse begrepene. Videre er VegLCA benyttet for å lage et miljøbudsjett for E39 under Romsdalsfjorden der det fokuseres på forskjellene på TBM og konvensjonell driving.

10.1 Dagens situasjon

I dagens samfunn er det et stort fokus på klimagassutslipp. Dette gjenspeiles i at det i 2015 ble inngått en historisk klimaavtale (Parisavtalen) der de fleste landene i verden forpliktet seg til å kutte klimagassutslippene. Formålet med denne avtalen er at verden en gang mellom 2050 og 2100 skal være klimanøytral (FN-sambandet, 2017).

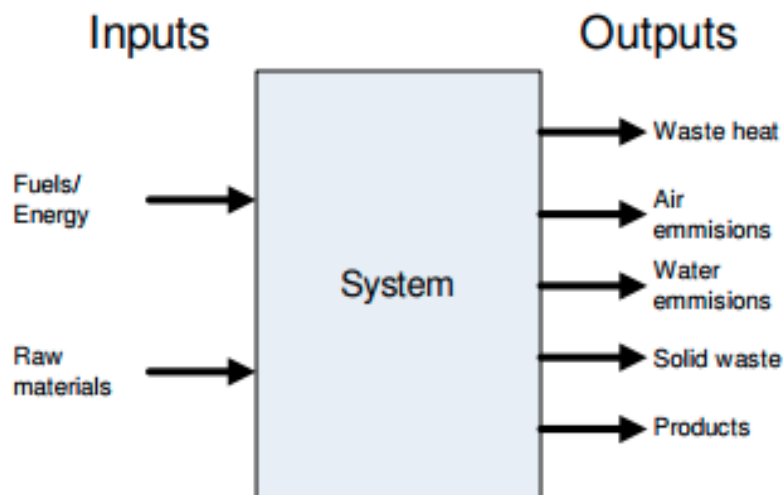
Det årlige klimafotavtrykket som i dag er knyttet til materialproduksjon for bygg og anlegg er 6% av Norges totale klimagassutslipp. Dette er det samme utslippet som personbiler i Norge står for (Meld. St. 33 (2016-2017)). I NTP (nasjonal transportplan) for 2018-2029 er det beskrevet at samferdselsprosjekter i størst mulig grad skal ta i bruk nullutslippsteknologi. Det vil blant annet innebære bruk av alternativ drivstoff og bevisstgjøre materialvalgene og -mengde. I dag står betong, stål og asfalt for $\frac{2}{3}$ av klimagassutslippene fra anleggene for vegprosjekter. Målet er å redusere klimagassutslippene fra bygging av infrastruktur med 40% innen 2030 (Busterud, 2018). For å kunne nå disse målene har NTP stilt nye krav til bygg- og anleggsbransjen. Dette har ført til at alle store veg- og jernbaneprosjekter er pliktig til å rapportere utslipp av klimagasser fra utbyggingsfasen, i form av miljøbudsjett.

Ettersom kravet om rapportering av miljøbudsjett er nytt, har det de siste årene vært pilotprosjekter på å lage en veiledningsrapport for andre lignende samferdselsprosjekter, både for veg og jernbane. Dette har resultert i at NFF (Norsk forening for fjellsprengningsteknikk) sammen med Dahlstrøm et al. (2014) har utarbeidet en teknisk rapport, *Anbefalte retningslinjer for miljøbudsjett og -regnskap for tunneler*. Målet med rapporten er å etablere en felles forståelse og oppfatning av utarbeidelse av miljøbudsjett og miljøregnskap.

I disse dager (2018) gjennomføres Norges første fossilfrie anleggsprosjektet i Oslo by. Arbeidet blir utført av Statnett og Veidekke i forbindelse med fornyelse av strømkabler mellom Smestad og Sogn. CO₂-utslippet for dette prosjektet blir kuttet med 78%, som utgjør en reduksjon på flere tusen tonn CO₂. Dette gjøres ved å benytte elektriske anleggsmaskiner i tunnelarbeidet, elbiler for persontransport, mens lastebiler og andre maskiner går på fornybar og palmeoljefri diesel (Byggeindustrien, 2018). Hvis Norge skal klare å redusere klimagassutslippene med 40% i fra bygging av infrastruktur må flere anleggsplasser følge den samme utviklingen ved å benytte seg av elektriske og fossilfrie anleggsmaskiner. Det er i dag (2018) en utfordring å få tilgang på utslippsfrie anleggsmaskiner, men det er en stor teknologisk utvikling innenfor denne bransjen.

10.2 Definisjoner

Miljøbudsjett og -regnskap er basert på en standardisert metode kalt livsløpsvurdering (LCA) (Dahlstrøm et al., 2014). En livsløpsvurdering er en analyse for å forstå prosjektets egen verdikjede, samtidig identifisere miljømessige forbedringspotensialer (Larsen, u.å.). En livsløpsvurdering vil derfor summerer alle miljøpåvirkningene fra alle faser av prosjektet; uttak av råstoff, produksjon og transport av materialer/produkter og anvendelse. Alle vurderingene som blir gjort kan benyttes i arbeidet med å etablere et klimabudsjett. Enkelt forklart skal miljøbudsjett og -regnskap hjelpe til med å beskrive byggeprosjektet ved å kartlegge delprosesser, og gi en bedre oversikt over forbruk av ressurser i prosjektets livsløp. Dette er illustrert i figur 45 som viser eksempler på mengder av hva som kan bli registrert for en delprosess. Hver mengde som er registrert blir multiplisert med en utslippsfaktor for å gi en samlet miljøindikator som vil gi mulighet for senere sammenligning. To fordeler med livsløpsvurdering er at det omfatter hele livsløpet uavhengig av tid og sted, og det betrakter et sett av miljøkonsekvenser (Kjerkol et al., 2011; Dahlstrøm et al., 2014).



Figur 45. Viktige inn- og utdata for kartlegging av en delprosess i et prosjekt (Dahlstrøm et al., 2014).

Hensikten med å benytte seg av et miljøbudsjett og -regnskap er å kunne begrense de negative miljøpåvirkningene gjennom alle faser av et tunnelprosjekt (Dahlstrøm et al., 2014).

Miljøbudsjettet er sett på som et nyttig verktøy for å redusere energiforbruk under utbygging. Dette gjelder både for anleggsarbeidet og indirekte gjennom bruk av mer miljøvennlige materialer (Ruud et al., 2013). Derfor vil miljøbudsjettet bidra til å avdekke miljøaspekter allerede i planleggingsfasen slik at problemet blir håndtert tidlig. Dette er positivt ettersom miljøpåvirkningene kan gi store sosiale, samfunnsmessige og økonomiske effekter både lokalt, regionalt og nasjonalt. Den samlede miljøpåvirkningen fra et prosjekt er et resultat av:

- *Konstruksjon*: Energiforbruk, materialproduksjon og transport (i år 0).
- *Drift og vedlikehold*: Energiforbruk, materialproduksjon og transport (alle år innenfor den perioden som er beregnet).

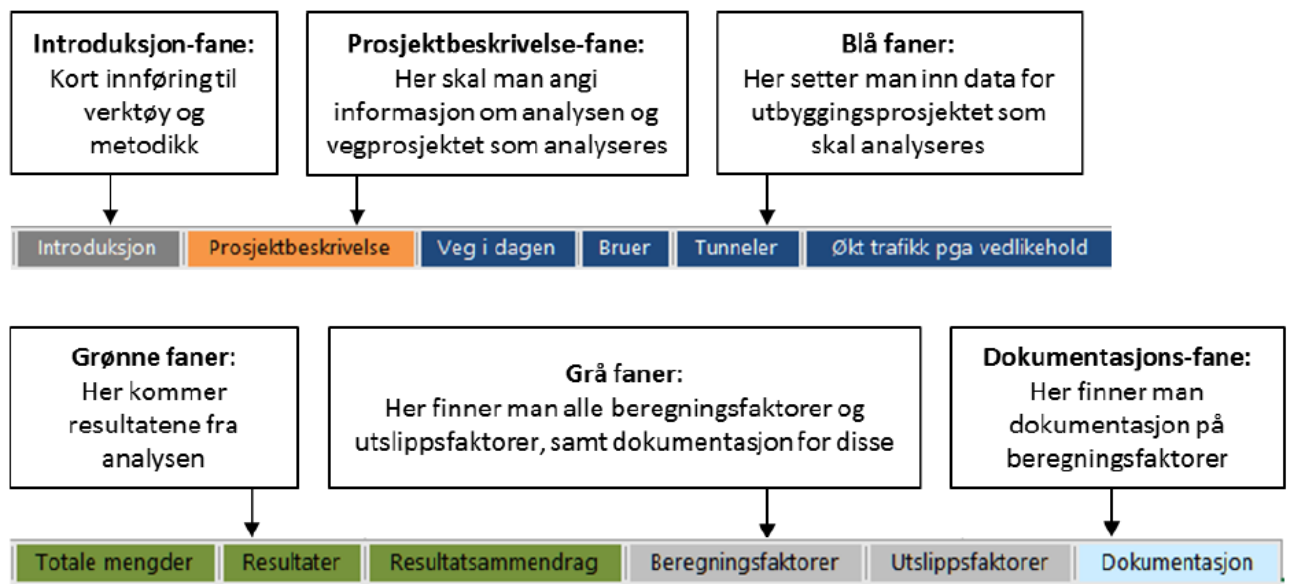
Videre vil miljøregnskapet bidra med å følge opp målsetningene fra miljøbudsjettet under gjennomføringen av prosjektet. En annen fordel med miljøregnskapet er at erfaringene fra et prosjekt kan brukes til å identifisere viktige miljøaspekter i nye prosjekter og komme med anbefalinger (Dahlstrøm et al., 2014; Kjerkol et al., 2011).

10.3 VegLCA

Asplan Viak har på oppdrag av Statens vegvesenet utviklet VegLCA, et verktøy for beregning av miljøpåvirkninger fra vegprosjekter. VegLCA er utarbeidet for bruk i planlegging av et vegprosjekt, det vil si i prosjekteringsfasen. I likhet med LCA inkluderer VegLCA prosesser fra råvareuttak til endt levetid. Verktøyet skal enkelt indikere hvilke bidrag som de ulike

innsatsfaktorene (materialer og energi), hovedprosesser og livsløpsfaser (utbygging/drift og vedlikehold) gir til miljøet. Verktøyet kan brukes til å lage klimabudsjett, klimaregnskap og klimavekting i anbudsrunder. VegLCA kan brukes for veg i dagen, tunnel og bruinfrastruktur (Hamel, 2017; Hammervold, 2016).

VegLCA er utarbeidet som et regneark i Excel, hvor det er egne faner for innlegging av data på prosesskodenivå. Verktøyet følger samme oppbygning som Prosesskode 1 og 2 i Statens Vegvesens *Håndbøker R761* og *R762*. Enkelte prosesser er utelatt i regnearket fordi de har ingen eller svært liten påvirkning på miljøet. Det kreves en mengde på et visst detaljnivå for at VegLCA skal være nyttig å bruke. Verktøyet består av 12 faner med fargekoder, se figur 46. Enkelte av fanene er for å legge inn data, og noen faner er for å presentere resultatene (Hamel, 2017; Hammervold, 2016).

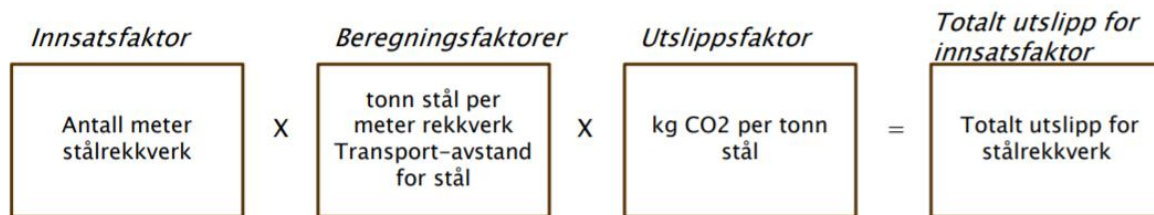


Figur 46. De 12 fanene i VegLCA (Hammervold, 2018).

Beregninger som blir gjort i programmet blir utført på bakgrunn av to faktorer (Haml, 2017):

- *Beregningsfaktorer:* Brukes til å beregne material- og energiforbruk som er knyttet opp mot ulike prosesser. VegLCA har standardverdier liggende inne, men de kan overstyres med prosjektspesifikke verdier hvis det finnes.
- *Utslippsfaktorer:* Brukes til å beregne utslipp knyttet til forbruk av materialer og energi. VegLCA har Norske og Europeiske gjennomsnittsdatabaser liggende inne, men disse kan overstyres med prosjektspesifikke verdier.

Beregnings- og utslippsfaktoren multipliseres med en innsatsfaktor for å et totalt utslipp for innsatsfaktoren, se figur 47. Resultatene vil kunne vises fordelt på livsløpsfase, innsatsfaktor, materialer og vegkomponenter.



Figur 47. Viser hvordan det totale utslippet for en innsatsfaktor beregnes i VegLCA (Hamel, 2017).

10.4 Beskrivelse av viktige innsatsfaktorer i VegLCA

Hovedprosess 3: Tunneler i Prosesskode 1 (*Håndbok R761*) beskriver alle prosessene til anleggsarbeider, og drift og vedlikeholdsarbeider i en tunnel som utføres for Statens Vegvesen. Prosess 35 (Portaler, overbygg og pumpestasjon mm) og 36 (Belysning, ventilasjon og sikkerhetsutrustning) vil ikke bli vurdert i denne oppgaven da det anses som lite relevant for sammenligningen av TBM og konvensjonell driving. Videre følger en beskrivelse av de resterende fire prosessene i *Hovedprosess 3* knyttet opp mot kryssing under Romsdalsfjorden. For en mer detaljert beskrivelse av prosessene henvises det til *Håndbok R761* (Statens vegvesen, 2015).

10.4.1 Sondérboring, kjerneboring og injeksjon

Denne prosessen omfatter alle arbeider foran og nær stuff som har til formål å undersøke hvilke bergforhold tunnelen kan ventes å komme inn i, eller som har til formål å tette, stabilisere eller drenere berget (Statens vegvesen, 2015).

En kan anta at sondérboring, kjerneboring og injeksjon er lik for konvensjonell driving og TBM ved kryssing under Romsdalsfjorden.

10.4.2 Sprengning av tunnel

Mengde utsprengt masse vil være større for TBM sammenlignet med konvensjonell boring og sprengning. Dette på grunn av det sirkulære tverrsnittet. De utsprengte massene kan enten

fraktes ut på transportbånd eller med dumpere/lastebiler. For driving med TBM er det, som nevnt i kapittel 7, vanligst å bruke transportbånd som går på elektrisitet for å frakte ut massene, mens det for konvensjonell driving er mer vanlig å bruke dumpere/lastebiler. Dette vil gi utslag på miljøregnskapet da transportbånd går på elektrisitet og dumpere på fossilt brensel.

For kryssing under Romsdalsfjorden med konvensjonell driving er det planlagt å frakte ut massene med transportbånd fra ett tunnellop. For å kunne benytte transportbånd i en konvensjonelt drevet tunnel er man avhengig av at stein blir knust inne i tunnelen. Knusemaskinen og transportbåndet står da fastmontert i det ene tunnellopet, mens det blir brukt hjullastere til å fore knuseren fra et mellomlager. Denne løsningen har blitt benyttet på den undersjøiske Ryfylketunnelen (Ryfast) (Ludt, 2015). På bakgrunn av dette er det antatt for kryssing under Romsdalsfjorden at 80% av totalt utsprengt masse blir ført ut av tunnelen med transportbånd og 20% med dieselskjøretøy for konvensjonell driving. For TBM vil 100% av massene fraktes ut med transportbånd.

Borbarheten til berget vil, som nevnt i kapittel 4.4, være en faktor for inndrift til tunnelen. I VegLCA kan en velge fjellklasser fra 1 til 3 for sprengte tunnelmasser. I samtale med Oddbjørn Dahlstrøm kom det frem at klassene beskriver hvor mye sprengstoff som må brukes for å sprengte fjell. Da det er vanskelig å finne informasjon om sammenhengen mellom fjellklasse, borbarhet og sprengbarhet er det for kryssing under Romsdalsfjorden valgt fjellklasse 1.

En tunnel drevet med TBM blir boret, og ikke sprengt. Overskriften på denne prosesskoden er derfor svært misvisende. TBM bruker mye strøm under boring. Det spesifikke strømforbruket kan i VegLCA fylles inn under fanen *Beregningsfaktor*. Da det har vært utfordrende å finne det eksakte strømforbruket pr. kubikkmeter til en åpen TBM med diameter på 12 m er den forhåndsbestemte verdien på 62 kWt/m³ brukt.

10.4.3 Stabilitetssikring

Bergsikring for konvensjonell driving utføres gjerne i to faser. Første fase er arbeidssikring som sørger for nødvendig sikkerhet under driving, og andre fase er installering av permanent sikring. Ofte inngår arbeidssikringen som en del av den permanente sikringen (Myrvang

2001). Dimensjonering av sikringsomfanget i norske samferdselstunneler baseres på Q-metoden (Dahlstrøm et al., 2014). Q-verdien blir bestemt ved geologisk kartlegging i tunnelen under driving, i dagen eller ved kjernelogging, se kapittel 4.3 for mer.

Det blir utført rensk av tunnelen før annen stabilitetssikring installeres, både med maskin og spett. De vanligste sikringsmetodene som blir brukt ved konvensjonell driving er:

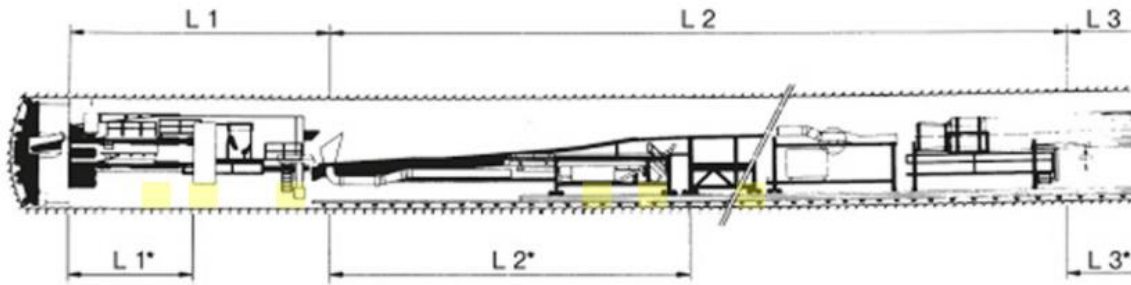
- *Bolting*: Kan benyttes som arbeidssikring og permanent sikring, og brukes for å sikre blokknedfall. Sikringen kan utføres som spredt eller systematisk bolting. Denne sikringsmetoden er en av de mest brukte forsterkningsmetodene, og det finnes mange forskjellige bergbolter.
- *Sprøytebetong*: Kan benyttes som arbeidssikring og permanent sikring både før og etter bolting (Nilsen og Broch, 2012). Det er vanlig å tilsette stål eller plastfiber, da dette fører til at sprøytebetongen tåler mer deformasjon før brudd. Fibertilsetningen gir også en positiv innvirkning på heften til berg fordi fibre vil fordele spenninger og riss.
- *Tung sikring*: For kryssing av soner med spesielt dårlig bergmassekvalitet er det vanlig å bruke full utstøpning. Dette sikringsmetoden er kostbar, men vil i noen tilfeller være nødvendig.

(Myrvang, 2001; Nilsen og Broch, 2012)

Stabilitetssikring som originalt er beregnet på for en konvensjonelt drevet tunnel blir også benyttet i en åpen TBM. Installasjonen vil bli 2-3 m forsinket på grunn av kutterhodet. Dette øker faren for ras på stoff. Det er vanlig å omtale bergsikring til en TBM-tunnel etter utstyres plassering, se figur 48:

- Området like bak kutterhodet (L1)
- Området bak på TBM (L2)
- Området på bakrigg og/eller bakenfor (L3)

(Jakobsen et al., 2015)



Figur 48. Arbeidsområdene på en TBM for bergsikring. L1 - L3 er arbeidsområde og L1* - L3* er arbeidssone (Maidl et al., 2014).

Bolting og sprøytebetong blir installert i L1, L2 eller L3, mens tyngre sikring som stålbuer og stålplater gjerne blir installert i L1 (Jakobsen et al., 2015).

Generelt kan en si at sikringsomfanget blir redusert i en tunnel drevet med åpen TBM i forhold til en konvensjonelt drevet tunnel. Dette på grunn av det sirkulære tverrsnittet gir spenningsfordeling og fordi metoden er mer skånsom på bergmassen rundt ettersom sprengningen uteblir. Erfaringstall fra norske vannkrafttunneler som er drevet med TBM viser en reduksjon av sikring på 40-90% i forhold til konvensjonell driving (Jakobsen et al., 2015). På bakgrunn av dette er det i oppgaven valgt å redusere sikringsomfanget med 30 % for TBM for prosjektet under Romsdalsfjorden.

Sikring foran stoff er spesielt viktig for konvensjonell driving da det her blir dannet en knusningssone på grunn av sprengning. For driving med TBM vil det trolig være mulig å installere sikringen bak stoff. I noen svakhetssoner kan det likevel være nødvendig med sikring på stoff. Det er i denne oppgaven derfor valgt at 90% av sikringen blir installert bak stoff, mens 10% vil bli installert foran stoff ved bruk av TBM (Nilsen, 2018).

I VegLCA er det også mulig å velge hvilken sementtype som skal brukes under sikring, og valget er mellom CEM I, CEM II/A og CEM II/B. Overgangen fra CEM I til CEM II er i hovedsak motivert av reduserte CO₂-utslipp (Pedersen, 2012). For dette prosjektet er CEM I valgt som betongtype for både konvensjonell driving og TBM.

10.4.4 Vann- og frostsikring

Denne prosessen omfatter levering og alt arbeid med vann- og frostsikring av heng og vegger i tunnel (Statens vegvesen, 2015). For kryssing under Romsdalsfjorden er det vurdert at 15 % av tunnelen trenger injeksjon og at det er behov for vann/frostsikring i hengen i 75 % av tunnelen (Statens vegvesen, 2016c). Hvelv av betongelementer er valgt som metode for vann og frostsikring for prosjektet, og skal benyttes for begge drivemetodene (Åndal, 2018b).

Det blir antatt at mengde vann- og frostsikring er lik for TBM og konvensjonell driving.

10.5 Mengdedata

Videre følger mengdedata for prosjektet som er benyttet for analyse i VegLCA, hvor resultatene er presentert i kapittel 10.6. Tabell 19 beskriver prosjektet og er lik for begge drivemetodene. Mengdedataen er noe forskjellig for TBM og konvensjonell driving, og kan ses i tabell 20 og 21. Dataen er hentet fra Åndal (2018b; 2018c).

Tabell 19. Prosjektbeskrivelse for kryssing under Romsdalsfjorden brukt i VegLCA.

Prosjektbeskrivelse	
Analyseperiode (år)	0
Utslippsfaktor brukt i analysen	Norsk gjennomsnittsdata
Vegtype	Motorveg klasse A
ÅDT	9400
Fartsgrense (km/t)	110
Antall felt	2
Vegbredde (m)	10,5
Lengde tunnel (m)	31 100

Tabell 20. Kopi av mengdedata innsatt i VegLCA for prosessene ved kryssing under Romsdalsfjorden med TBM som drivemetode.

TBM				
Hovedprosess 03: Tunneler				Tunneler Total
31: Sondèrboring, kjerneboring og injeksjon				
31.11		Sondèrboring ved slaghammerboring ved stuff	165 000	m
31.12		Kjerneboring, lengdebasert	500	m
31.22		Injeksjonsmiddel – standard injeksjonssement	6 300 000	kg
32: Sprengning av tunnel				
	Transportbånd	Opplasting i tunnel, transport og utlegging	3 514 300	fm3
32.225		Fullprofilboring og opprømming	3 514 300	fm3
33: Stabilitetssikring				
		Sikringsbolter ved stuff og ved tunnelpåhugg, fullt innstøpte, lengde 6,0 m, Ø 25 mm	2 400	stk
33.225		Sikringsbolter ved stuff, kombinasjonsbolter, lengde 3,0 m, Ø 20 mm	9 632	stk
33.232		Sikringsbolter bak stuff, fullt innstøpte, lengde 4,0 m, diameter 20 mm	21 672	stk
33.235		Sikringsbolter bak stuff, kombinasjonsbolter, lengde 3,0 m, diameter 20 mm	86 688	stk
33.411	Sprøytebetong B35, CEM I, med tilsetting av stålfiber	Sprøytebetong ved stuff med tilsetting av fiber	7 210	m3
33.421	Sprøytebetong B35, CEM I, med tilsetting av stålfiber	Sprøytebetong bak stuff med tilsetting av fiber	64 890	m3
33.4411	Betongstøp, B35, CEM I	Armering av sikringsbuer av sprøytebetong bak stuff	328 500	kg

33.4412	Betongstøp, B35, CEM I	Betongutstøping	35	m
33.53	Valg: Betongtype	Betongutstøping av tunnelsåle bak stuff	3 675	m ³
34: Vann og frostsikring				
34.32	Valg: Sementtype	Hvelv av betongelementer	220 000	m ²

Tabell 21. Kopi av mengdedata innsatt i VegLCA for prosessene ved kryssing under Romsdalsfjorden med konvensjonell driving.

Konvensjonell boring og sprengning				
Hovedprosess 03: Tunneler			Tunneler totalt	
31: Sondéboring, kjerneboring og injeksjon				
31.11		Sondéboring ved slaghammerboring ved stuff	165000	m
31.12		Kjerneboring, lengdebasert	500	m
31.22		Injeksjonsmiddel – standard injeksjonssement	6300000	kg
32: Sprengning av tunnel				
32.11	Fjell, Klasse 1	Tunnelløp	2 674 600	fm ³
32.2	Transportbånd	Opplasting i tunnel, transport og utlegging	2139680	fm ³
32.21	Bil - Relativt flatt	Steinmasser fra stuff til tunnelmunning	534920	fm ³
33: Stabilitetssikring				
33.211		Sikringsbolter ved stuff og ved tunnelpåhugg, fullt innstøpte, lengde 6,0 m, Ø 25 mm	34400	stk
33.226		Sikringsbolter ved stuff, kombinasjonsbolter, lengde 3,0 m, Ø 20 mm	137600	stk

33.412	Sprøytebetong B35, CEM I, med tilsetning av stålfiber	Sprøytebetong ved stuff med tilsetning av fiber	103000	m ³
33.441 2		Armering av sikringsbuer av sprøytebetong bak stuff	328500	kg
33.53	Betongstøp, B35, CEM I	Betongutstøping	50	m
33.533	Betongstøp, B35, CEM I	Betongutstøping av tunnelsåle bak stuff	5250	m ³
34: Vann og frostsikring				
34.41	Hvelv av betongelementer, CEM I	Hvelv av betongelementer	220000	m ²

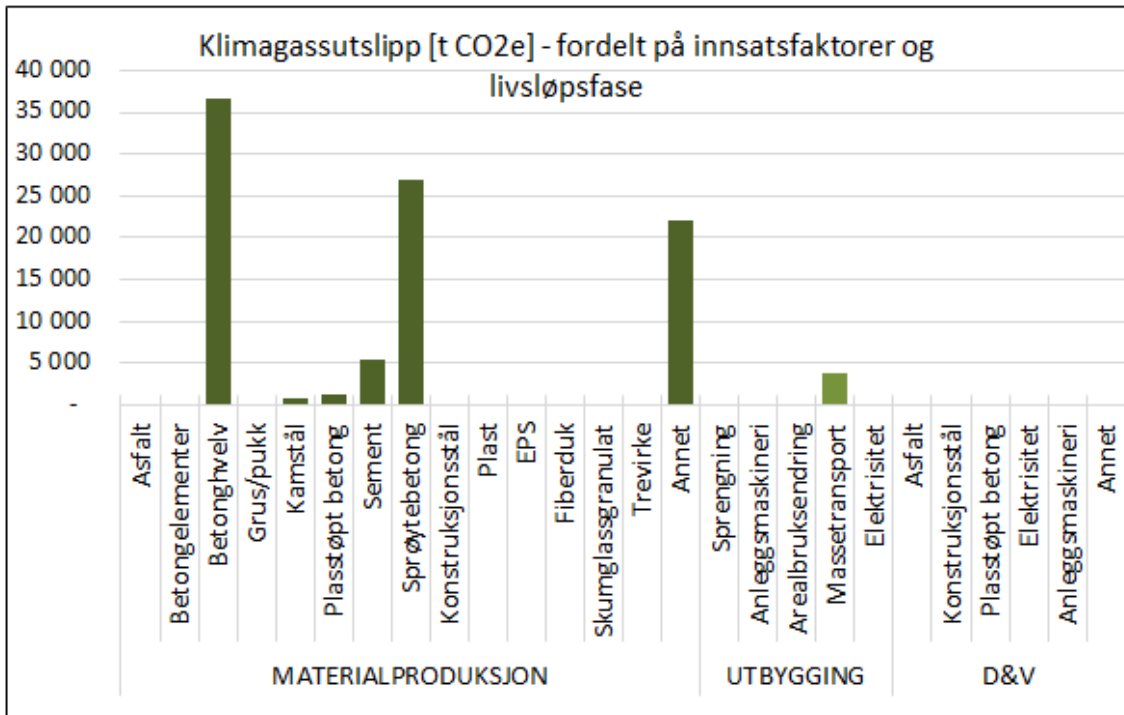
10.6 Resultater fra VegLCA

Resultatet fra miljøregnskapet utført i VegLCA viser miljøpåvirkninger i tre faser av et samferdselsprosjekt. Det er valgt å begrense analysen til kun å se på resultater knyttet til CO₂-utslippet for materialproduksjon og utbyggingen av tunnelen. Videre er det valgt analyseår på null år, som vil si at dette miljøregnskapet ikke dekker miljøpåvirkninger fra drift og vedlikehold.

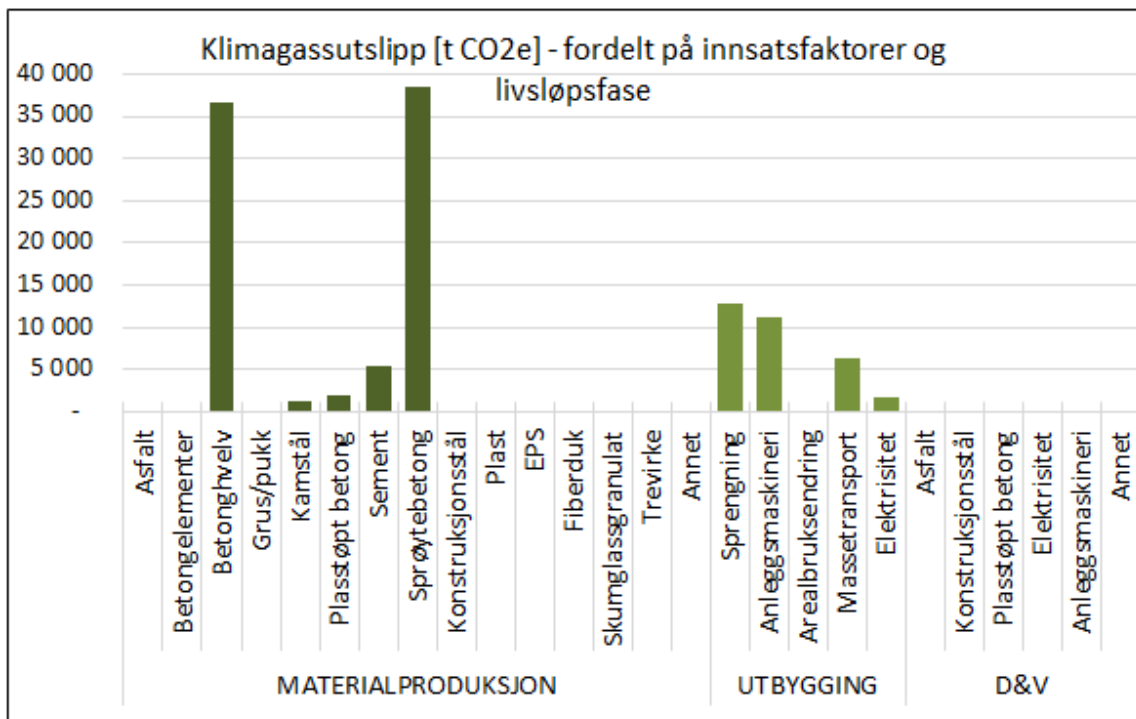
Det samlede resultatet fra materialproduksjon og utbygging viser følgende CO₂-utslipp:

- *TBM*: 97 097 tonn
- *Konvensjonell driving*: 116 184 tonn

I figur 49 og 50 er klimagassutslipp, fordelt på innsatsfaktorer og livsløpsfase, for begge drivemetodene presentert i søylediagram.



Figur 49. Klimagassutslipp for driving med TBM av hovedtunnelene under Romsdalsfjorden.



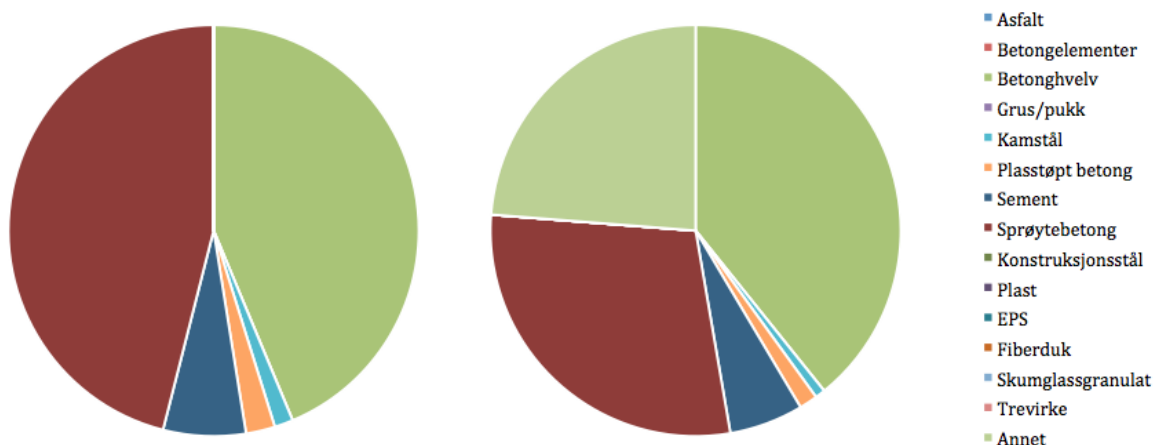
Figur 50. Klimagassutslipp for konvensjonell driving av hovedtunnelene under Romsdalsfjorden.

For konvensjonell driving ser en at klimagassutslipp knyttet til sprøytebetong er vesentlig høyere enn for driving med TBM. Dette kommer av at det blir antatt 30% mindre sikring i en tunnel drevet med TBM sammenlignet med en konvensjonelt drevet tunnel. Søylene *Annet* viser til relativt høye klimagassutslipp for en tunnel drevet med TBM innenfor materialproduksjon. Under utslippsfaktorer i programmet er *Annet* registrert som kW, og viser til elektrisitetsforbruket som en TBM forbruker under driving. I samtale med Oddbjørn Dahlstrøm kom det frem at denne søylen heller burde ha kommet opp under utbygging og under søylen *Elektrisitet*. Dette er trolig en svakhet i programmet VegLCA.

TBM innebærer i motsetning til konvensjonell driving ikke bruk av sprengstoff og dieseldrevne maskiner/kjøretøy. Dette vil gi utslag i klimagassutslipp og kan observeres i figur 49 og 50. Figurene viser at klimagassutslipp knyttet til massetransport er høyere for konvensjonell driving sammenlignet med TBM, dette til tross for at mer masse skal fraktes ut fra tunnelen drevet med TBM. Dette kommer av at 20 % av massene for tunnelen drevet med konvensjonell boring og sprengning blir fraktet ut med dieselskjøretøy, mens det resterende fraktes ut på transportbånd. For TBM vil som nevnt alle massene fraktes ut med transportbånd.

Resultater fra VegLCA viser at CO₂-utslippet knyttet til materialproduksjon for TBM er 93 322 tonn og for konvensjonell driving er 83 747 tonn. Figur 51 viser fordelingen til faktorer som påvirker klimagassutslipp innenfor materialproduksjon for konvensjonell driving og TBM. Dette er fremstilt i to sektordiagrammer.

Klimagassutslipp [t CO₂e] knyttet til materialproduksjon for konvensjonell driving (t.v) og TBM (t.h)



Figur 51. Klimagassutslipp knyttet til materialproduksjon for konvensjonell driving (t.v.) og TBM driving (t.h.).

Av figur 51 kommer det frem at betonghvelv utgjør en stor andel av klimagassutslippet knyttet til materialproduksjon for både TBM og konvensjonell driving. Dette fordi betonghvelv er den foreløpige valgte vann- og frostsikringen til prosjektet, og mengden er tilnærmet lik for begge metodene. For konvensjonell driving utgjør materialproduksjon knyttet til sprøytebetong en stor andel av det totale utslippet, dette fordi det blir sikret 30 % mer i en konvensjonelt drevet tunnel. Som nevnt er faktoren *Annet*, som utgjør en relativt stor andel av utslippet til den totale materialproduksjonen for TBM plassert feil. Dette vil føre til at resultatet knyttet til materialproduksjon for TBM er misvisende.

10.7 Diskusjon

Resultatet fra miljøregnskapet utført i VegLCA viser at det totale CO₂-utslippet er litt mindre for driving med TBM sammenlignet med konvensjonell boring og sprengning. Dette kommer blant annet av at en tunnel drevet med åpen TBM vil bli sikret 30 % mindre enn i en konvensjonelt drevet tunnel. Strømforbruket til en TBM er høyt, men dette gir lite utslag på CO₂-utslippet da det i Norge blir benyttet fornybar energi.

Videre følger beskrivelse og diskusjon rundt faktorer som kan være med å påvirke resultatet fra VegLCA i liten eller større grad:

- *Nisjer, tverrforbindelser og tverrslag*: Da det for begge drivemetodene vil bli benyttet konvensjonell boring og sprengning av nisjer, tverrforbindelser og tverrslag inngår

dette ikke i analysen. For et mer nøyaktig resultat burde det likevel blitt tatt med i miljøregnskapet.

- *TBM-type*: For jernbanetunnelen Follobanen ble det i 2012 utført en sammenligning av miljøkonsekvenser mellom dobbeltskjold-TBM og konvensjonell boring og sprengning. Resultatet av sammenligningen viser blant annet at TBM gir høyest klimagassutslipp i anleggsfasen grunnet større forbruk av betong og armeringsstål i segmenter. Påvirkningen til klimaet blir redusert med 13% for konvensjonell driving sammenlignet med TBM (Fykse et al., 2012). Dette viser at miljøregnskapet trolig ville sett annerledes ut ved bruk av en dobbeltskjold-TBM for kryssing under Romsdalsfjorden.
- *Miljøvennlig betong*: Benyttelse av mer miljøvennlig betong vil gi positive utslag på miljøregnskapet. Det vil likevel ikke være utslagsgivende for sammenligningen ettersom at det kan benyttes for begge drivemetoden.
- *Strømforbruk til TBM*: For et mer nøyaktig resultat bør strømforbruket pr. meter til en åpen TBM med diameter på 12 meter inngå som en beregningsfaktor i programmet. For denne analysen ble det, som nevnt i kapittel 10.4.2, benyttet en forhåndsbestemt verdi på 62 kW. Det kan stilles spørsmål til om dette er riktig strømforbruk for maskinen som skal benyttes for driving med TBM under Romsdalsfjorden, og det ligger derfor en usikkerhet i resultatet.
- *Produksjon av maskinene*: I VegLCA inngår ikke materialproduksjon av selve maskinene som blir benyttet til driving. En TBM er stor og består av store mengder stål. Materialproduksjon knyttet til denne maskinen vil trolig være større sammenlignet med riggen som benyttes for konvensjonell driving.
- *Anvendelse av masser*: Hvordan massene fra TBM og konvensjonell driving blir benyttet er ikke inkludert i analysen. Dette vil trolig ha mye å si for sammenligningen, og er diskutert videre i kapittel 11.

VegLCA er et relativt nytt program, og har i liten grad blitt testet på reelle prosjekter. Programmet er godt tilpasset veg, bru og tunnel drevet med konvensjonell boring og sprengning. I samtale med Oddbjørn Dahlstrøm kom det frem at programmet aldri har blitt testet for TBM. VegLCA egner seg derfor dårlig for analyse av TBM som drivemetode og den mangler noen innsatsfaktorer for å kunne gi et bedre resultat. Dette kan blant annet ses ved at elektrisitet under driving har lagt seg under kategorien *materialproduksjon* i stedet for *utbygging*. En korrekt sammenligning av drivemetodene er derfor vanskelig å gjennomføre i

dette programmet, men en kan få en viss forestilling over hvor de største utslippene kommer fra.

11 Anvendelse av tunnelmassene

Tunneldriving vil medføre et stort masseoverskudd, og det er derfor ønskelig å anvende massene hvis det er mulig. En del av det innledende arbeidet med planleggingen av den undersjøiske tunnelen under Romsdalsfjorden har derfor vært å vurdere om tunnelmassene kan forventes å være anvendbare, spesielt med tanke på å bruke tunnelmassene som vegbyggingsmateriale i selve prosjektet. I en tidlig fase ble det utført en sammenstilling av eksisterende data fra pukverk i området som lå i NGUs pukkdatabase (Ulvik, 2014). Videre har det blitt utført laboratorietester på kjerneprøvene som er tatt ut, se kapittel 4.5 (Ulvik, 2017). I dette kapitlet er det gjort rede for mengden og fraksjonen av tunnelmassene, samt anvendelse av massene som tilslagsmateriale eller til et annet bruksområde for tunnelmassene fra kryssing under Romsdalsfjorden.

11.1 Mengde tunnelmasse

For TBM vil mengden uttatt masse bli større sammenlignet med konvensjonell driving. Dette skyldes større tverrsnitt grunnet det sirkulære profilet. Tabell 22 gir en oversikt over mengden masser som tas ut for de to drivemetodene i forbindelse med hovedløpene. Nisjer og tverrforbindelser er ikke tatt med og vil komme i tillegg.

Tabell 22. Mengde av masser fra TBM og konvensjonell driving av hovedløpene.

Drivemetode	Tverrsnitt [m ²]	Masse [m ³]
TBM	113	3 514 300
Konvensjonell	86	2 674 600

Mengden uttatte masser vil trolig bli noe høyere enn det som er gitt i tabell 22. Dette fordi masseuttaket vil variere i mengde på grunn av overmasse. Dette er avhengig av faktorer som bergmassens mekaniske egenskaper og litologien (Tarkoy og Byram, 1991). I litteraturen er det en enighet om at TBM driving generelt gir mindre overmasse sammenlignet med konvensjonell driving. Dette fordi TBM ikke bruker sprengning, men fullprofilboring som gjør at overmassen nesten kan elimineres bort. For konvensjonell driving ønskes det ikke en overmasse på mer enn 10%, og en reduksjon av overmassen kan oppnås ved kontrollert sprengning (kontursprengning) (Macias og Bruland, 2014). Berggrunnen i prosjektområdet er

antatt til å være av relativ god kvalitet, og en kan derfor forvente mindre overmasse. Enkelte svakhetssoner kan gi mer overmasse, men dette er vanskelig å forutsi.

11.2 Fraksjonen til tunnelmassene

De to drivemetodene vil gi forskjellige fraksjoner på tunnelmassen og kan derfor ha forskjellig bruksområde. Tunnelmassen som er tatt ut fra driving med TBM er ofte mer oppknist og pulverisert sammenlignet med tunnelmassene fra konvensjonell driving (Skaar et al., 2016). For konvensjonell driving vil tunnelmassen ha varierende størrelse, og de største blokkene kan ha en diameter på opp til 1 m. Ettersom det for dette prosjektet er planlagt å benytte seg av transportbånd må steinstørrelsen for tunnelmassen reduseres med en forknuser til ca. 200 mm for at metoden skal fungere. Massen fra driving med TBM vil derimot normalt ha steinstørrelse på maks ca. 100 mm, og forknuser er derfor ikke nødvendig. Kornformen til TBM-massen er mer flisig enn for massen som er tatt ut ved sprengning, men kan gjøres mer kubisk ved å ta i bruk ett-trinns knusing i slagmølle etter frasortering av noe finstoff (Beitnes, 2016). Massene fra driving med TBM har ofte lik siktekurve som morenematerial, dvs. at fra TBM vil man få ulik steinstørrelse. Dette gjelder også for masser tatt ut med konvensjonell driving, men mengden finstoff er her mindre (Rude, 2011).

11.3 Anvendelse av massene

Det har for Romsdalsfjordprosjektet blitt utført flere laboratorietester av kjerneprøver for testing av mekaniske egenskaper for å finne ut om bergmassen kan anvendes til lokale råvarer i byggefasen, se kapittel 4.5. I dette kapittelet er det gjort rede for mulige tilslagsmaterialer samt andre bruksområder til de uttatte tunnelmassene fra Romsdalsfjorden.

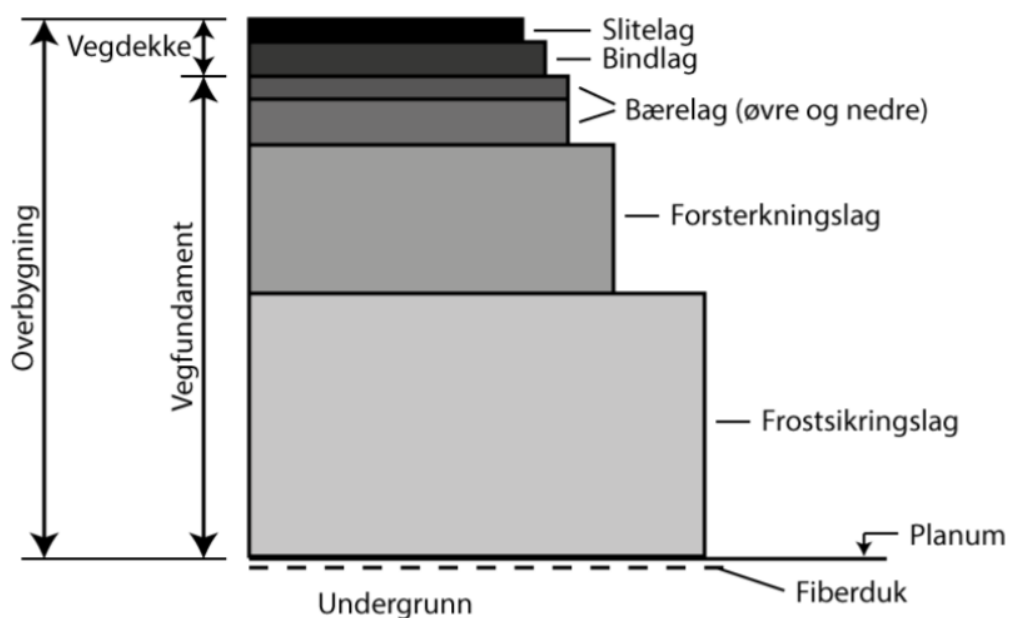
11.3.1 Tilslagsmaterialer

Steinmaterialer som kan brukes i betong eller veg går under navnet tilslagsmaterialer (Thue, 2009). Bergmassen bør være av god kvalitet da det legger grunnlag for egenskapene som betongen eller asfalten vil få. Egenskaper som hardhet og seighet er viktig for at materialet ikke knuses opp under bruk. I tillegg er det ønskelig med kubiske former på bergmaterialet fordi kubiske er mer motstandsdyktige mot nedknusning enn elongert form (Wigum, 2015). Muligheten for å benytte uttaket av tunnelmassen til gjenbruk i prosjektet til veg- og

betongtilslag vil være mulig hvis massen tilfredsstillende kravene. Dette er det gjort rede for videre.

Vegtilslag

Vegkonstruksjonen består av flere lag, hvor de forskjellige lagene har ulike kvalitetskrav for å sikre levetiden til vegen, se figur 52. Påkjenningen på de ulike lagene avtar med dybden og det stilles derfor høyere krav til de øverste lagene. Det er derfor viktig at egenskapene til tilslagsmaterialer brukt i vegbygging er av god kvalitet (Wigum, 2015).



Figur 52. De ulike lagene i en vegkonstruksjon (Fladvad, 2016).

For å finne egnet vegtilslag bør testene Los Angeles (motstand mot nedknusning), kulemølle (motstand mot piggdekkslitasje) og micro-Deval (abrasiv slitestyrke) utføres. Videre bør også kornformen, gradering og komprimerbarheten til materialet bli testet gjennom flislighetsindeks, kornfordelingsanalyse og komprimerbarhetstesten Standard Proctor (Wigum, 2015).

Som nevnt i kapittel 4 *Utførte forundersøkelser og grunnlagsmaterialet* har det for dette prosjektet blitt utført en rekke tester på materialets mekaniske egenskaper for å finne ut om massene er anvendbare. Resultater fra kjerneprøvene rundt Vestnes og Midsund er gitt i tabell 23.

Tabell 23. Resultater for forekomster rundt Vestnes og Midsund. LA - Los Angelesverdi, AN - kulemølleverdi og MDE - micro-Devalverdi. Verdi markert med *, er med stor sannsynlighet feil (Ulvik, 2014).

Forekomst	Bergart	LA	A _N	M _{DE}
Årø/Molde	Gneis	20	8,3	5
Gjermundnes	Båndgneis	20	9,7	7
Furnes	Øyegneis	22	17,6	14
Furnes	Øyegneis	23	12,2	9
Furnes	Øyegneis	27	12,0	8
Stokkeland	Gneis	19	7,1	4
Sjøholt	Gneis	14	12,5	8
Svartavatnet	Øyegneis	22	13,1	3,0*
Viken	Gneis	19	17	13

Tabell 23 viser at resultatet fra testene Los Angeles, kulemølleverdi og Micro-Deval tilfredsstillende kravene gitt i *Håndbok N200* (Statens vegvesen, 2014b). Los Angeles og micro-Deval må oppfylle kravene gitt i håndboken for at bergmassen kan bli anvendt i bære- og forsterkningslag. Analysene viser at alt materiale som har blitt testet er godt egnet som vegtilslag, men med varierende årsdøgntrafikk. Det kan forventes noe svakere tilslagsmateriale ved Tautra hvor det er amfibolitt og grønnstein, men dette utgjør en liten del av den totale strekningen (Ulvik, 2014). Hvis tunnelmassen blir bearbeidet til riktig fraksjon (størrelsesorden og form) kan begge drivemetoden fungere for å lage vegtilslag, men dette vil avhenge av kvaliteten til bergmassen.

Betongtilslag

Tilslagsmaterialet som skal bli brukt i betong må ha en tilstrekkelig fasthet og være motstandsdyktig mot hardt miljø (brann og vann). Det er fordel at materialet har en ru overflate da dette vil gi bedre heft i betongen. Bergarter med leirpartikler og glimmermineraler vil føre til mindre heft og større vannbehov. Noen typer kvarts kan gi alkalireaksjoner og føre til krakelering i betongen, og finnes ofte i mylonitt. For å få en god betong er det ønskelig å ha variasjon i kornstørrelsen, da de mindre kornene kan fylle igjen avstandene mellom de større (Thue, 2016).

Kravene for betongtilslag er gitt i Standard Norge (2008) og gjelder for følgende faktorer:

- Flislighetsindeks
- Korndensitet
- Vannadsorpsjon
- Alkali silika-reaktivitet (korntelling i mikroskop av fraksjon 1-2 mm og 2-4 mm)
- Syreløselig sulfat
- Totalt svovelinnhold

For å finne ut om bergmassen ved Romsdalsfjorden er egnet for betongtilslag bør prøvetaking utføres. Her bør kvarts- (differentialtermisk analyse) og glimmerinnhold sjekkes (petrografisk analyse) og analyseres. Hvis det viser seg at mye av bergmassen kan brukes til tilslag i betong vil det virke positivt i en miljøsammenheng. Dette fordi man kan ta i bruk egen masse til produksjon av betong og på den måten slippe å transportere massene til et deponi eller annet formål. Det vil heller ikke være behov å få fraktet egnet tilslag fra et annet pukkverk til prosjektområdet. Både massene fra TBM og konvensjonell driving kan bli utnyttet som betongtilslag.

11.3.2 Andre bruksområder

Tunnelmassene kan også bli anvendt til andre formål, blant annet som fylling i sjø, byggegrunn og råstoff til industri.

Fylling i sjø

Det er i forbindelse med prosjektet blitt gjort flere vurderinger rundt masseutfyllinger i sjøen. Masseutfylling i sjøen kan blant annet øke landarealet som videre kan bli brukt til bebyggelse eller annen infrastruktur. Mulige lokaliteter for utfylling av masser i sjøen i nærheten av prosjektområdet er:

- Kjellnesbukta - Vestnes kommune
- Naustneset - Midsund kommune
- Gjerde - Midsund kommune
- Julbøen (mot Julholmen) - Molde kommune

(Bjølstad og Angell-Petersen, 2016)

For at tunnelmassene skal bli benyttet til dette vil det være fordelaktig at tunnelmassene er av grov fraksjon og at bergmassen er av god kvalitet. Dette for å sikre at fyllingen er motstandsdyktig mot bølge- og erosjonsvern. For et slikt formål vil tunnelmassene fra konvensjonell driving være bedre egnet på grunn av fraksjonen. Allikevel bør tunnelmassene fra konvensjonell driving renses for plast fra selve sprengningen før massene deponeres, se kapittel 9.2 *Forurensning av jord og vann* for mer om problematikken rundt plastforurensning. TBM vil ha finere fraksjoner som ved utfylling i sjø kan føre til avdrift av finstoff, som videre kan gi eventuelle setningsproblemer (Beitnes, 2016).

Byggegrunn (Oppfylling av byggeområder)

For begge drivemetodene vil det være mulig å anvende tunnelmassene til oppfylling av byggeområder. På den måten får man en permanent deponering av massene, samtidig som de kan gi grunnlag for byggegrunn. For at tunnelmassen skal bli brukt som byggegrunn må det fremfor alt være minimal setningsfare og god drenering i massene (Vågsland, 2015).

Ettersom uttaket av massene fra TBM har en tilsvarende siktekurve som morenemateriale kan massene fungere bra som byggegrunn. Dette fordi grunnen blir mer stabil når massene består av ulik kornstørrelse, og de mindre kornene kan fylle mellomrommet mellom de større. Det er ikke ønskelig med for mye finstoff i byggegrunnen fordi dette hemmer dreneringen, så en sortering av TBM-massen er å anbefale. Massene fra konvensjonell driving vil også kunne egne seg til dette formålet (Brattli, 2016).

Råstoff/finstoff til industri

Hvis en ikke klarer å anvende massene til eget formål bør en sjekke om nærliggende steinbrudd har behov for råstoffet fra sprengningen. Fra TBM vil en som nevnt ha et større overskudd av finstoff sammenlignet med konvensjonell driving. I slike tilfeller kan man sjekke om det er større produsenter i nærliggende område som produserer byggelementer i betong som har behov for massene.

11.4 Oppsummering

De to drivemetodene vil gi noe forskjellige mengde på tunnelmassen, og fraksjonen på de uttatte massene vil være av ulik karakter. Ved å bearbeide tunnelmassene vil en større andel av massene kunne anvendes til eget formål for Romsdalsfjordprosjektet. Tabell 24 gir en

oversikt over anvendelse av tunnelmasser fra driving under Romsdalsfjorden for TBM og konvensjonell.

Tabell 24. Anvendelse av tunnelmassen ut fra drivemetode for kryssing under Romsdalsfjorden.

Bruksområde		TBM driving	Konvensjonell driving	Kommentar
Tilslagsmateriale	Vegtilslag	Egnet (Massene må bearbeides til riktig fraksjon)	Egnet (Massene må bearbeides til riktig fraksjon)	Mekaniske egenskaper må testes for å tilfredsstille kravene til <i>Håndbok N200</i> .
	Betongtilslag	Egnet	Egnet	Må tilfredsstille kravene til testene i tabell NA.-1.
Annet	Fylling i sjø	Litt mindre egnet	Egent	Grov fraksjon, og motstandsdyktig mot bølge- og erosjonsvern. Bør renses for plastrester og finstoff.
	Byggegrunn	Egent	Egnet	Massene må ha minimal setningsfare og god drenering.
	Råstoff/finstoff til industri	Egnet	Egnet	Velge nærliggende anlegg.

Ettersom bergmassen i området er av god kvalitet gir dette et godt utgangspunkt for å kunne anvende tunnelmassene. Fra tabell 24 kommer det frem at tunnelmassene er anvendbare for flere bruksområder, forutsatt at de bearbeides til formålet og tilfredsstiller de gitte kravene. Hvis store deler av tunnelmassene kan bli anvendt til et eller flere formål i prosjektet vil det være gunstig med tanke på miljøet, og også gi en positiv innvirkning på kostnader. Dette fordi en unngår å transportere masser fra et annet industriområde til anlegget/prosjektet, og fra anlegget til et egnet deponi. På bakgrunn av tabell 24 vil det være liten forskjell på anvendelsen av de uttatte tunnelmassene for de to drivemetodene.

12 Byggetid og kostnader

Byggetid og kostnader er to sentrale parametere for valg av drivemetode. Fra utredningsnivå til ferdigstilling av et prosjekt er det anbefalt å utføre detaljerte studier av parameterne (Ehrbar, 2008). Generelt vil byggetid og kostnader være funksjoner av drivemetode, bergmassekvalitet, tunneltverrsnitt, tunnellengde og valgt utstyr (Zare et al., 2016). I dette kapitlet er det gjort rede byggetid og kostnad for tunnelprosjekter drevet med TBM og konvensjonell boring og sprengning. Videre er byggetid og kostnader vurdert for E39 kryssing under Romsdalsfjorden.

12.1 Byggetid

Det er byggherren som estimerer den totale byggetiden før det blir utsendt et tilbud. Dette for å unngå at byggetiden blir urealistisk. For å kunne utføre en estimering av byggetiden er det viktig å ha en forståelse av hvor stor andel av tunnel som blir drevet gjennom dårlig bergmasse. Dette fordi det da må utføres tung sikring og ofte mer innsats for å tette innlekkasje (Beitnes, 2016). Som nevnt i kapittel 7 blir ofte TBM ansett som å være mer avhengig av geologien enn konvensjonell driving. Det vil si at byggetiden kan øke betraktelig dersom geologien er mer utfordrende enn ventet, og det er derfor anbefalt å utføre flere ingeniørgeologiske forundersøkelser ved valg av TBM (Jakobsen et al., 2015).

Videre følger en beskrivelse av faktorer som påvirker byggetiden, før det blir estimert en antatt byggetid for E39 Romsdalsfjorden.

12.1.1 Faktorer som påvirker byggetiden

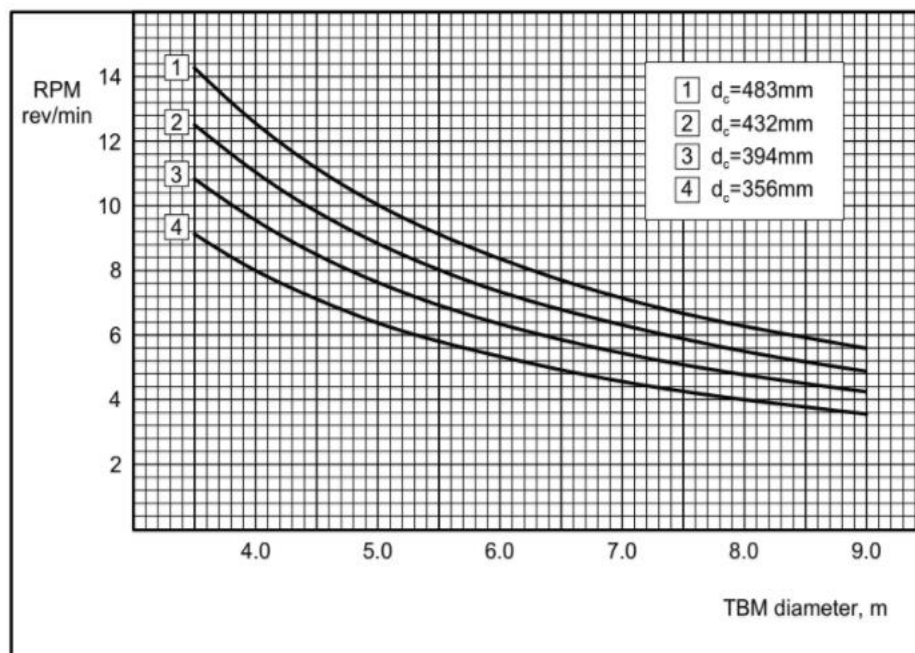
Uavhengig av drivemetode vil byggetiden være avhengig av netto inndrift, oppstartstid og arbeidstid til maskinen. Disse faktorene vil bli forklart videre.

Netto inndrift

Inndriften vil blant annet variere med borbarheten til bergmassen. DRI, BWI og CLI bør derfor bestemmes. I kapittel 4.4.1 viser resultatet fra testing av borbarhet at bergmassen under Romsdalsfjorden er lett å bore i, og at både TBM og konvensjonell driving er gunstige

metoder. Som nevnt i kapittel 6 vil prognosemodeller også være et nyttig verktøy for å estimere inndriften og kostnader for de to drivemetodene.

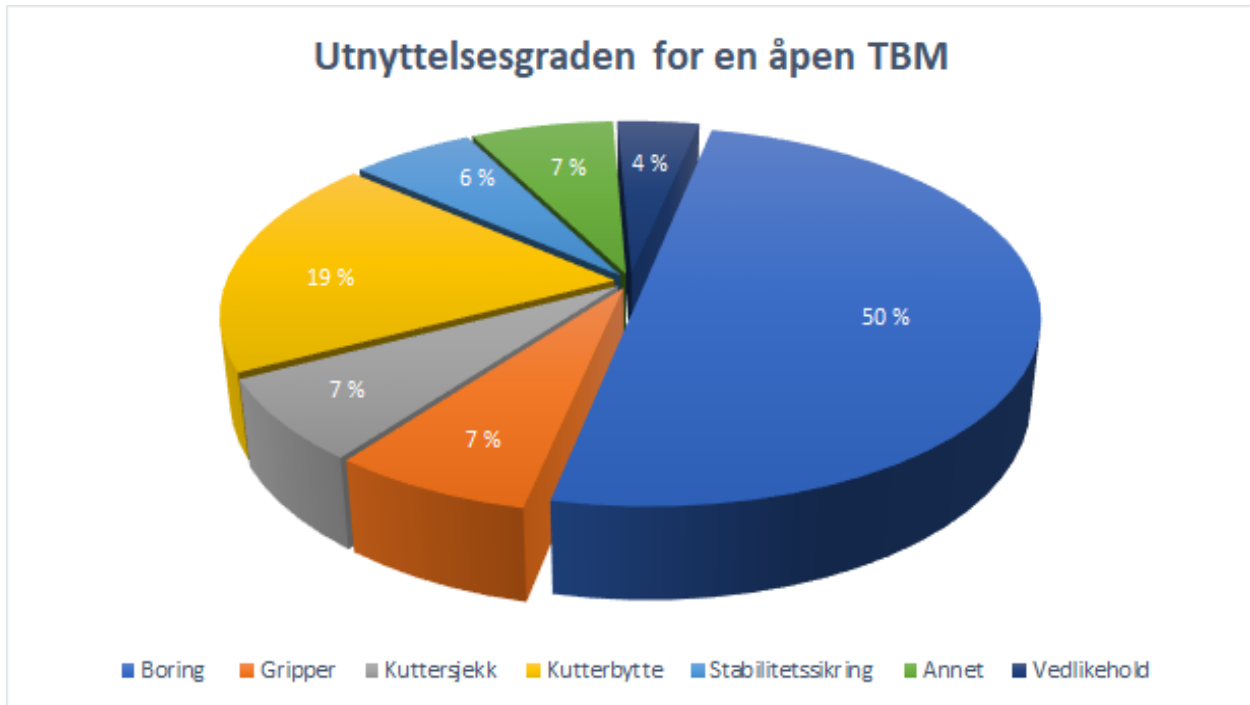
For driving med TBM vil størrelsen på tunneltverrsnittet være en viktig faktor for inndrift. Ofte blir TBM sett på som mer konkurransedyktig opp mot konvensjonell driving ved små tunneltverrsnitt. Dette fordi omdreiningstallet til borhodet på TBMen er omvendt proporsjonalt med borhodediameteren, og skyldes at en ønsker at periferikutterne skal ha en begrenset rullehastighet. Illustrasjon er gitt i figur 53, hvor omdreiningstallet (RPM) er en funksjon av TBM-diameteren og kutterdiameteren (d_c). Ved større tunneltverrsnitt vil de to drivemetodene konkurrere mot hverandre i netto inndrift ut fra de lokale geologiske forholdene (Gütter et al., 2011; Bruland, 2013).



Figur 53. Omdreiningstallet for borhodet ved ulike TBM- og kutterdiameter (Bruland, 2013).

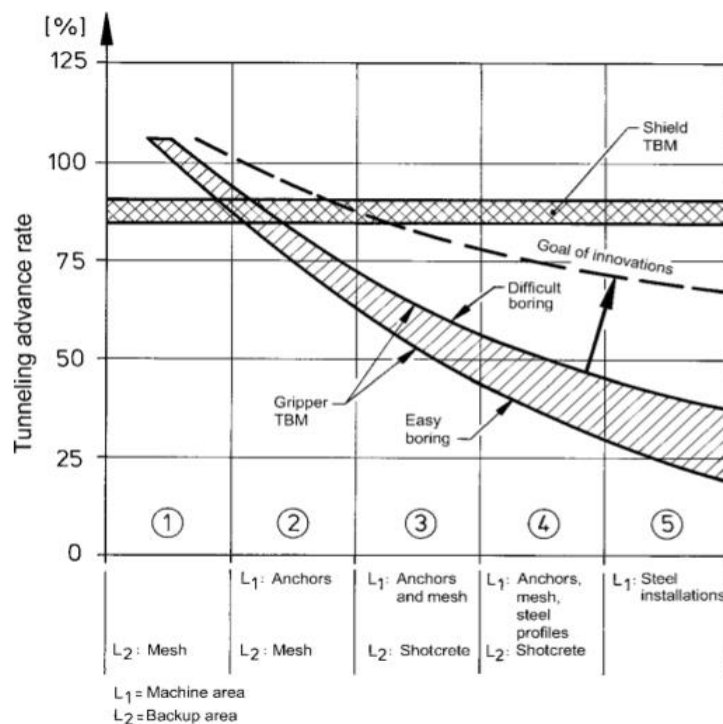
Ifølge Jakobsen et al. (2015) vil netto inndrift for TBM ha stor variasjon og være avhengig av hvilken bergart det drives i. Det er forventet en inndrift i bergarten granitt på 1-3 m/t hvis diameteren på TBMen er 8 m. Inndriften for driving med TBM vil også avhenge av flere maskinelle og geologiske faktorer. Den viktigste blant disse er bergmassens oppsprekingsgrad. Denne faktoren har større betydning for TBM sammenlignet med konvensjonell driving og blir også brukt i NTNUs prognosemodell (Nilsen og Broch, 2012; Bruland, 1998a).

Boretiden på TBM vil variere med geologien på grunn av kutterslitasje (CLI-verdi). Generelt brukes 30-50% av prosjektet til boretid for en åpen TBM. Figur 54 viser maskinutnyttelse for en vilkårlig uke på en åpen TBM i hardt berg.



Figur 54. Et generelt eksempel på utnyttelsesgraden for en åpen TBM for en vilkårlig uke basert på Jakobsen et al. (2015).

Resultatene fra de ingeniørgeologiske undersøkelsene fra Romsdalsfjorden viser at store deler av tunnelen vil bli drevet gjennom bergmasse av god kvalitet. Det er likevel påvist flere soner med dårlig bergmassekvalitet, hvor det trolig vil være behov for ytterligere undersøkelser og tyngre bergsikring. Ved bruk av en åpen TBM vil installasjon av bergsikring ha en betydelig innvirkning på inndriften. Fra figur 55 kan en se at inndriften til en åpen TBM går ned ved mer sikring som installeres, mens den for en skjold-TBM vil inndriften være tilnærmet konstant (Maidl et al, 2008). Hvis bergsikringen installeres bak stuff vil inndriften i mindre grad bli påvirket. I kapittel 10.4.3 er det antatt at 90% av sikringen til en åpen TBM vil installeres bak stuff og 10% foran.



Figur 55. Inndriften for ulike TBMer som funksjon av mengden sikring (Maidl et al., 2008).

Ifølge Holen (1998) vil en god ukessinndrift for konvensjonell driving være på rundt 80 m for et tunneltverrsnitt på 50 m², og ved enda mindre tverrsnitt kan den være opp mot 100 m. For jernbanetunnelen Holm-Nykirke ble inndriften ved boring og sprengning av den 12 meter brede tunnelen antatt å være opp mot 50-60 meter pr. uke. Ved dårlige bergforhold med stor innlekkasje og tyngre sikring kan den gjennomsnittlige inndriften være ned mot 10-15 m pr. uke (Aasen, 2007).

Oppstartstid

For TBM vil oppstartstiden være vesentlig lengre enn for konvensjonell driving. Normalt antas det opp mot 20 måneder før en TBM kan tas i bruk i prosjektet. Dette fordi det tas hensyn til at 3 måneder går med til ingeniørarbeid, 12 måneder til produksjon av maskinen, 1-2 måneder med transport og til slutt ca. 3 måneder på oppbygging og ferdigstillelse. At det er en så lang oppstartstid kan være en ulempe for prosjektet hvis det kreves lite forundersøkelser ved påhugget, men ulempen reduseres hvis det må utføres omfattende geologiske forundersøkelser. For de fleste prosjekter vil en ved valg av TBM få et tidstap på opp mot 12 måneder i forhold til konvensjonell driving. Dette kan selve drivingen kompenseres for, men

vil igjen avhenge av tunnallengde, sikringsmengde, maskintype og de geologiske faktorene (Gütter et al., 2011).

Arbeidstiden til maskinen

TBM og konvensjonell driving har forskjellig arbeidstid under gjennomføringen av en tunnel. For driving med TBM er det vanlig å regne med 50 effektive uker pr. år, hvor det er en arbeidstid på 144 timer hver uke. For konvensjonell driving blir det antatt at det er 46 effektive uker pr. år, med en arbeidstid på 101 timer per uke. TBM har høyere arbeidstid per uke fordi drivingen blir sammenlignet med en industriell prosess, der hovedsaken er å oppnå høy maskinutnyttelse (Kalager, 2008).

Beitnes (2016) har utført en vurdering av arbeidstiden for maskinene for de to alternative drivemetodene for prosjektet E39-Romsdalsfjorden. Der er det for konvensjonell driving antatt en normal skiftordning med $5 \times 2 \times 9$ timer + lang lørdag, som vil utgjøre 102 timer pr. uke. En slik skiftordning kan blir sett på som en fordelaktig med tanke på heft ved betongsikring og injeksjon om natten, "overtid". For TBM er det antatt en mer flytende skiftordning med $6 \times 2 \times 10$ timer. Dette vil utgjøre en arbeidstid på 120 timer pr. uke. Disse arbeidstidene vil videre bli brukt i beregning av antatt byggetid for de to drivemetodene. Det er viktig å få frem at arbeidstiden for de to drivemetodene kan variere. Dette vil skje hvis det er restriksjoner på selve drivetiden på grunn av nærliggende bebyggelse eller hvis det oppstår uforutsette hendelser (Kalager, 2008).

12.1.2 Antatt byggetid for E39 Romsdalsfjorden

Ut fra informasjon og litteratur diskutert i 12.1.1 er det videre utført en forenklet estimering av forventet byggetid for de to drivemetodene for kryssing under Romsdalsfjorden. En mer nøyaktig estimering kan gjøres ved bruk av prognosemodeller og programvaren Tunsim.

TBM driving

En god inndrift for TBM med diameter på 8 meter er som nevnt tidligere rundt 1-3 m/t. Etersom tverrsnittet for tunneløpene under Romsdalsfjorden er på 12 m, vil den gjennomsnittlige inndriften trolig være mindre enn dette fordi inndriften minker ved større tverrsnitt. Det er i denne oppgaven antatt at gjennomsnittlig inndrift med TBM under driving

er 0,7 m/t. Basert på Beitnes (2016) antas det en arbeidstid på 120 t/uke. Dette vil gi en gjennomsnittlig inndrift på:

$$0,7 \text{ m/t} \times 120 \text{ t/uke} = 84 \text{ m/uke}$$

De to tunnellopene har en total tunnallengde på rundt 31 100 meter. For TBM blir arbeidstiden fordelt på 50 effektive uker. Dette vil gi en estimert byggetid på:

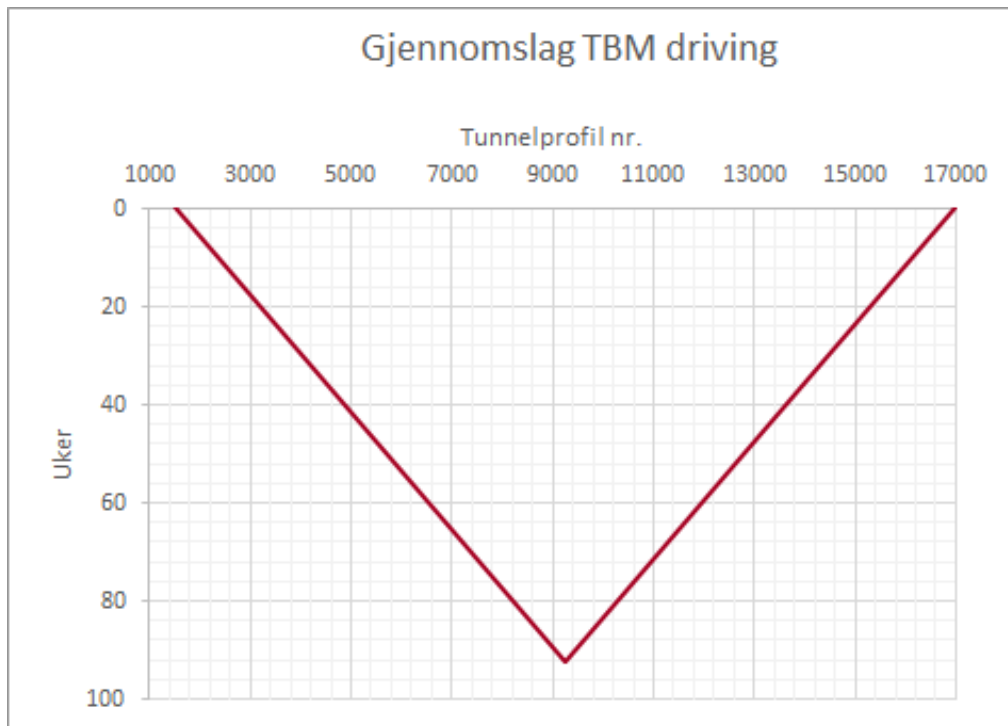
$$\frac{31\,100 \text{ m}}{84 \text{ m/uke}} = 370 \text{ uker}$$

$$\frac{370 \text{ uke}}{50 \text{ uker/år}} = 7,4 \text{ år} \rightarrow 7 \text{ år og 5 måneder}$$

For kryssing av Romsdalsfjorden vil fire maskiner drive fra hver sin stuff. Byggetiden for prosjektet vil da bli estimert til å være:

$$\frac{7,4 \text{ år}}{4} = 1,85 \text{ år} \rightarrow 1 \text{ år og 10 måneder (92 uker)}$$

Ut fra disse antagelsene vil drivingen av de to tunnellopene ta under to år ved å bruke åpen TBM. Dette er forutsatt at en ikke møter på uønskede og uforutsette hendelser under drivingen. Estimeringen har heller ikke tatt hensyn til at inndriften mest sannsynlig vil være vesentlig lavere i svakhetssonene. Det vil derfor være en usikkerhet knyttet til den estimerte inndriften. I tillegg må det beregnes opp mot et år før man mottar TBMe fra bestilling. I figur 56 er inndriften illustrert i et skrådiagram ut fra tunnelprofil nr. og antall uker. Ved Vik starter TBM i tunnelprofil nr. 1500, dette fordi det i starten blir drevet konvensjonelt. Den konvensjonelle delen er ikke tatt med i denne beregningen. Det er antatt samme inndrift på 84 m/uke og total tunnallengde gitt ovenfor.



Figur 56. Viser gjennomslag for åpen TBM for driving under Romsdalsfjorden.

Konvensjonell driving

Ifølge Aasen (2007) var det for Holm-Nykirke på det beste målt en inndrift på ca. 50-60 m/uke. Dette er en relativ høy inndrift, og for dette prosjektet vil det være for optimistisk å velge et så høyt inndriftstall. Dette fordi det har blitt registrert flere svakhetssoner som kan gi vanskeligheter under driving og det må trolig også utføres injeksjon som vil redusere inndriften. Hvis en tar dette som utgangspunkt kan en anta en gjennomsnittlig inndrift på ca. 40 m/uke.

Den totale tunnallengden for de to tunneløpene er 31 100 meter. Ved å følge de samme antagelse som ble brukt for arbeidstiden til konvensjonell driving for Follobanen i Kalager (2008) kan en anta 46 effektive uker/år. Dette vil gi en estimert byggetid på:

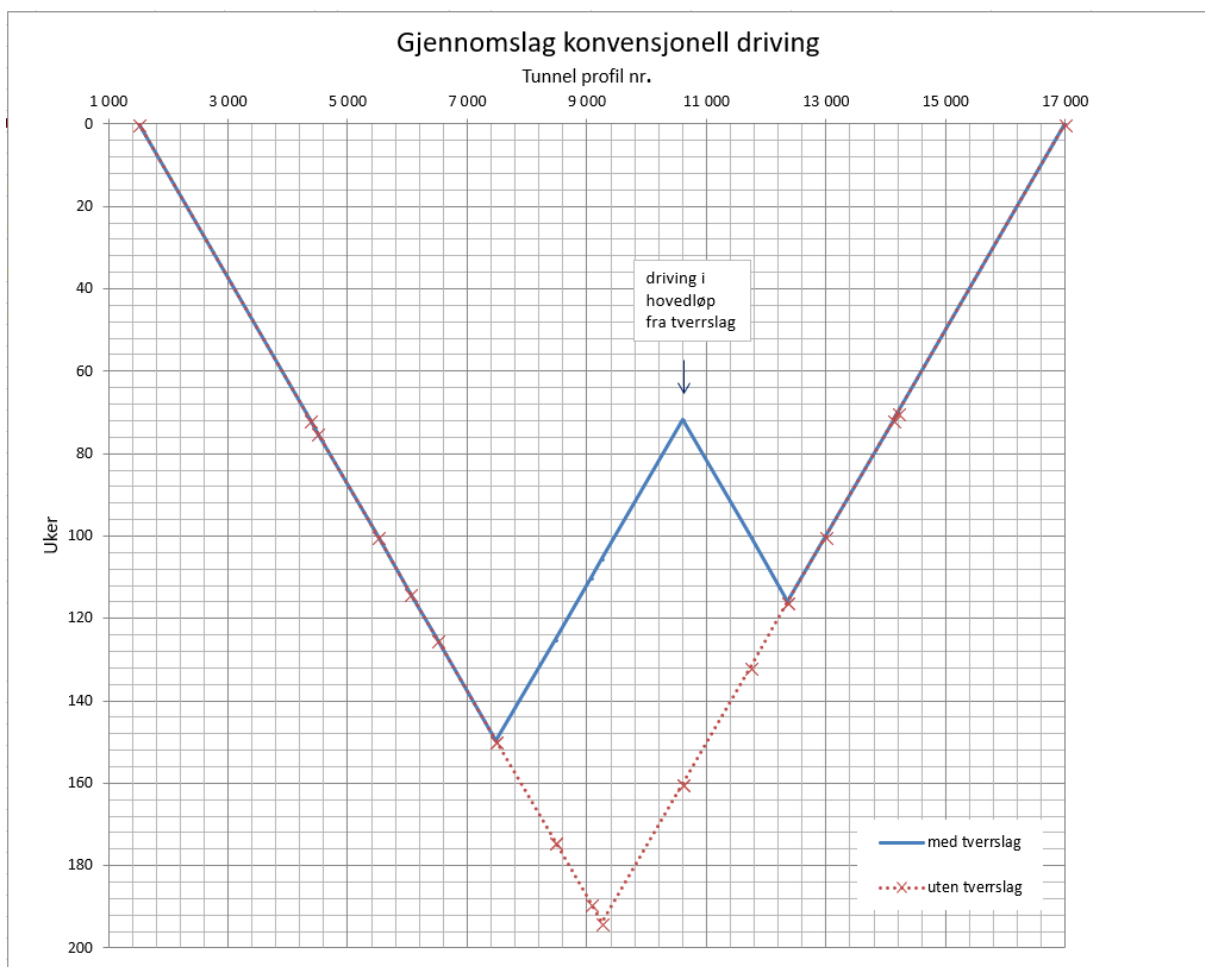
$$\frac{31\,100\text{ m}}{40\text{ m/uke}} = 778\text{ uker}$$

$$\frac{778\text{ uker}}{46\text{ uker/år}} = 16,9\text{ år} \rightarrow 16\text{ år og } 11\text{ måneder}$$

For kryssing under Romsdalsfjorden antas det å ta i bruk seks tverrslag for å øke inndriften. Forenklet kan en anta at en driver alle tverrslagene med like lang lengde. Dette vil gi en estimert byggetid på:

$$\frac{16,9 \text{ år}}{6} = 2,8 \text{ år} \rightarrow 2 \text{ år og } 10 \text{ måneder (114 uker)}$$

Ved å bruke disse antagelsene vil byggetiden for de to tunnellop for konvensjonell driving ta litt under tre år. Uforutsette hendelser og svakhetssoner kan gi dårligere inndrift. Stig Lillevik i Statens vegvesen har utarbeidet et skrådiagram som godt illustrerer fordelene ved å benytte tverrslag, se figur 57. Tverrslaget er antatt å starte ved tunnelprofil nr. 10 600, hvor det så blir drevet i begge retninger. Fra figur 57 kan en da se at det første gjennomslaget vil være etter 115 uker og det siste etter 150 uker. Hvis tverrslag ikke blir benyttet vil gjennomslaget først skje etter 194 uker med en jevn inndrift.



Figur 57. Viser gjennomslag for konvensjonell driving med og uten tverrslag laget av Stig Lillevik for kryssing under Romsdalsfjorden.

12.2 Kostnader

Byggetiden til et tunnelprosjekt er avgjørende for den totale kostnaden. Dette fordi tunneldriving binder opp mye kapital i form av maskiner og personell (Jakobsen og Arntsen, 2014). Det vil også være en kostnadsstrøm når prosjektet er ferdigstilt i form av vedlikehold, og det kan ses i sammenheng med levetiden til prosjektet. Videre følger en beskrivelse av kostnadsfaktorer, før en estimering av drivekostnadene for begge metodene er gjennomført.

12.2.1 Kostnadsfaktorer

Følgende faktorer er avgjørende kostnader under driving av en tunnel:

- *Investering og utstyr:* Hvis TBM er den valgte drivemetoden, vil investeringskostnadene være høyere enn selve marignalkostnaden for driveprosessen. Dette fordi TBMen er en maskin som koster mye i forhold til de anleggsmaskinene som brukes for konvensjonell driving. Derfor er det ofte i startfasen en større negativ kontantstrøm ved valg av TBM (Holen, 1998). TBM forutsetter ofte mer omfattende geologiske forundersøkelser og kartlegging enn konvensjonell driving. Dette medfører at investeringskostnadene øker ved valg av TBM (Jakobsen et al., 2015).
- *Transport og rigging:* Utstyret som brukes ved konvensjonell driving kan ofte transporteres slik det er, og utgjør derfor en liten andel av de totale kostnadene i et prosjekt. Dette gjelder ikke for TBM, da maskinen er mye større og veier flere hundre tonn. Transporteringen av maskinen blir derfor mer komplisert og kostnadene vil øke. Ofte må TBMen fraktes fra andre steder i Europa, og transportlengden blir mye større. Riggkostnadene vil også variere mer for TBM enn konvensjonell driving, og er ofte større. For TBM vil kostnaden variere fra om riggingen skal skje inne i berget eller utenfor den planlagte tunnelen. Det kan antas at de totale kostnadene for transport og tilrigging av TBM er 5-10% av drivekostnadene til prosjektet, men dette vil variere fra prosjekt til prosjekt (Holen, 1998).
- *Drivekostnader:* For konvensjonell driving vil drivekostnadene avhenge av antall borhull og mengden med eksplosiver som trengs, men også slitasjen på borkronen. I det store bildet vil ikke disse kostnadene ha en stor variasjon. For TBM kan derimot drivekostnadene variere mye. Dette gjenspeiles ofte i de geologiske forholdene. Ved hyppig utskiftning av kutterne på borhodet eller relativt liten inndriften, vil drivekostnadene øke betraktelig (Holen, 1998). Drivekostnadene er forklart nærmere i neste avsnitt.

- *Sikringsmidler*: Under gode normale bergforhold vil det ofte kreves mindre bergsikring hvis en åpen TBM er den valgte drivemetoden. Ofte kan sikringsomfanget bli redusert med 30-50% ved valg av denne metoden. Dette kommer blant annet av at bergmassen blir mindre oppsprukket ved bruk av TBM enn når bergmassen blir utsatt for sprengning (Holen, 1998). Det vil også ved gode bergforhold være lettere å forutsi en tilnærmet sikringsmengde ved TBM. Et kostnadsoverslag kan ut fra dette beregnes og ofte vil resultatet være lavere for TBM enn for konvensjonell driving (Macias og Bruland, 2014).

Drivekostnadene for TBM og konvensjonell driving vil være noe ulik. Denne kostnaden er spesielt viktig fra en kontraktors synspunkt, og den mest kostnadseffektive metoden er ønskelig så lenge det ikke er en annen styrende faktor, som for eksempel byggetid som kan være høyere vektet. I tabell 25 har Zare et al. (2016) laget en oversikt over enhets drivekostnad i NOK/m for de to drivemetodene for en 3 km lang tunnel. Tabellen er basert på estimert drivekostnad uten bergsikring med 10% avvik.

Tabell 25. Enhets drivekostnad [NOK/m] for en tunnallengde på 3 km, prisene er hentet fra januar 2015 (Zare et al., 2016).

Drivemetode	Bergmassekvalitet	Drivekostnader [NOK/m]		
		D = 3,5 m	D = 6 m	D = 9 m
TBM	God	8 105	15 132	27 018
	Medium	10 103	20 206	36 681
	Dårlig	17 153	38 265	75 803
	Andel dårlig/god	2,1	2,5	2,8
Konvensjonell	God	6,938	8,470	11,429
	Medium	7,457	9,437	12,803
	Dårlig	8,321	10,809	14,733
	Andel dårlig/god	1,2	1,3	1,3

Zare et al. (2016) har videre utført en sammenligning av enhetsdrivekostnadene for en tunnel på 3 og 6 km. Ved å øke tunnallengden vil kostnadene for konvensjonell driving øke med rundt 6-10%. Dette er begrunnet med at blant annet at transport- og ventilasjonkostnadene

øker. For TBM vil derimot kostnadene reduseres med 9-18%. En 8 km lang tunnel er ifølge Holen (2008) den optimale lengden for et kostnadseffektivt prosjekt for en tunnel drevet med TBM. Driving med TBM blir sett på som mer konkurransedyktig når det er god borbarhet i bergmassen, og et mindre godt alternativ når borbarheten er dårlig. Dette fordi ved dårlig borbarhet vil kostnaden knyttet til slitasje og bytting av kutterne til TBMen bli stor. For konvensjonell driving vil derimot kostnadene i stor grad være knyttet opp mot boring og sprengning. Det vil derfor være fordelaktig å skaffe seg oversikt over bergartens egenskaper knyttet til disse faktorene (Nilsen og Broch, 2012).

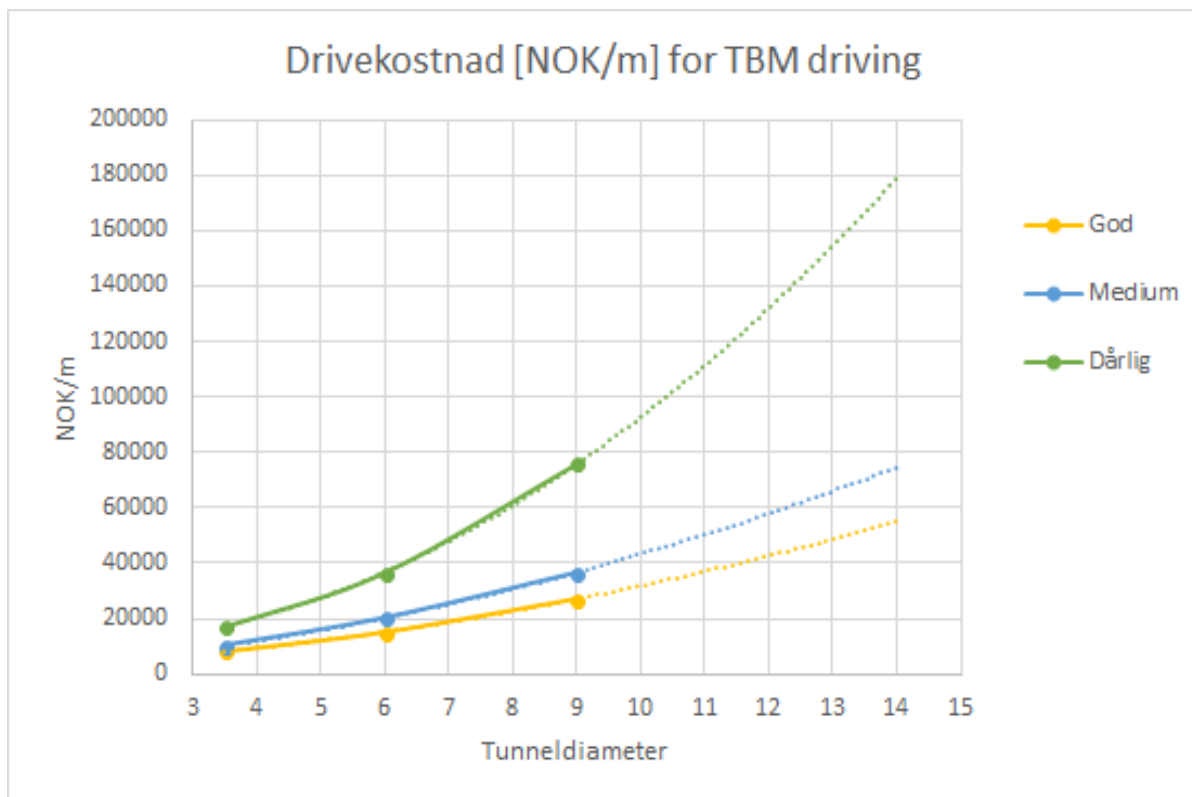
12.2.2 Antatte kostnader for E39 Romsdalsfjorden

Beitnes (2016) har utført en foreløpig analyse av kostnader for tunnelprosjektet i Romsdalsfjorden. Videre følger de viktigste faktorene fra denne analysen.

- Ved å benytte åpene TBMer i prosjektet vil som nevnt medføre høy investeringskostnad, og det er antatt omkring 250-300 mill. pr. maskin. I denne prisen vil bakriggen og transportbånd være inkludert. Det vil også være mulig å få en restverdi på maskinene etter 2 års driving, og den bør være på rundt 40%, men vil avhenge av markedet. Det vil også være en ulempe å selge 4 maskiner på samme tid hvis det ikke er et annet prosjekt som skal ha samme tunneltverrsnitt.
- Innenfor kostnader bør det for TBM i større grad tas med langvarig stans eller forsinkelse på grunn av geologisk risiko. Ras på stuff vil kunne medføre betydelig lengre stans for en TBM sammenlignet med konvensjonell boring og sprengning. Ved innlekkasje må det for begge drivemetodene utføres forinjeksjon, og behovet vil være tilnærmet lik for begge, men her vil stoppetiden for TBM være mer kostbar. For kryssing under Romsdalsfjorden er det i kapittel 10.4.3 antatt 30% mindre sikring ved bruk av åpen TBM. Dette vil gi utslag i kostnadene.
- Det viktigste konkurransegrunnet som TBM vil ha overfor konvensjonell driving er selve lengden på tunnellopene. Ettersom det skal drives to tunnellop på nesten 16 km hver vil TBM i gunstig bergmasse ha en høyere inndrift, som igjen minsker byggetiden for prosjektet. Dette vil gi lavere drivekostnader, forutsatt at det ikke er mange uforutsette hendelser.

Ut fra drivekostnadene [NOK/m] gitt i tabell 25 er det i figur 58 og 59 utført en ekstrapolering av verdiene for å kunne gi en estimering av kostnadene for et større tunnelvernsitt for de to drivemetodene for god, medium og dårlig bergmassekvalitet.

TBM driving



Figur 58. Drivekostnader for TBM for ulike bergmassekvaliteter og tunneldiametere. Verdiene er modifisert fra Zare et al. (2016) og har prisenivå fra januar 2015.

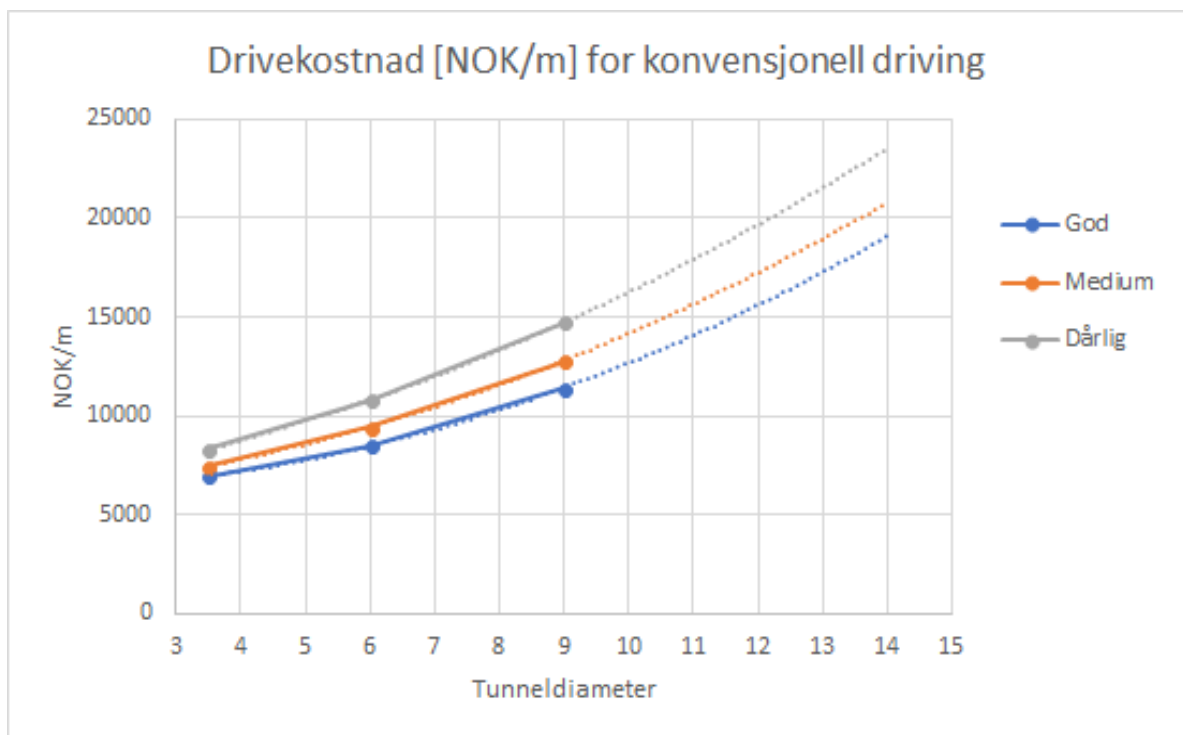
Diameteren til TBMen som skal krysse Romsdalsfjorden må være rundt 12 meter, og ut fra forundersøkelsene vet en at store deler av traséen skal gå gjennom bergmasse av relativt god kvalitet. I de registrerte svakhetssoner må en regne med økte kostnader knyttet til blant annet økt byggetid og tyngre sikring. Ut fra dette antas det at den gjennomsnittlige drivekostnaden vil ligge litt over det som er antatt for god bergmasse. Fra figur 58 kan en derfor anta at drivekostnaden vil ligge på rundt 50 000 NOK/m. Denne verdien er basert på en 3 km lang tunnel, og vil derfor være for høy. I Zare et al. (2016) er det som nevnt antatt at drivekostnaden for TBM vil reduseres med 9-18% ved lengre tunnallengder. Det er derfor for dette prosjektet valgt å redusere drivekostnaden med 12%, som vil gi en drivekostnad på 44

000 NOK/m. Den estimerte drivekostnaden for hele tunneløpet for driving med TBM vil da være:

$$44\,000 \text{ NOK/m} \times 31\,100 \text{ m} = 1,37 \text{ mrd. NOK}$$

Hvis tunnelene blir drevet med TBM vil den estimerte drivekostnaden ligge på rundt 1,4 mrd. NOK. Denne kostnaden er kun knyttet til driving med TBM, og sikringsmengde og injeksjon er ikke inkludert.

Konvensjonell driving



Figur 59. Drivekostnader for konvensjonell boring og sprengning for ulike bergmassekvaliteter og tunneldiameter. Verdiene er modifisert fra Zare et al. (2016) og har prisnivå fra januar 2015.

Da tunnelprofilen til en konvensjonell drevet tunnel ikke er sirkulært vil diameteren være noe mindre sammenlignet med TBM. Dette er illustrert i figur 27 og 28 i kapittel 5.3. For denne kostnadsestimeringen velges tunneldiameter lik 11 meter konvensjonell boring og sprengning. Det er også antatt de samme bergmasseforholdene som for TBM, litt dårligere enn god. Fra figur 59 vil dette gi en antatt drivekostnad på ca. 15 000 NOK/m. I Zare et al. (2016) er det som nevnt antatt at drivekostnaden øker med 6-10% for økt tunnellengde. For dette prosjektet

er det derfor valgt å øke drivekostnaden med 8%, som vil gi en drivekostnad på 16 200 NOK/m. Den estimerte drivkostnaden for hele tunnelen vil for konvensjonell driving være:

$$16\,200 \text{ NOK/m} \times 31\,100 \text{ m} = 503,8 \text{ mill. NOK}$$

Ved konvensjonell driving av tunnelene vil den estimerte drivekostnaden ligge rundt 500 mill. NOK. Denne kostnaden inkluderer ikke sikringsmengde og injeksjon. For konvensjonell boring og sprengning kan en anta at kostnadene for sikringsmengden er høyere enn for en åpen TBM.

12.3 Oppsummering

For kryssing under Romsdalsfjorden er det estimert byggetid på 92 uker for TBM og 150 uker for konvensjonell boring og sprengning. Denne inndriften tar i mindre grad hensyn til svakhetssoner og andre uforutsette hendelser.

Drivekostnader er estimert til 1,37 mrd. NOK for driving med TBM og 503,8 mill. NOK for konvensjonell driving. Kostnader knyttet til sikring inngår ikke i estimeringen, men en kan anta at disse kostnadene vil være større for konvensjonell driving. For TBM er det knyttet en potensiell ekstra kostnad til den høye geologiske risikoen. Ved å legge til alle kostnadsfaktorene vil en få en mer nøyaktig estimering av kostnadene for hele prosjektet. En slik estimering er ikke utført i denne oppgaven. Generelt kan en anta at TBM ofte har en høyere total kostnad, men drivemetoden kan bli sett på som en fordel fordi byggetiden er kortere. En omfattende analyse av byggetid og kostnader for begge drivemetodene burde derfor gjennomføres for å best mulig kunne sammenligne TBM og konvensjonell driving.

13 Kombinasjon av TBM og konvensjonell driving

En kombinasjon av TBM og konvensjonell driving vil være et aktuelt alternativ for kryssing under Romsdalsfjorden. Det er flere måter å kombinere de to drivemetodene. Videre er de to mest aktuelle kombinasjonene presentert:

- *Alternativ 1*: Ett tunnellop drives med TBM og ett tunnellop drives med konvensjonell boring og sprengning.
- *Alternativ 2*: Tunnelen drives med TBM med unntak av svakhetssonen mellom Tautra og Otrøya som drives med konvensjonell boring og sprengning.

I dette kapittelet er de viktigste forholdene rundt kombinasjon av drivemetodene diskutert.

13.1 Risiko og fleksibilitet

Det er som beskrevet i kapittel 7.3 knyttet en relativt stor risiko til driving med åpen TBM gjennom svakhetssoner. Denne risikoen er knyttet til fare for ras og fastkjøring, vanninnstrømning og tidsavhengig deformasjon. Mange av de samme hendelsene kan oppstå under konvensjonell driving, men risikoen er her lavere blant annet fordi det er lettere å kartlegg på stuff og en unngår drivestopp knyttet til fastkjøring.

I kapittel 12.1 er det nevnt at oppstartstiden for en TBM gir et tidstap på rundt 12 måneder i forhold til konvensjonell driving. For Alternativ 1 kan dette tidstapet brukes til en fordel. Det tunnellopet som skal drives konvensjonelt kan starte tidligere, og på den måten fungere som en pilot-tunnel der man får et enda tydeligere bilde over de ingeniørgeologiske forholdene. Dette vil minske risikoen for driving med TBM i det andre tunnellopet fordi man gjennom pilot-tunnelen kartlegger vanskelige forhold, og en derfor lettere kan unngå uønskede hendelser. Hvis TBMen kjører seg fast kan det fra det andre tunnellopet drives en tverrforbindelse til fastkjøringen, for så sprengte/grave løs TBMen. Dette vil fungere som en sikkerhet, og driftsstoppet for TBMen ved en slik uønsket hendelse kan bli kortere enn om begge løpene hadde vært drevet med TBM.

For Alternativ 2 vil det som nevnt være aktuelt å drive med konvensjonell boring og sprengning gjennom den største svakhetssonen mellom Tautra og Otrøya, mens det resterende

drives med TBM. Å benytte seg av konvensjonell driving gjennom den antatt vanskeligste sonen vil kunne minske risikoen betraktelig, spesielt med tanke på fastklemming av TBMen. Konvensjonell driving blir sett på som en mer fleksibel metode for kartlegging og installasjon av bergsikring på stoff, og vil derfor egne seg bedre til driving gjennom den 100 meter lange svakhetssonen.

13.2 Anvendelse av masser

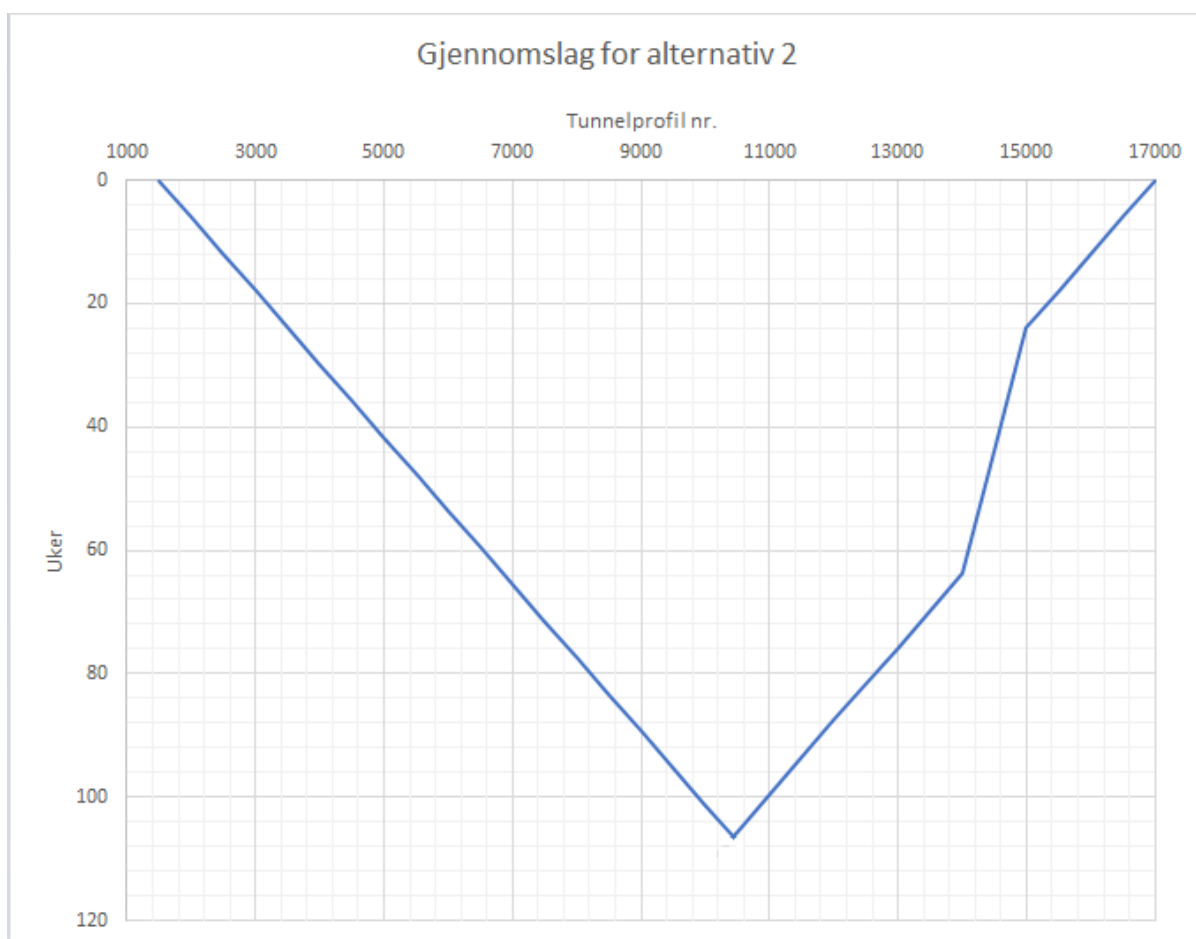
Ved å benytte seg av begge drivemetodene vil en få to ulike fraksjoner av de uttatte massene. Som beskrevet i kapittel 11 kan tunnelmassene fra TBM og konvensjonell boring og sprengning anvendes til mange av de samme formålene så lenge de blir bearbeidet til riktig fraksjon. Den største forskjellen er at tunnelmassene fra konvensjonell driving er bedre egnet til sjøfylling. Ved å kombinere de to drivemetodene vil en få et større intervall i fraksjonene til den uttatte tunnelmassen, og dette vil trolig kunne føre til at en større andel av tunnelmassene vil kunne anvendes. Alternativ 1 vil gi mer tunnelmasse med varierende størrelse enn alternativ 2, hvor mesteparten av de uttatte massene vil komme fra TBM driving.

13.3 Byggetid og kostnader

Begge alternativene vil trolig få en lengre byggetid enn hvis det i begge løpene kun hadde blitt benyttet TBM. For alternativ 1 er det mulig at tidstapet ikke blir stort, da tunneløpet som er konvensjonelt drevet kan starte rundt et år tidligere. For alternativ 2 må TBMen ut av tunnelen før arbeidet med konvensjonell driving kan starte i svakhetssonen. Dette vil føre til et kostbart drivestopp.

For alternativ 1 vil en trenge færre TBMer, noe som vil være kostnadsbesparende i forhold til å drive begge løp med TBM. Sikringsomfang vil derimot trolig bli noe større enn om begge løpene ble drevet med TBM. Det finnes flere muligheter å kombinere alternativ 1 på. Ettersom TBMen har dobbelt så stor inndrift som konvensjonell driving vil TBMen passere tunneløpet som er konvensjonelt drevet etter en viss tid. Etter at TBMen har drevet et godt stykke forbi kan det drives en tverrforbindelse over til det konvensjonelle løpet. Herfra kan en drive to stuffer, en i retning mot Vik og en mot Otrøya. På den måten vil man kunne kutte ned drivetiden for prosjektet, som videre vil gi mindre kostander.

For alternativ 2 vil en trenge like mange TBMer (4 stk.) som en hadde brukt om begge løpene kun ble drevet med TBM. I tillegg må en ha maskiner til å utføre driving med konvensjonell boring og sprengning i svakhetssonen mellom Tautra og Otrøya. Til sammen vil dette medføre høye investeringskostnader. For alternativ 2 er det utført en estimering av byggetiden i et skrådiagram, se figur 60. Her er inndriften til TBMe satt til 84 m/uke, mens inndriften i svakhetssonen mellom Tautra og Otrøya som er konvensjonelt drevet er satt til 25 m/uke med en lengde på 500 meter. Et slikt alternativ vil gi gjennomslag for tunnelen etter ca. 105 uker.



Figur 60. Skrådiagram som illustrerer gjennomslag for alternativ 2 for kryssing under Romsdalsfjorden. TBMe har en inndrift på 84 m/uke og konvensjonell boring og sprengning i svakhetssonen har en inndrift på 25 m/uke.

13.4 Oppsummering

Sammenlignet med å kun drive tunnelen under Romsdalsfjorden med TBM, vil begge alternativene fremfor alt minske den geologiske risikoen under driving. Ved å benytte en kombinasjon av drivemetodene kan man få et større intervall av fraksjonen til de uttatte tunnelmassene.

Det burde for begge kombinasjonsalternativene gjennomføres en analyse/estimering av byggetid og kostnader. Dette kan gjøres ved bruk av prognosemodeller eller Tunsim. I tillegg kan et mer detaljert skrådiagram benyttes for å få en god oversikt over tidsløpet til alternativene. Resultater fra slike estimeringer vil gi et bedre grunnlag for om kombinasjon av drivemetodene vil være et bedre valg for drivemetode for kryssing under Romsdalsfjorden.

14 Samlet vurdering

Geologiske forundersøkelser, risiko, fleksibilitet, miljø (ytre miljø og miljøregnskap), anvendelse av masser, samt byggetid og kostnader er forhold som blir sett på som viktige når valg av drivemetode skal vurderes for et tunnelprosjekt. Det er underveis i oppgaven foretatt en kontinuerlig diskusjon rundt hvordan disse forholdene påvirker valg av drivemetode. Dette er gjort ved å se på flere aspekter innenfor hvert av forholdene, for så vurdere hvilke fordeler og begrensninger de gir på drivemetodene.

For å vurdere hvilken drivemetode som er best egnet for kryssing under Romsdalsfjorden er de viktigste forholdene som er diskutert tidligere i oppgaven gitt en verdi fra 1 til 5. Verdien illustrerer i hvor stor grad drivemetodene er egnet til forholdet, og er forklart i tabell 26.

Videre gir tabell 27 en kort begrunnelse av valgte verdier for alle forholdene. Det presiseres at de gitte verdiene er en subjektiv vurdering utført av forfatterne på bakgrunn av ovennevnt teori og diskusjon om valg av drivemetode. Det henvises til de foregående kapitlene for mer informasjon om de ulike forholdene.

Tabell 26. Forklaring til verdiene som er brukt i vurdering av de viktigste forholdene for valg av drivemetode.

Verdi	Forklaring
5	Meget godt egnet
4	Godt egnet
3	Egnet
2	Lite egnet
1	Svært lite egnet

Tabell 27. Vurdering av de viktigste forholdene for valg av drivemetode. Se tabell 26 for forklaring av verdiene 1-5.

Viktige forhold for valg av drivemetode	TBM driving	Konvensjonell driving	Begrunnelse
Geologiske forhold	4	4	Forundersøkelser viser relativt god bergmassekvalitet med god borbarhet. Registrert 13 svakhetssoner. Den største er mellom Tautra og Otrøya og kan gi problemer under driving.
Risiko	2	4	Risikoen for fastklemming og drivestopp er størst for TBM. Konsekvensene av drivestopp er større for TBM grunnet høy innkjøpspris.
Fleksibilitet	3	5	Kartlegging på og foran stoff, stabilitetssikring, vanntetting og andre forhold er noe vanskeligere å utføre med en TBM.
Miljø	4	3	Sprenggassene gir i større grad forurensning og det trengs flere tverrslag som gir innhugg i naturen for konvensjonell driving. Begge drivemetodene har store CO ₂ -utslipp knyttet til materialmengde og -produksjon.
Anvendelse av masser	4	4	Avhenger i stor grad av bergmassekvaliteten. Tunnelmassene kan i stor grad bli brukt til de samme formålene, forutsatt at de først bearbeides.
Byggetid	5	3	TBM har høyere inndrift ved gode bergforhold. I estimeringene som er utført er inndriften ca. det dobbelte for TBM.
Kostnader	2	5	Drivekostnadene [NOK/m] er vesentlig høyere for TBM.
Gjennomsnitt	3,4	4,0	

Fra tabell 27 kommer det frem at de ulike forholdene i forskjellig grad påvirker drivemetodene. Hvis en vekter alle forholdene likt er den gjennomsnittlige verdien 3,4 (Egnet) for TBM og 4,0 (Godt egnet) for konvensjonell boring og sprengning. På bakgrunn av de gitte verdiene kommer det frem at konvensjonell driving er best egnet for kryssing under Romsdalsfjorden, men begge metodene vil trolig være gjennomførbare.

De geologiske forholdene for kryssing under Romsdalsfjorden er antatt å ha relativ god bergmassekvalitet. Resultatene fra testing av bergartsegenskapene viser at både TBM og

konvensjonell driving er gunstig med tanke på inndrift, noe som vil virke positivt inn på byggetid og kostnader. Det er i prosjektområdet registrert flere svakhetssoner fra de ingeniørgeologiske forundersøkelse, og det er forventet at tunneltraséen vil krysse 13 soner med mindre eller større utstrekning. Det er knyttet en spesielt stor risiko til driving med TBM gjennom den 100 meter lange svakhetssonen mellom Tautra og Otrøya. Dette er blant annet på grunn av at denne metoden er mindre fleksibel for kartlegging på/foran stuff sammenlignet med konvensjonell driving. Manglende erfaring for bruk av TBM i undersjøiske tunneler er med på å øke risikoen for denne drivemetoden. TBM er totalt sett noe bedre enn konvensjonell boring og sprengning med tanke på de påvirkningene drivemetodene har på det ytre miljøet. Dette er fremfor alt på grunn av etablering av færre tverrslag og et nullutslipp av sprenggasser. Analyse utført i VegLCA viser at driving med TBM gir noe mindre CO₂-utslipp sammenlignet med konvensjonell boring og sprengning. Dette er hovedsakelig på grunn av større sikringsomfang for konvensjonell driving, samt utslipp fra sprengning og anleggsmaskiner. Totalt sett er de miljømessige forskjellene mellom de to drivemetodene svært liten for dette prosjektet, og vil ikke være avgjørende for valg av drivemetode. Ved å ta i bruk fossilfrie løsninger på anleggsplassen vil en i fremtidige prosjekter kunne redusere utslipp knyttet til konvensjonell driving. Da TBM har ca. dobbelt så høy inndrift som konvensjonell driving, vil denne metoden ha rundt et år kortere byggetid. Dette forutsatt at det ikke oppstår uønskede hendelser. Det er mulig byggetiden til de to drivemetodene vil bli noe mer lik hvis en tar hensyn til at TBM har en lengre oppstartstid.

Kostnader er et viktig forhold som vil være avgjørende for valg av drivemetode under Romsdalsfjorden. Estimerte drivekostnader viser at TBM vil være ca. 1 mrd. NOK dyrere enn konvensjonell driving. Det presiseres at den endelige kostnaden blir bestemt etter anbud. Høyere risiko kombinert med lavere fleksibilitet for TBM vil sannsynligvis gjøre kostnadsforskjellen mellom drivemetodene enda større. Da risikoen har stor innvirkning på byggetid og kostnad bør trolig dette forholdet vektlegges høyt når valg av drivemetode skal besluttes.

Sammenlignet med kun å drive tunnelen under Romsdalsfjorden med TBM, vil en kombinasjon av drivemetoden fremfor alt redusere den geologiske risikoen under driving. I tillegg vil fleksibiliteten øke. Mindre geologisk risiko og økt fleksibilitet kan potensielt påvirke byggetiden og kostnadene positivt. En kombinasjon vil likevel medføre en høy investeringskostnad på grunn av TBM-innkjøp. Dette gjelder spesielt for alternativ 2 (driving

med TBM i begge tunnellopene med unntak av svakhetssonen) hvor en må gå til innkjøp av fire TBMer. Disse økte kostnadene må veies opp mot den geologiske risikoen. Alternativ 1 (et tunnellop drives med TBM og det andre konvensjonelt) er derfor vurdert som et bedre alternativ for kombinasjon for driving av tunnelen under Romsdalsfjorden. Dette fordi investeringskostnaden er noe lavere, og byggetiden trolig vil være kortere sammenlignet med alternativ 2. For å kunne vurdere dette kombinasjonsalternativet bør det gjennomføres en analyse/estimering av byggetid og kostnader.

På bakgrunn av ovennevnte vurdering, ser det ut til å være mest gunstig å velge konvensjonell boring og sprengning som drivemetode for begge tunnellopene for kryssing under Romsdalsfjorden. Denne vurdering er tatt på bakgrunn av at TBM har en høy geologisk risiko, hvor uønskede hendelser som fastklemming og ras vil gi store negative innvirkninger på byggetid og kostnader. Med en rask teknologisk utvikling for TBM kan en tenke seg at denne vurderingen vil se annerledes ut i fremtiden. Videre bør det vurderes å be om anbud for TBM, konvensjonell boring og sprengning og en kombinasjon. Statens vegvesen kan da velge det mest gunstige tilbudet uavhengig av drivemetode.

15 Konklusjon

Denne masteroppgaven har tatt for seg fordeler og begrensninger for TBM og konvensjonell driving av planlagte E39-tunnel under Romsdalsfjorden. For den ca. 16 km lange undersjøiske tunnelen har konvensjonell driving med boring og sprengning vært vurdert som den mest aktuelle drivemetoden, men TBM har blitt ansett som et mulig alternativ. Det er derfor foretatt en systematisk vurdering og diskusjon av fordeler og eventuelle begrensninger for drivemetodene ut i fra de utvalgte forholdene; risiko og håndtering av uønskede hendelser, fleksibilitet, påvirkninger på det ytre miljøet, miljøregnskap, anvendelse av tunnelmassene, samt byggetid og kostnader. Gjennom alle vurderingene har de geologiske forholdene i prosjektområdet vært med på å påvirke hvilken drivemethode som er best egnet. På dette grunnlaget er det vurdert hvilken drivemethode, eller en kombinasjon av metodene, som totalt sett er det beste alternativet. De viktigste funnene innenfor de gitte forholdene er:

- *Geologiske forhold:* De geologiske forholdene ligger til rette for at begge drivemetodene kan benyttes. Det er blant annet registrert god borbarhet i prosjektområdet og indeksverdiene (BWI og CLI) er gunstige. Det er registrert at den planlagte tunnelen vil krysse 13 svakhetssoner, hvor den største og antatt mest krevende sonen ligger mellom Tautra og Otrøya. Utført kjerneboring i denne svakhetssonen viser mindre kjernetap enn antatt. Dette kan gi indikasjoner på bedre bergmassekvalitet enn det de seismiske undersøkelsene påviste.
- *Risiko og håndtering av uønskede hendelser:* Å drive en undersjøisk tunnel innebærer en geologisk risiko, uansett hvilken drivemethode som brukes. For en TBM vil konsekvensene av uønskede hendelser i mange tilfeller være større sammenlignet med konvensjonell driving. Sannsynligheten for drivestopp på grunn av fastklemming eller ras er for denne metoden vesentlig større enn for konvensjonell driving. Et lengre drivestopp vil gi store tap i kostnader på grunn av den høye innkjøpsprisen til TBMen. Det er foretatt mange forundersøkelser for kryssing under Romsdalsfjorden, dette vil gi et bedre utgangspunkt for å forutse og håndtere uønskede hendelser, og risikoen reduseres.
- *Miljø:* Driving med TBM vil påvirke det ytre miljøet i noe mindre grad enn konvensjonell driving, dette er hovedsakelig på grunn av færre tverrslag som gir mindre innhugg i naturen. I miljøregnskapet viser livsløpsanalyse utført i VegLCA at CO₂-utslippet under driving er noe lavere for TBM sammenlignet med konvensjonell

driving. Dette er hovedsakelig på grunn av økt sikringsmengde for konvensjonell driving, i tillegg til at en med TBM unngår utslipp knyttet til sprengning og anleggsmaskiner. Da VegLCA er noe mindre egnet for driving med TBM knyttes det en usikkerhet til resultatet.

- *Anvendelse av masser:* Driving med TBM vil gi et større uttak av tunnelmasser, samt inneholde mer finstoff sammenlignet med konvensjonell driving. Massene som tas ut er av god kvalitet, og kan anvendes som tilslagsmateriale (veg og betong) hvis de bearbeides for begge drivemetodene. Konvensjonell driving stiller noe sterkere ved masseutfylling i sjøen, men massene må da renses for plast og fiber.
- *Byggetid:* For TBM er det antatt en mye høyere inndrift enn for konvensjonell driving. Fra forenklinger er byggetiden estimert til 92 uker for TBM med driving fra fire stuffer, og 150 uker for konvensjonell driving fra seks stuffer. Den estimerte byggetidene tar ikke hensyn til endring i inndrift på grunn av svakhetssoner eller andre uønskede hendelser.
- *Kostnader:* For TBM er drivekostnaden estimert til å være på 1,37 mrd. NOK, mens den for konvensjonell driving er estimert til 503,8 mill. NOK. Det er ikke utført estimering av totalkostnadene, men generelt vil driving med TBM ha en høyere totalkostnad.

Sammenlignet med kun å drive tunnelen med TBM vil en kombinasjon av metodene fremfor alt redusere den geologiske risikoen under driving, i tillegg til at fleksibiliteten øker. Alternativ 1, hvor ett tunnellop drives med TBM og ett med konvensjonell boring og sprengning, er vurdert som det beste alternativet for kombinasjon av metodene. En analyse/estimering av byggetid og kostnader bør gjennomføres for å kunne vurdere om alternativet er bedre egnet.

På bakgrunn av teori og vurdering rundt valg av drivemetode ser det ut til å være mer gunstig å velge konvensjonell boring og sprengning som drivemetode for kryssing under Romsdalsfjorden. Dette er fremfor alt på grunn av høy geologisk risiko og manglende erfaring med TBM i undersjøiske tunneler. Videre bør det vurderes å be om tilbud for TBM, konvensjonell boring og sprengning og en kombinasjon før endelig drivemetode blir valgt.

Litteraturliste

- Aasen, O. (2007) *Parsell 5: Holm-Holmestrand-Nykirke. Tunnelkonsept og drivemetoder, overordnet sammenligning*. Multiconsult.
- Aasly, K.A., Dahl, R.M. og Erichsen, E. (2017) *Krav til byggeråstoffer*. Trondheim: NGU. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/krav-til-byggerastoffer> (Hentet: 22. februar 2018).
- Beitnes, A. (2016) *Romsdalsfjordtunnelen - vurdering av drivemåte*. (Internrapport). Statens vegvesen.
- Bjølstad, O.K.H. og Angell-Petersen, S. (2016) *Supplerende miljøutredning - Reguleringsplan E39 Vik - Julbøen*. (Rapport 16210001). Trondheim: Sweco.
- Brattli, B. (2016) *Forelesninger i faget Ingeniørgeologi løsmasse VK*. Trondheim: NTNU.
- Bruland, A. (1998a) *Hard Rock Tunnel Boring - vol. 3 of 10. Advance Rate and Cutter Wear*. (Project report 1B-98). Doctoral theses. Trondheim: NTNU.
- Bruland, A. (1998b) *Hard Rock Tunnel Boring - vol. 8 of 10 - Drillability Test Method*. (Project Report 13A-98). Doctoral theses. Trondheim: NTNU.
- Bruland, A. (2013) *Anleggsteknikk GK Kompendium*. Trondheim: NTNU.
- Busterud, H.E (2018) *Hvordan bygge veger med mindre klimagassutslipp fra betong?* Tilgjengelig fra: <https://vegnett.no/2018/02/hvordan-bygge-veger-med-mindre-klimagassutslipp-fra-betong/> (Hentet: 28. Februar 2018).
- Busterud, H.E. (2016) *Vegvesenet bruker og sprer mindre plast*. Tilgjengelig fra: <https://vegnett.no/2016/10/vegvesenet-bruker-og-sprer-mindre-plast/> (Hentet: 5. desember 2017).
- Byggeindustrien (2018) *Norges første fossilfrie anleggsprosjekt*. Tilgjengelig fra: <https://www.bygg.no/article/1351287> (Hentet: 28. april 2018).
- Chadha, A.K, Shimla, H.P., Singh, M.P., Sharma, U. (2016) *Analysis of Tunnel Grouting and Water Pressure Tests in Rampur Hydroelectric Project (412MW)*. SJVN Limited: India.
- Dahl, F. (2003) *DRI, BWI, CLI Standard*. Trondheim: SINTEF.
- Dahlstrøm, O., Bohne, R. A., Borvik, N. P., Fjellheim, H., Fredriksen, K. S., Kjerkol, H., Sve, R. og Svendsrud, P. E. (2014) *Anbefalte retningslinjer for utarbeidelse av miljøbudsjett og miljøregnskap for tunneler*. (Teknisk rapport 16). Oslo: NFF.

- Dahlstrøm, O. (2016) *Miljøvurdering (LCA) som avgjørende verktøy i samferdselsprosjekter*. Oslo: Asplan viak. Tilgjengelig fra: <https://www.asplanviak.no/aktuelt/2016/05/31/lca-samferdselsprosjekter/> (Hentet: 1. desember 2017).
- Dammyr, Ø., Nilsen, B., Gollegger, J. (2017) *Feasibility of tunnel boring through weakness zones in deep Norwegian subsea tunnels*. *Tunnelling and Underground Space Technology* 69 (2017), s. 133-146.
- Ehrbar, H. (2008) Gotthard Base Tunnel, Switzerland. Experiences with different tunnelling methods. *2º Congresso Brasileiro de Tuneis e Estruturas Subterraneas*. São Paulo, 23.-25. juni, 2008.
- Fladvad, M. (2016) *Dimensjonering av veger. Intensivkurs i vegteknologi*. Statens vegvesen. FN-sambandet (2017) *Parisavtalen*. Tilgjengelig fra: <http://www.fn.no/Om-FN/Avtaler/Miljoe-og-klima/Parisavtalen> (Hentet: 6. desember 2017).
- Forslund, T. (1988) *Kartlegging av forkastninger og bruddsoner i berggrunnen i Møre og Romsdal Fylke*. (88.219). Trondheim: NGU. Tilgjengelig fra: http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/1980-1989/88_219.pdf (Hentet: 30. januar 2018).
- Fossen, H., Dallman, W. og Andersen, T.B. (2006) Fjellkjeden går til grunne, i Ramberg, I.B., Bryhni, I. og Nøttvedt, A. (red.) *Landet blir til, Norges geologi*. 1. utg. Norsk geologisk forening, s. 240.
- Fyksen, A., Rude, E., Lande, K., Dalen, Ø., Reistadbakk, T. og Dahlstrøm, O. (2012) *Follobanen, Oslo-Ski. Sammenligning av miljøkonsekvenser mellom alternative drivemetoder for tunnel*. Asplan Viak.
- Garathun, M. (2015) *Derfor drives ikke store norske veitunneler med tunnelboremaskin*. Tilgjengelig fra: <https://www.tu.no/artikler/derfor-drives-ikke-store-norske-veitunneler-med-tunnelboremaskin/222989> (Hentet 18. mai 2018).
- GisLink (2018) *Skjermbildet av friluftslivkart over Vik og Otrøya*. Tilgjengelig fra: <http://www.gislink.no/Html5/> (Hentet 27.mai 2018).
- Grendal, A., Johansen, T. og Boge, K., (2014) *Konvensjonelle drivemetoder*. (KVU Oslo-Navet). Oslo: Jernbanedirektoratet. Tilgjengelig fra: <https://www.jernbanedirektoratet.no/contentassets/11896b072ec14f3294ac0bd80c6c557a/oslo-navet-konvensjonelle-drivemetoder-n.pdf> (Hentet: 18. april 2018).

- Hamel, B. (2017) *VegLCA, Verktøy for beregning av miljøpåvirkning fra vegprosjekter*.
Tilgjengelig fra:
https://www.vegvesen.no/attachment/2049596/binary/1214780?fast_title=VegLCA-hva+er+det.pdf (Hentet: 11. mai 2018).
- Hammervold, J. (2016) *VegLCA: verktøy for klimabudsjett for veg-infrastruktur*. Tilgjengelig fra: <https://www.asplanviak.no/aktuelt/2016/11/01/veg-lca-verktoey-for-klimabudsjett-for-veg-infrastruktur/n> (Hentet: 11. mai 2018).
- Hammervold, J. (2018) *Brukerveiledning VegLCA v2.01*. (Internrapport fra Asplan Viak). Statens vegvesen.
- Haugen, N. (2016) *Prøvingsrapport. Bestemmelse av borbarhetsegenskaper*. (Rapport 16056IG). Trondheim: SINTEF.
- Hognestad, H.O., Fagermo, J.I., Kveen, A., Backer, L., Grøv, E., Frogner, E. og Aarset, A. (2010) *Praktisk berginjeksjon for underjordiske anlegg*. (Håndbok nr. 06). Oslo: NFF.
- Holen, H. (1998) *TBM vs Drill & Blast Tunnelling*. Publication 11: TBM Tunnelling. Norwegian Tunnelling Society. NFF Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Publication_11.pdf (Hentet 16. april 2018).
- ISRM (1978) *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses*. Storbritannia: ISRM.
- ISRM (1979) *Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials*. Storbritannia: ISRM.
- Jakobsen, P.D. og Arntsen, M.L. (2014) *Bruk av TBM til driving av vegtunneler i Norge*. (Statens Vegvesen Rapporter, Nr. 324). Tilgjengelig fra:
https://www.vegvesen.no/fag/teknologtekniski/Tunneler/Publikasjoner/attachment/692222?ts=148b0efb6c8&fast_title=Bruk+av+TBM+til+driving+av+vegtunneler+i+Norge (Hentet: 20. september 2017).
- Jakobsen, P.D. og Bruland, A. (2015) *Forhåndskartlegging for TBM tunneler, laborietester og fremdrift/slitasjepronoser*. Tilgjengelig fra:
https://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2015/02/Forh%C3%A5ndskartlegging-for-TBM-tunneler-laborietester-og-fremdrift_slitasjepronoser.pdf (Hentet: 20. mai 2018).
- Jakobsen, P.D., Log, S., Skjeggedal, T., Hansen, A.M. og Palm, A. (2015) *Kort innføring i bruk av TBM*. (Teknisk rapport 17/2015). Oslo: NFF.

- Jernbaneverket (u.å.) *Slik bygges jernbanetunneler*. Oslo: Jernbaneverket. Tilgjengelig fra: <http://www.banenor.no/contentassets/9eac907f17454cbb9dacff4abf2df461/slik-bygges-jernbanetunneler---jbv.pdf> (Hentet: 30. oktober 2017).
- Jernbaneverket (2016) *Dobbeltspor Arna-Bergen*. (Brosjyre). Bane NOR.
- Kalager, A.K. (2008) *Nytt dobbeltspor Oslo-Ski, Vurdering av drivemetode for tunnelene på Follobanen*. (Rapport på utredningsnivå). Oslo: Jernbaneverket.
- Kjerkol, H., Sandvik, K.O., Fjærbu, R.J. og Larsen, O.M. (2011) *Nasjonal Transportplan 2014 - 2015. Utredningsfasen. Klimagassutslipp*. Vegdirektoratet: Oslo.
- Kleppestø, B.A., Breyholtz, B., Wist, I. og Salomonsen, G.R. (2017) *Utfyllingssøknad Kvitsøy - entreprise E02, Rogfast-prosjektet. Etablering av vegtrasé i dagen*. Sandvika: Norconsult.
- Landrø, M. (2010) *Anvendt geofysikk - Et innføringskurs i de vanligste geofysiske metodene som blir brukt for å kartlegge jordas bergarter*. Trondheim: NTNU.
- Larsen, H.N. (u.å) *LCALAB*. Tilgjengelig fra: <https://www.asplanviak.no/lca/> (1. desember 2017).
- Larsen, T. og Hagen, S.A. (2017) *Hydraulisk splitting ved Romsdalsfjordprosjektet, BH04 Vestnes*. (2017:00227). Trondheim: SINTEF.
- Larsen, T. og Hagen, S.A. (2018) *Hydraulisk splitting ved Romsdalsfjordprosjektet, Borhull KBH01 Heggdal*. (2017:00701). Trondheim: SINTEF.
- Likhosherskaya, I. og Nyembwe, K.R. (2012) *Spredning av plastfibre fra sprøytebetong*. (Statens vegvesens rapporter, Nr. 146). Oslo: Vegdirektoratet.
- Lillevik, S. (2016) *Geologi. E39 Vik - Julbøen, Julsundbrua. Ingeniørgeologisk rapport for reguleringsplan - rev1*. (40012-Geol-R01_rev1). Trondheim: Statens vegvesen.
- Lindhjem, R. (2007) *Retningsstyrt kjerneboring i gruve- og anleggsindustrien, Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikk/geoteknikk*, Oslo, Norge, November 22-23, 2007. Oslo: NFF, s. 40.1-40.8.
- Lovdata (u.å) *Lov om kulturminner [kulturminneloven]*. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1978-06-09-50> (Hentet 8.mars.2018).
- Ludt, Ø. (2015) *Problemer med transportbånd i tunnel*. Tilgjengelig fra: <https://www.at.no/artikler/problemer-med-transportband-i-tunnel/419557> (Hentet 11. mai 2018)
- Lutro, O. (2015) *Berggrunnskart, Romsdalsfjorden (Målestokk 1:50 000)*. NGU.

- Lutro, O., Redfield, T., Oppikofer, T., Dehls, J. og Rønning, J.S. (2015) *E39 Krysning av Romsdalsfjorden. Bergrunnsgeologi, strukturgeologi og undersøkelse av ustabile fjellparti*. (NGU Rapport 2015.039). Trondheim: Statens vegvesen Region Midt/NGU
- Macias, F.J. og Bruland, A. (2014) D&B versus TBM: Review of the parameters for a right choice of the excavation method, *The 2014 ISRM European Rock Mechanics Symposium (EUROCK 2014)*, Vigo, 27.-29. mai, 2014. London: Taylor & Francis Group, s. 823-828.
- Macias, F.J. (2016) *Hard Rock Tunnel Boring - Performance Predictions and Cutter Life Assessments*. Doctoral theses. Trondheim: NTNU.
- Maidl, B., Schmid, L., Ritz, W. og Herrenknecht, M. (2008) Ch. 9 Tunnel Support, *Hardrock Tunnel Boring Machines*. Ernst & Sohn Verlag, s. 129-147.
- Maidl, B., Thewes, M. og Maidl, U. (2014) *Special features for tunnelling machines*, Handbook of Tunnel Engineering II, Basics and Additional Services for Design and Construction. Bochum: Ernst & Sohn Verlag, s. 74-80.
- Martinsen, O.J og Nøttvedt, A. (2006) Av hav stiger landet, i Ramberg, I.B., Bryhni, I. og Nøttvedt, A. (red.) *Landet blir til, Norges geologi*. 1. utg. Norsk geologisk forening, s. 457.
- Meld. St. 21 (2011–2012) (2012) *Norsk klimapolitikk*. Oslo: Klima- og miljødepartementet. Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/meld-st-21-2011-2012/id679374/sec1> (Hentet: 27. november 2017).
- Meld. St. 33 (2016-2017) (2017) *Nasjonal Transportplan 2018-2029*. Oslo: Samferdselsdepartementet. Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/meld.-st.-33-20162017/id2546287/sec1> (Hentet: 27. november 2017).
- Miljødirektoratet (2018) *Naturbase - Kartlagt friluftslivsområde*. Tilgjengelig fra: <http://faktaark.naturbase.no/KartlagtFriluftsliv?id=FK00016133> (Hentet 27. mai 2018).
- Myrvang, A. (2001) *Bergmekanikk*. Institutt for geologi og bergteknikk. Trondheim: NTNU.
- Myrvang, A. (2016) *E39 Krysning av Romsdalsfjorden - Vurdering av bergspenningsforhold i forbindelse med undersjøisk tunnel*. Melhus: SIGMA H as.
- Namin, F.S., Ghafari, H. og Dianati, A. (2014) *New Model for Environmental Impact Assessment of Tunneling Projects*. Scientific Research. Tilgjengelig fra: https://file.scirp.org/pdf/JEP_2014052709590509.pdf (Hentet: 3. desember 2017).

- Neby, A., Kristiansen, J., Hauknes, I., Bruland, A. (u.å.) *Leksjon 3 - Bergmekanikk*. Bergsprengningskurs for geologer og kontrollingeniører. Vegvesenet.
- Nestaas, I., Brænd, T.J. og Olerud, K. (2017) *Sur nedbør*. Tilgjengelig fra: https://snl.no/sur_nedb%C3%B8r (Hentet: 2. mai 2018).
- NGI (2015) *Bruk av Q-systemet, Bergmasseklassifisering og bergforsterkning*. Oslo: NGI.
- NGU (u.å.) *Seismisk tomografi, metodebeskrivelse*. Tilgjengelig fra: <http://www.ngu.no/upload/Norges%20geologi/Geofysikk/Bakkegeofysikk/Seismikk/REFR-tomografi.pdf> (Hentet: 22.april 2018).
- NGU (2015) *Seismisk hastighet*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/seismisk-hastighet> (Hentet: 8. februar 2018).
- Nilsen, B. og Palmström, A. (2000) *Engineering geology and rock engineering*. (Vol. No. 2, Handbook (Norsk bergmekanikkgruppe)). Oslo: Norwegian Group for Rock Mechanics.
- Nilsen, B. og Palmström, A. (2001) *Stability and water leakage of hard rock subsea tunnels. Conf. on Modern Tunneling Science and Technology*. IS-Kyoto, 2001. Balkema, Rotterdam, s. 497-502.
- Nilsen, B. og Broch, E. (2012) *Ingeniørgeologi-Berg Grunnkurskompendium*. Trondheim: NTNU.
- Nilsen, B. (2012) *Characteristics of Water Ingress in Norwegian Subsea Tunnels*. Rock Mechanics and Rock Engineering (2014), Vol.47(3), s. 933-945.
- Nilsen, B. (2016) *Ingeniørgeologi-Berg. Videregående kurs, våren 2016*. Institutt for geologi og bergteknikk. Trondheim: NTNU.
- Nordgulen, Ø. og Andersen, A. (2006) Jordas urtid, i Ramberg, I.B., Bryhni, I. og Nøttvedt, A. (red.) *Landet blir til, Norges geologi*. 1. utg. Norsk geologisk forening, s. 112-117.
- Olesen, O. og Ofstad, F. (2015) *Tunnel under Romsdalsfjorden ved Molde. Tolkning av svakhetssoner fra magnetisk data målt fra helikopter*. (2015.016). Trondheim: Statens vegvesen, Region Midt/NGU.
- Olesen, O. og Rønning, J.S. (2015) *Seismiske metoder*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/fagomrade/seismikk> (Hentet: 7. februar 2018).
- Pedersen, B. (2012) *Fasthetsklasser og kontrollalder - Konsekvenser av tilgjengelige sementer*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/attachment/390430/binary/669560> (Hentet 15. mai 2018)

- Pedersen, O.C. (2008) *Møreaksen, Vegtunnel under Romsdalsfjordens ytre del, Tautra alternativet. Akustisk profilering. Refraksjonsseismikk.* (271904.01). Statens vegvesen, Region Midt/Møreaksen AS.
- Pedersen, K. B., Kompen, R. og Kveen, A. (2010) *Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler.* (Teknologirapport nr. 2538). Statens vegvesen: Oslo.
- Pfaffhuber, A.A. (u.å.) *Geofysikk, fjernmåling og GIS, ERT & IP.* Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise-A-AA/Geofysikk-fjernmaaling-og-GIS/ERT-IP> (Hentet: 7. februar 2018).
- Putzmeister (u.å.) *The role of shotcrete in the Drill & Blast Cycle.* Tilgjengelig fra: <http://bestsupportunderground.com/shotcrete-drill-blast-cycle/?lang=en> (Hentet: 18. april 2018).
- Rake, H. (2016) *E39 Vik-Julbøen. Støy.* (Støyutredning). Trondheim: Rambøll.
- Redfield, T.F., Braathen, A., Gabrielsen, R.H., Osmundsen, P.T., Torsvik, T.H. og Andriessen, P.A.M. (2005) *Late Mesozoic to Early Cenozoic components of vertical separation across the Møre-Trøndelag Fault complex, Norway.* Tectonophysics, 395 (2005), s.233–249.
- Regjeringen (2017) *Langsiktig mål om ferjefri E39.* Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/langsiktig-mal-om-ferjefri-e39/id2548526/> (Hentet: 22. januar 2018).
- Robbins (u.å.a) *Main Beam Detail.* Tilgjengelig fra: <http://www.therobbinscompany.com/products/tunnel-boring-machines/main-beam/> (Hentet: 26. februar 2018).
- Robbins (u.å.b) *Singel Shiel.* Tilgjengelig fra: <http://www.therobbinscompany.com/products/tunnel-boring-machines/single-shield/> (Hentet: 26. februar 2018).
- Robbins (u.å.c) *Double Shield Detail.* Tilgjengelig fra: <http://www.therobbinscompany.com/products/tunnel-boring-machines/double-shield/double-shield-detail/> (Hentet: 26. februar 2018).
- Rongved, N. (u.å) *Byggherrens halvtime.* Tilgjengelig fra: <http://www.nvfnorden.org/lisalib/getfile.aspx?itemid=4984> (Hentet: 21. mai 2018).
- Rude, E. (2011) *Temautredning - Massehåndtering.* Konsekvensutredning for Follobanen. Oslo: Asplan Viak AS.
- Ruden, F. og Arvesen, S. (2015) *Geofysiske undersøkelser for Statens Vegvesen - Romsdalsfjorden.* (P-141A). Molde: Statens vegvesen.

- Ruud, A., Torgersen, C. og Staurem, E. (2013) Energiforbruk til infrastruktur. Tilgjengelig fra: <http://www.banenor.no/Jernbanen/Miljo/Miljopavirkning/Energiforbruk-tilinfrastruktur/> (Hentet 30.nov 2017).
- Selmer-Olsen, R. (1966) *Alminnelig geologi og ingeniørgeologi*. 2. utg. Trondheim: Tapir forlag, s. 102-103.
- SINTEF (2015) *Tester borbarhet og svelling i berg*. Tilgjengelig fra: <https://www.sintef.no/siste-nytt/tester-borbarhet-og-svelling-i-berg/> (Hentet: 14. februar 2018).
- Skaar, C., Bergem, M. og Jackobsen, P.D. (2016) *Environmental impact: TBM versus D&B*. Tilgjengelig fra: <http://nff.no/wp-content/uploads/2015/12/13-Skaar-Environmental-impact.pdf> (Hentet: 7. desember 2017).
- Standard Norge (2008) *NS-EN 12620:2002 + A1:2008 + NA:2019 Tilslag for betong*.
- Statens vegvesen (u.å.a) *Ferjefri E39*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39> (Hentet: 22. januar 2018).
- Statens vegvesen (u.å.b) *V01-V10 Plan og snitt Romsdalsfjorden BH 1, 2, 3 og 4*. (Internrapport).
- Statens vegvesen (u.å.c) *Formingveileder, E39 Romsdalsfjorden (Vik-Julbøen)*. Statens vegvesen, Region Midt.
- Statens vegvesen (u.å.d) *E39 Vik-Julbøen, Romsdalsfjordenseismikk og kjerneborhull BH01-BH01*. (Internrapport). Statens vegvesen, Region Midt.
- Statens Vegvesen (2010) *Veileder for utarbeidelse av YM-plan (Ytre miljøplan)*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/186148/binary/362433 (Hentet: 8. mars 2018).
- Statens vegvesen (2012) *Stor bransjeinteresse for Ferjefri E39*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39/nyhetsarkiv/stor-bransjeinteresse-for-ferjefri-e39> (Hentet: 22. januar 2018).
- Statens vegvesen (2014a) *Laboratorieundersøkelser, Håndbok R210*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen (2014b) *Vegbygging Håndbok N200*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen (2015) *Prosesskode 1- Standard beskrivelse for vegkontrakter. Håndbok R761*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen (2016a) *Vegtunneler, Håndbok N500*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen (2016b) *Planomtale E39 - Romsdalsfjorden (Vik-Julbøen) – Kommunane Vestnes, Midsund og Molde*. Tilgjengelig fra:

- https://www.vegvesen.no/_attachment/1353413/binary/1108535?fast_title=Planomtale+E39+Vik-Julb%C3%B8en.pdf (Hentet 12. mars 2018).
- Statens vegvesen (2016c) *E39 Romsdalsfjordkryssingen, Ekspertgruppe geologi 2016-05*. (Internrapport).
- Statens vegvesen (2017a) *E39 Romsdalsfjorden, prosjektbeskrivelse*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e39romsdalsfjorden/prosjektbeskrivelse> (Hentet: 23. januar 2018).
- Statens Vegvesen (2017b) *Plan for ytre miljø (YM-plan)*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/veg+og+gate/hms/ytre-miljo> (Hentet 7.mars 2018).
- Statens vegvesen (2018) *Konsekvensanalyser. Håndbok V712*. Vegdirektoratet.
- Tarkoy, P.J. og Byram, J.E. (1991) *The advantages of tunnel boring: a qualitative/quantitative comparison of D&B and TBM excavation*. Hong Kong Engineering. Tilgjengelig fra: <http://www.tarkoy.com/publications/tbm-db-1.pdf> (Hentet: 23. april 2018).
- The World Bank (2016) *CO2 emissions (metric tons per capita)* Tilgjengelig fra: <http://data.worldbank.org/indicator/EN.ATM.CO2E.PC> (Hentet: 28. november 2017).
- Thomas, A.H. og Banyai, J.P. (2007) Risk Management of the construction of tunnels using Tunnel Boring Machines (TBMs). The World Tunnel Congress 2007. Praha, 5.-10. mai, 2007. London: Taylor & Francis Group, s. 1613-1618.
- Thue, J. V. (2009) *Tilslag*, Store Norske Leksikon. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/tilslag> (Hentet: 23. april 2018).
- Thue, J.V. (2016) *Betong*, Store Norske leksikon. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/betong> (Hentet: 24. april 2018).
- Ulvestad, B., Ellingsen, D.G., Thomassen, Y., Elvøy, J. og Fagermo, J.E. (2012) *Luftkvalitet ved tunneldriving, helsemessig eksponering og mulige tiltak*. (Teknisk rapport 13). NFF.
- Ulvik, A. (2014) *Vurdering av bergartskvalitet i og rundt Romsdalsfjorden*. (Oppdragsrapport). Trondheim: Statens vegvesen.
- Ulvik, A. (2017) *Borhullkjerner fra E39 Vik-Julbøen - mekaniske egenskaper*. (Analyserapport). Trondheim: Statens vegvesen.
- Vida, R. (2017) *Tomography, refraction seismics*. GEOMAP på vegne av Statens vegvesen, Region midt.
- Vågsland, M. (2015) *Byggegrunn*. Ndla. Tilgjengelig fra: <https://ndla.no/nb/node/141144?fag=127013> (Hentet: 26. april 2018).

- Zare, S. og Bruland, A. (2007) *Progress of drill and blast tunnelling efficiency with relation to excavation time and costs*. Trondheim: NTNU.
- Zare, A., Bruland, A. og Rostami, J. (2016) *Evaluating D&B and TBM tunnelling using NTNU prediction models*. *Tunnelling and Underground Space Technology* 59 (2016), s. 55-64.
- Watts, L.M. (2001) *The walls boundary fault zone and the Møre Trøndelag fault complex: a case study of two reactivates fault zones*, Durham theses, Durham University.
Tilgjengelig fra: <http://etheses.dur.ac.uk/3878/> (Hentet: 30. januar 2018).
- Weideborg, M., Storhaug, R., Vik, E., Roseth, R. og Tveiten, V. (2009) *Behandling og utslipp av driftsvann fra tunnelanlegg*. (Teknisk rapport 09). NFF.
- Wigum, B. J. (2016) Tilslagsmateriale til veg. Forelesning i faget Løsmasse VK. Trondheim: NTNU
- Åndal, T. (2016) *Analysereport - borhullskjerner fra E39 Vik - Julbøen*. Molde: Statens vegvesen, Region Midt.
- Åndal, T. (2018a) *Foreløpig utgave av Rapport om kjerneboring og -logging*. Tilsendt fra Statens vegvesen, Region midt. Upublisert.
- Åndal, T. (2018b) *Mengdeoppsett element C1.1-1.5 Tunnel.xlsx*. Tilsendt fra Statens vegvesen Region midt. Upublisert.
- Åndal, T. (2018c) *Mengder vegbygging rev 23.8.xlsx*. Tilsendt fra Statens vegvesen, Region Midt. Upublisert.
- Åstebøl, S.O., Hvitved-Jacobsen, T. og Kjølholt, J. (2011) *NORWAT Nordic Road Water, Veg og vannforurensning - en litteraturgjennomgang og identifisering av kunnskapshull*. VD rapport, nr. 46). Oslo: COWI/Statens vegvesen Vegdirektoratet.

Vedlegg

Vedlegg A: Beslutningsparametere for de to drivemetodene

Vedlegg B: Berggrunnskart for prosjektområdet

Vedlegg C: Lengdeprofil av berggrunnen i prosjektområdet

Vedlegg D: Lengdeprofil med registrerte seismiske hastigheter

Vedlegg E: Bestemmelse av de seks parameterne i Q-systemet

Vedlegg F: Q-diagrammet

Vedlegg G: Sammenhengen mellom indeksene BWI og DRI

Vedlegg H: Resultater fra hydraulisk splitting for BH01 og BH04

Vedlegg I: Geologiske farer for svakhetssoner av type 1-3

Vedlegg A: Beslutningsparametere for de to drivemetodene

Viser en sammenligning av TBM kontra konvensjonell driving innenfor viktige temaer som har ulike beslutningsparametere. Denne tabellen er hentet fra prosjektoppgaven til forfatterne.

Tema	Parametere	Drivemetode	
		TBM	Konvensjonell
Prosjektdesignkriterier	Geometri Størrelse på tverrsnitt Tunnellengde Nisjer og hulerom	Sirkulært Ofte mindre Lange (3-25 km) Lite egnet	Alle utforminger Ofte større Kortere (3 km) Godt egnet
Bruksområde til tunnelen	Geometri Kvalitet av tverrsnitt Utnyttelsesgrad av tunnelprofil	Vannkraft Jernbane Jevn kontur og lite falltap Mindre bra, mulig ved store tverrsnitt	Vei Jernbane Ujevn kontur Bra
Oppstartstid	Tilrigging Tidstap	Lang Ca. 12 måneder	Kort 0
Helse, miljø og sikkerhet	Sikkerhet Lagring og håndtering av eksplosiver Innstallering av sikring Arbeidsmiljø Arbeiderne utsettes for	Høyere Unngås Har arbeidssikring ved skjold-TBM Belastende Støv og vibrasjoner	Lavere Risiko Ingen beskyttelse, risiko Belastende Støv, gasser og rystelser
Inndrift	Inndriftsraten Påvirkning av geologiske forhold God ukeinndrift	Høyere potensiale I stor grad 150-400 m	Lavere potensiale I liten grad 80-100 m
Fleksibilitet	Profilutforming Endring i bergmassekvalitet	Ikke fleksibel Lite fleksibel	Veldig fleksibel Fleksibel
Geologisk risiko	Geologisk kartlegging Forundersøkelser	Risiko Mer omfattende	Risiko Mindre omfattende
Stabilitet	Stabilitetsforhold i tverrsnitt Vanninnstrømning under høyt trykk Oppsprekking rundt tverrsnittet Omfang av sikring	Bra (sirkulært) Mindre egnet I liten grad Mindre	Mindre bra (hestesko) Bedre egnet I større grad Mer

Arbeids- og konstruksjonstid	Arbeidsoperasjon Variasjon i progresjon	Kontinuerlig 500%	Syklisk 20%
Kostnader	Start investering og kapital Marginalkostnader for utgraving Transport Rigging Drivekostnader Sikringsmidler	Høyere Lavere (varierer mtp. geologien) Høyere Høyere Stor variasjon Lavere	Lavere Høyere Lavere Lavere Liten variasjon Høyere
Overmasse	Overmasse	Nesten elimineres	Minimum 10%
Ytre miljø	Lyd og vibrasjoner Ytre miljø/omgivelsene	Lavere Ofte mindre påvirket	Høyere Ofte mer påvirket
Adkomst til anlegget	Tilriggingsområde Tilgang på elektrisitet Tverrsnitt	Større Trenger Færre	Mindre Trenger mindre grad Flere

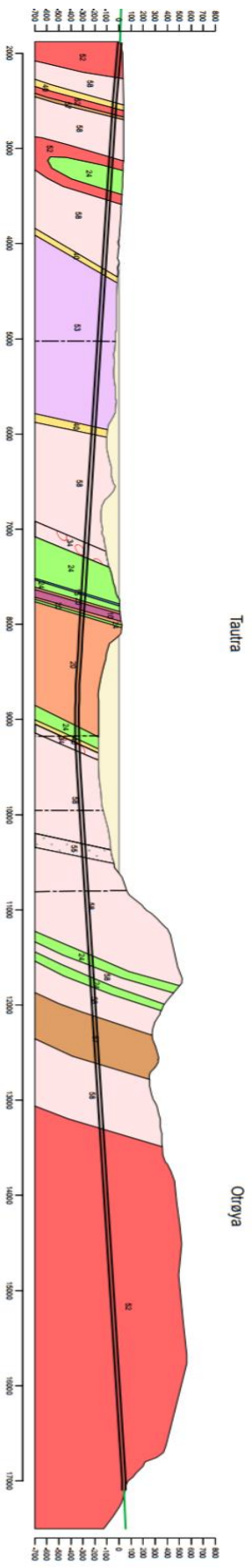
Vedlegg B: Berggrunnskart for prosjektområdet

Berggrunnskart for prosjektområdet for kryssing under Romsdalsfjorden (Lutro, 2015). Kartet er også lagt ved som et elektronisk vedlegg for bedre oppløsning.

Vedlegg C: Lengdeprofil av berggrunnen i prosjektområdet

Lengdeprofil med inntegnet tunneltrasé som krysser ulike bergartslag. Lys rosa er gneis (bergart nr. 58) og rød/lilla er øyegneiser (bergart nr. 52 og 53) (Lutro, 2015).

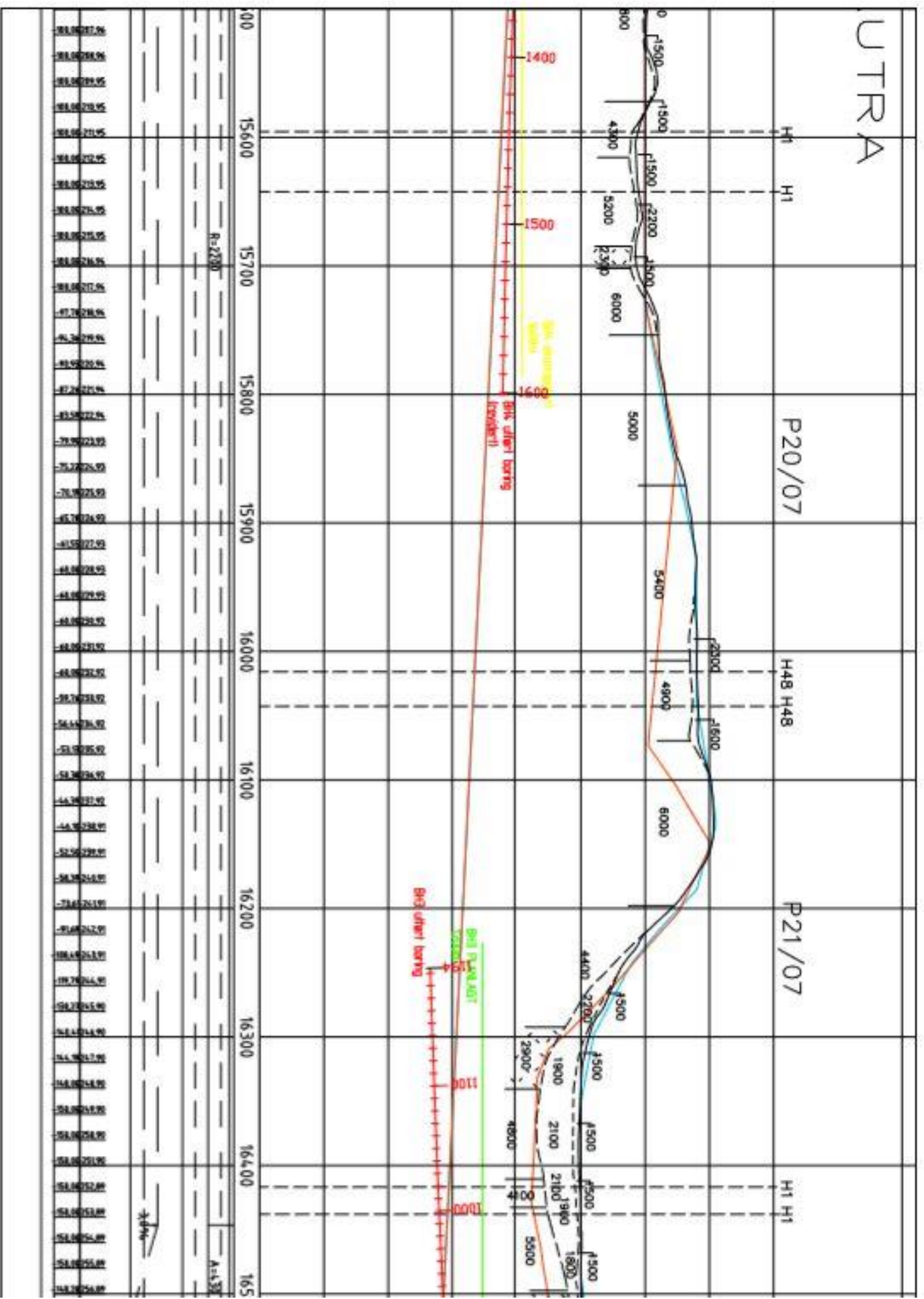
Vertikalsnitt langs tunnel



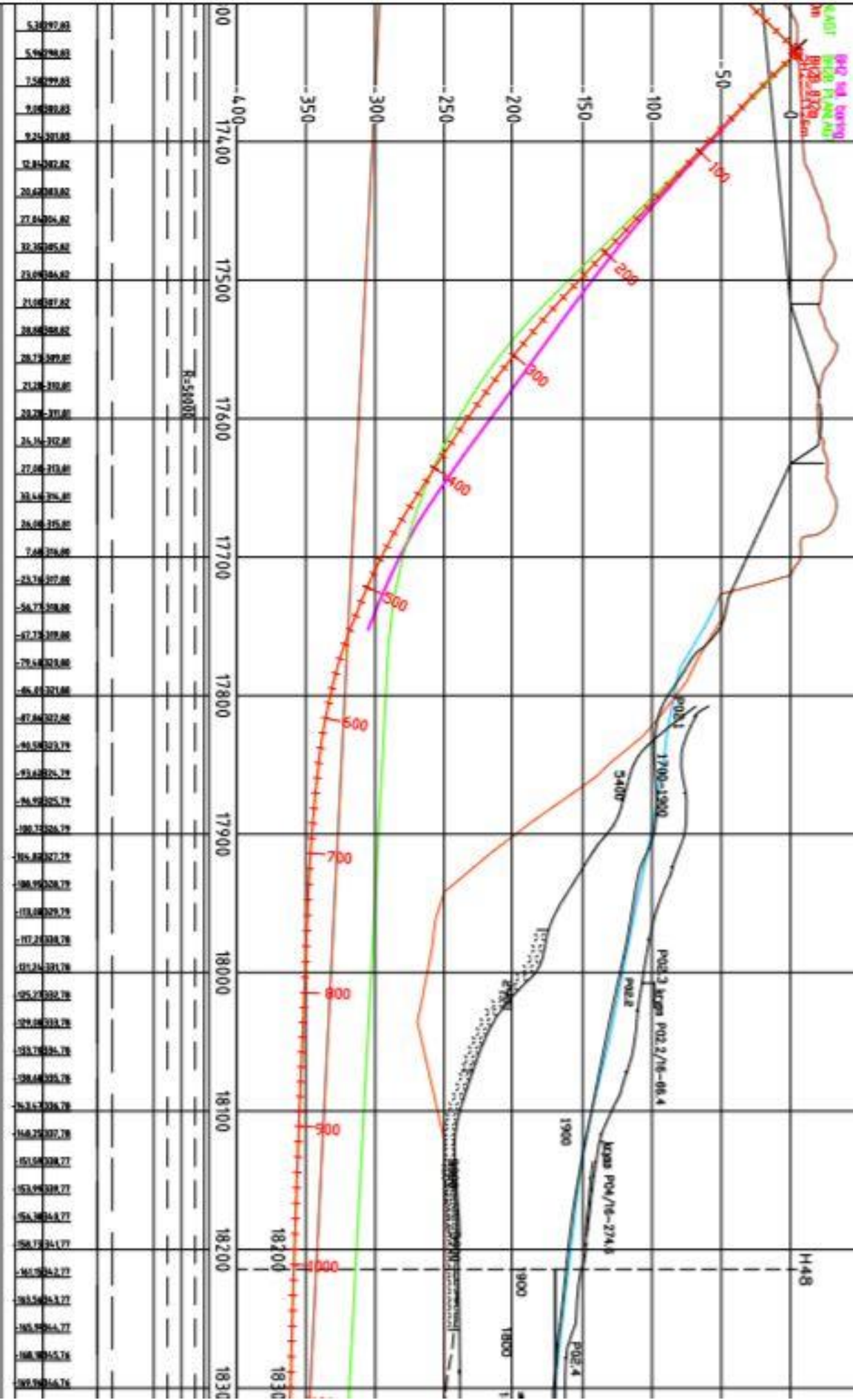
Vedlegg D: Lengdeprofil med registrerte seismiske hastigheter

Lengdeprofil for den planlagte tunneltraséen med registrerte seismiske hastigheter og borhull 1 til 4 (Statens vegvesen, u.å.d). Profilet er også lagt ved som elektronisk vedlegg for bedre oppløsning.

UTRA



Land Tautra



5.38797.00
5.46798.00
7.58799.00
9.68800.00
12.25801.00
15.85802.00
20.62803.00
27.84804.00
37.25805.00
49.09806.00
63.68807.00
81.24808.00
101.08809.00
123.42810.00
148.48811.00
176.48812.00
207.64813.00
242.18814.00
280.32815.00
322.28816.00
368.28817.00
418.64818.00
473.68819.00
533.68820.00
598.98821.00
669.88822.00
746.68823.00
829.68824.00
918.28825.00
1012.88826.00
1113.68827.00
1220.98828.00
1335.08829.00
1456.28830.00
1583.88831.00
1718.28832.00
1859.88833.00
2008.08834.00
2163.28835.00
2325.08836.00
2493.88837.00
2669.08838.00
2851.08839.00
3039.28840.00
3234.08841.00
3435.88842.00
3644.08843.00
3859.08844.00
4080.28845.00
4308.08846.00
4542.88847.00
4784.08848.00
5032.08849.00
5286.28850.00
5547.08851.00
5814.88852.00
6089.08853.00
6370.08854.00
6657.28855.00
6951.08856.00
7251.88857.00
7559.08858.00
7873.08859.00
8193.28860.00
8520.08861.00
8854.08862.00
9194.88863.00
9542.08864.00
9896.28865.00
10257.08866.00
10624.88867.00
11000.08868.00
11383.28869.00
11774.08870.00
12172.88871.00
12579.08872.00
13000.08873.00
13430.08874.00
13870.08875.00
14320.08876.00
14780.08877.00
15250.08878.00
15730.08879.00
16220.08880.00
16720.08881.00
17230.08882.00
17750.08883.00
18280.08884.00
18820.08885.00
19370.08886.00
19930.08887.00
20500.08888.00
21080.08889.00
21670.08890.00
22270.08891.00
22880.08892.00
23500.08893.00
24130.08894.00
24770.08895.00
25420.08896.00
26080.08897.00
26750.08898.00
27430.08899.00
28120.08900.00
28820.08901.00
29530.08902.00
30250.08903.00
30980.08904.00
31720.08905.00
32470.08906.00
33230.08907.00
34000.08908.00
34780.08909.00
35570.08910.00
36370.08911.00
37180.08912.00
38000.08913.00
38830.08914.00
39670.08915.00
40520.08916.00
41380.08917.00
42250.08918.00
43130.08919.00
44020.08920.00
44920.08921.00
45830.08922.00
46750.08923.00
47680.08924.00
48620.08925.00
49570.08926.00
50530.08927.00
51500.08928.00
52480.08929.00
53470.08930.00
54470.08931.00
55480.08932.00
56500.08933.00
57530.08934.00
58570.08935.00
59620.08936.00
60680.08937.00
61750.08938.00
62830.08939.00
63920.08940.00
65020.08941.00
66130.08942.00
67250.08943.00
68380.08944.00
69520.08945.00
70670.08946.00
71830.08947.00
73000.08948.00
74180.08949.00
75370.08950.00
76570.08951.00
77780.08952.00
79000.08953.00
80230.08954.00
81470.08955.00
82720.08956.00
84000.08957.00
85290.08958.00
86590.08959.00
87900.08960.00
89220.08961.00
90550.08962.00
91890.08963.00
93240.08964.00
94600.08965.00
95970.08966.00
97350.08967.00
98740.08968.00
100140.08969.00
101550.08970.00
102970.08971.00
104400.08972.00
105840.08973.00
107290.08974.00
108750.08975.00
110220.08976.00
111700.08977.00
113190.08978.00
114690.08979.00
116200.08980.00
117720.08981.00
119250.08982.00
120790.08983.00
122340.08984.00
123900.08985.00
125470.08986.00
127050.08987.00
128640.08988.00
130240.08989.00
131850.08990.00
133470.08991.00
135100.08992.00
136740.08993.00
138390.08994.00
140050.08995.00
141720.08996.00
143400.08997.00
145090.08998.00
146790.08999.00
148500.09000.00

Vedlegg E: Bestemmelse av de seks parameterne i Q-systemet

De seks parameterne i Q-systemet og hvordan de kan bestemmes ut fra kartlegging (NGI, 2015).

1 RQD = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)			RQD
A	Svært dårlig	(> 27 sprekker per m ³)	0-25
B	Dårlig	(20-27 sprekker per m ³)	25-50
C	Middels	(13-19 sprekker per m ³)	50-75
D	God	(8-12 sprekker per m ³)	75-90
E	Utmerket	(0-7 sprekker per m ³)	90-100

Merk: i) Der RQD er rapportert eller mått til ≤ 10 (inklusive 0), brukes verdien 10 for å bestemme Q-verdien
ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90, osv., er tilstrekkelig nøyaktige

2 J _n = Tall for sprekkesett		J _n
A	Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B	Ett sprekkesett	2
C	Ett sprekkesett plus tilfeldige sprekker	3
D	To sprekkesett	4
E	To sprekkesett plus tilfeldige sprekker	6
F	Tre sprekkesett	9
G	Tre sprekkesett plus tilfeldige sprekker	12
H	Fire eller flere sprekkesett, tilfeldig og sterkt oppsprukket "sukkerbitberg", osv.	15
J	Knust berg, jordaktig	20

Merk: i) For tunnelkryss, bruk $3 \times J_n$
ii) For påhug, bruk $2 \times J_n$

3 J _r = Sprekkeruhetstall		J _r
a) Bergveggkontakt, og b) Bergveggkontakt før skjærbevegelsen har gått 10 cm		
A	Diskontinuerlige sprekker	4
B	Ru eller ujevn, bølgete	3
C	Glatt, bølgete	2
D	Glidespeil, bølgete	1,5
E	Ru, ujevn, plan	1,5
F	Glatt, plan	1
G	Glidespeil, plan	0,5

Merk: i) Beskrivelse henviser til småskalaegenskaper og mellomskalaegenskaper, i den rekkefølgen

c) Ingen bergkontakt ved skjærbevegelse		J _r
H	Sone som inneholder leirfylling tykk nok til å forhindre bergkontakt ved skjærdeformasjon	1

Merk: ii) Legg til 1 hvis gjennomsnittlig avstand i det relevante sprekkesettet er mer enn 3 m (avhenger av størrelsen på tunnelåpningen)
iii) J_r = 0,5 kan brukes for plane glidespeil med lineasjon, forutsatt at lineasjonen er orientert i sannsynlig bevegelsesretning

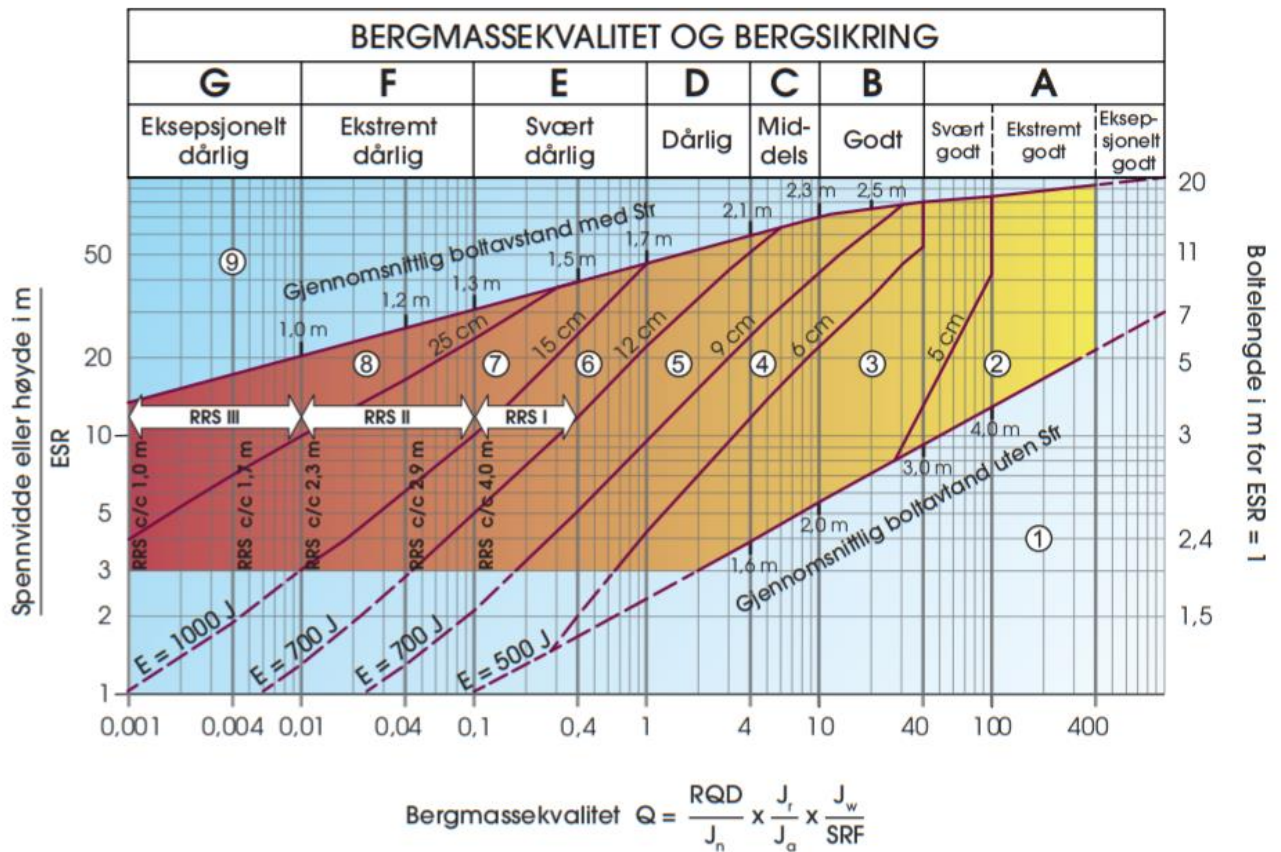
4 $J_a =$ Tall for sprekkefylling		Φ_r	J_a
a) Bergkontakt (ingen mineralfylling, bare belegg)			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts eller epidot.		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon.	25-35°	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler,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

5 $J_w =$ Sprekkevannstall		J_w
A	Tørre bergrom eller mindre innsig (fuktig eller noen få drypp)	1,0
B	Middels innsig, av og til utvasking av sprekkefyllinger (mange drypp/*regn*)	0,66
C	Vannstråler eller høyt trykk i kompetent berg med ufylte sprekker	0,5
D	Stort tilsig eller høyt trykk, betydelig utvasking av sprekkefyllinger	0,33
E	Usedvanlig høy innstrømming eller vanntrykket avtar med tid. Forårsaker utvasking av materialer og kanskje utrasinger	0,2-0,1
F	Usedvanlig høy innstrømming eller vanntrykket fortsetter uten merkbar reduksjon. Forårsaker utvasking av materialer og kanskje utrasinger	0,1-0,05
Merk: i) Faktorene C til F er grove estimater. Øk J_w hvis berget dreneres eller det utføres injeksjon ii) Spesielle problemer forårsaket av isdannelse er ikke tatt med i betraktning		

6 SRF = Spenningsfaktor (Stress Reduction Factor)			SRF	
a) Svakhetszoner som krysser tunnelen eller bergrommet, som kan føre til at bergmasse løsner				
A	Hypptig oppptreden av svakhetszoner som inneholder leire eller kjemisk forvitret berg, avspenning berg (uansett dybde), eller lange seksjoner med inkompetent (svakt) berg (uansett dybde). For skvising, se 6L og 6M		10	
B	Flere skjærsoner innenfor en kort seksjon i kompetent avspenning sideberg (uansett dybde)		7,5	
C	Enkeltstående svakhetszoner med eller uten leire eller kjemisk forvitret berg (dybde ≤ 50 m)		5	
D	Ukonsoliderte, åpne sprekker, mange sprekker eller "sukkerbit", osv. (uansett dybde)		5	
E	Enkeltstående svakhetszoner med eller uten leire eller kjemisk forvitret berg (dybde > 50 m)		2,5	
Merk: i) Reduser disse SRF-verdiene med 25-50 % hvis svakhetssonene bare påvirker men ikke krysser den underjordiske åpningen				
b) Kompetent, hovedsakelig massivt berg, spenningsproblemer		σ_c / σ_1	σ_h / σ_c	SRF
F	Lave spenninger, nær overflaten, åpne sprekker	>200	<0,01	2,5
G	Middels spenninger, gunstige spenningsforhold	200-10	0,01-0,3	1
H	Høye spenninger, svært tett struktur. Vanligvis gunstig for stabiliteten. Kan også være ugunstig for stabiliteten, avhengig av retningen på spenningene sammenliknet med sprekke dannelse/svakhetsplan*	10-5	0,3-0,4	0,5-2 2-5*
J	Moderat avskalling etter > 1 time i massivt berg	5-3	0,5-0,65	5-50
K	Avskalling og bergslag etter noen minutter i massivt berg	3-2	0,65-1	50-200
L	Intens bergslag og umiddelbar dynamisk deformasjon i massivt berg	<2	>1	200-400
Merk: ii) For sterkt anisotropiske urerte spenningsfelt (om målt): når $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reduser σ_c til $0,75 \sigma_c$. Når $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduser σ_c til $0,5 \sigma_c$, der σ_c = fri trykklasthet, σ_1 og σ_3 er de primære og sekundære spenningene, og σ_h = maksimum tangential spenning (estimert fra elastisk teori) iii) Når dybden av hengt under overflaten er mindre enn spennet; foreslås det at SRF økes fra 2,5 til 5 for slike tilfeller (se F)				
c) Skvisberg: plastisk deformasjon i ikke kompetent berg under påvirkning av høyt trykk		σ_h / σ_c	SRF	
M	Moderat skvisende bergtrykk	1-5	5-10	
N	Intens skvisende bergtrykk	>5	10-20	
Merk: iv) For bestemmelse av skvisende bergforhold henvises til relevant litteratur (dvs. Singh et al., 1992 og Bhasin og Grimstad, 1996)				
d) Svellende berg: kjemisk svelleaktivitet ved tilgang på vann			SRF	
O	Moderat svelling		5-10	
P	Intens svelling		10-15	

Vedlegg F: Q-diagrammet

Q-diagrammets anbefalte permanente sikring basert på Q-verdien og ekvivalent dimensjon ((spennvidde/høyde i m)/ESR) (NGI, 2015).



Sikringskategorier

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

Boltavstand er hovedsaklig basert på Ø20 mm

E = Energiabsorpsjon i fiberforsterket sprøytebetong

ESR = Utgravingens sikringsgrad

Områder med prikkede linjer har ingen empiriske data

RRS - avstand relatert til Q-verdi

- | | |
|------------|---|
| I | Si30/6 Ø16 - Ø20 (spennvidde 10m)
D40/6+2 Ø16-20 (spennvidde 20m) |
| II | Si35/6 Ø16-20 (spennvidde 5m)
D45/6+2 Ø16-20 (spennvidde 10m)
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 20m) |
| III | D40/6+4 Ø16-20 (spennvidde 5 m)
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 10 m)
Spesiell vurdering (spennvidde 20 m) |

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

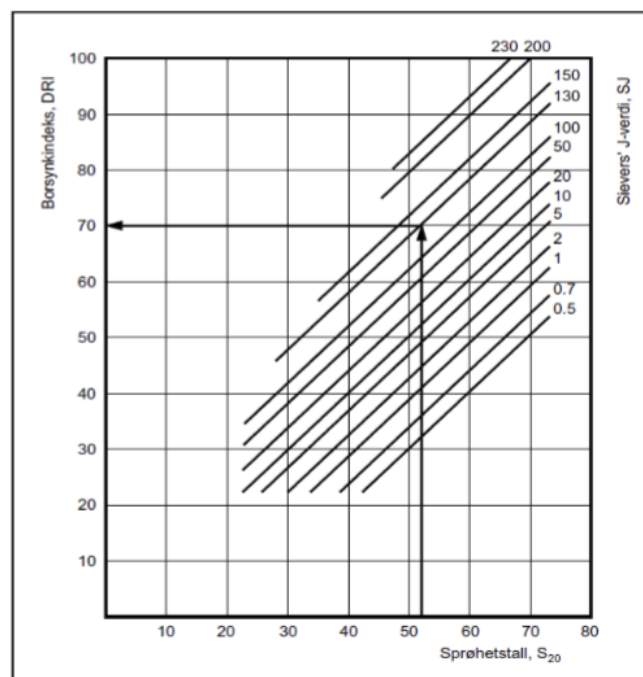
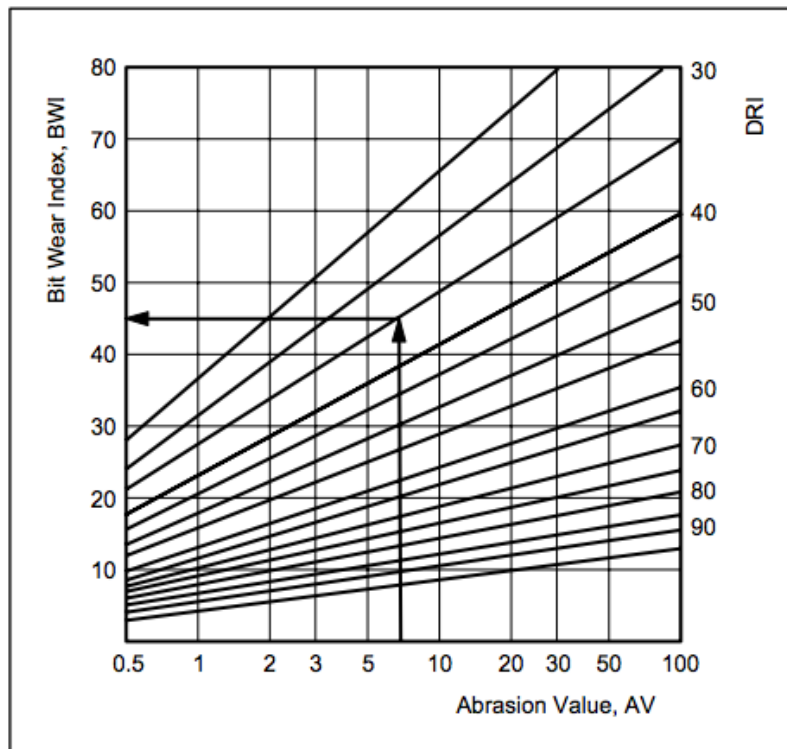
D = Dobbel lag med armeringsjern

Ø16 = Armering diameter er 16 mm

c/c = RSS avstand, senter - senter

Vedlegg G: Sammenhengen mellom indeksene BWI og DRI

Diagram som viser sammenhengen mellom BWI og DRI (Neby et al., u.å.).



Vedlegg H: Resultater fra hydraulisk splitting for BH01 og BH04

Resultater fra hydraulisk splitting for BH01 (KBH01) ved Heggdal og for BH04 ved Vestnes (Larsen og Hagen, 2018).



Tabell 1 Resultater hydraulisk splitting KBH01

Test nr	Testdybde [m] Rørlengde	Avtrykk splittetest Strok/fall	Splitte- trykk P_f [MPa]	Gjenn- åpningstrykk P_{re} [MPa]	Lukketrykk, P_{si} [MPa]			Strekk- fasthet T_{fett} [MPa]	Minste hoved- spenning σ_3 [MPa]	Største hoved- spenning σ_1 [MPa] ²⁾	Spennings- forhold max/min	Teoretisk vertikal spenning σ_v [MPa] ²⁾
					1. syklus	2. syklus	3. syklus					
Test1	297,4	N100/50N	10,8	7,0	3,9	3,8	3,8	3,8	3,8	4,5	1,2	4,7
Test2	294,4	*)	12,5	10,6	5,8	5,7	6,2	1,9	5,9	7,1	1,2	4,6
Test3	291,4	N112/3S	11,6	9,6	5,2	4,7	4,9	2,0	4,9	5,2	1,1	4,6
Test4	288,4	N122/60S	13,9	10,4	5,4	5,2	5,1	3,5	5,2	5,3	1,0	4,6
Test5	278,3	N163/88	8,5	6,5	3,5	3,3	2,9	2,0	3,2	3,2	1,0	4,4
Test6	275,2	*)	9,9	7,3	3,9	4,5	3,7	2,6	4,0	4,8	1,2	4,3
Test7	272,2	N132/10S	12,1	6,0	3,6	3,9	3,7	6,1	3,7	5,2	1,4	4,3
Test8	269,2	*)	11,5	8,0	4,0	3,5	3,0	3,5	3,5	2,5	0,7	4,2
Test9	266,2				Jekking – test ikke godkjent							4,2
Test10	263,2		11,0	6,0	2,0	2,3	2,1	5,0	2,1	0,4	0,2	4,2

*) Avtrykk som ikke ble vellykket

Til sammen er det utført 10 serier med splitteforsøk der 8 av dem er vellykket splitting av intakt bergmasse ved testdybde mellom 297,4 og 263,2 m (vertikal dybde mellom 210 og 186 m). De utførte splitteforsøkene gir målt lukketrykk til å variere mellom 2,9 og 6,2 MPa (24 enkeltmålinger).

Merknader:

- 1) Største hovedspenning er beregnet ut fra formel 1. Kriteriet for korrekt bruk av formel er at splitt følger borehullet innenfor en vinkel på 15gr. Utenfor dette kan beregningen være misvisende. Fra avtrykkene er det kun test 5 som er målt til å være innenfor kriteriene med korrekt bruk av formelgrunnlag, resten kalkulert for syns skyld (rød kursiv skrift).
- 2) Teoretisk vertikalspenning er beregnet med en vannoverdekning på ¼ del av total overdekning siden fjordbunnen skrår nedover. Dette utgjør ca. 50 m vannoverdekning.
- 3) Tester merket rød fet kursiv skrift er ikke godkjent



Tabell 1 Resultater hydraulisk splitting BH04

Test ID	Test nr	Testdybde [m] Rørlengde	Splitte- trykk P_f [MPa]	Gjenn- åpningstrykk P_{re} [MPa]	Lukketrykk, P_{si} [MPa]				Strekk- fasthet T_{fett} [MPa]	Minste spenning σ_3 [MPa]	Største spenning σ_1 [MPa]	Spennings- forhold max/min	Teoretisk vertikal spenning σ_v [MPa]
					1. syklus	2. syklus	3. syklus	4. syklus					
VestnesBH04_test1_27700	Test1	277,0	11,6	7,0	4,1	4,3	4,1		4,6	4,2	5,5	1,3	3,3
VestnesBH04_test2_26940	Test2	269,4	9,2	6,0	3,6	3,5	3,4		3,2	3,5	4,5	1,3	3,3
VestnesBH04_test3_26300	Test3	263,0	10,0	6,0	2,8	2,4	2,4		4,0	2,5	1,6	0,6	3,2
VestnesBH04_test4_24770	Test4	247,7	8,4	5,8	3,6	3,0	2,4	2,4	2,6	2,9	2,8	1,0	3,1
VestnesBH04_test5_22050	Test5	220,5	6,8	5,6	2,7	2,4	2,4		1,2	2,5	1,9	0,8	2,9
VestnesBH04_test6_20350	Test6	203,5	6,1	4,7	2,1	2,2	2,1		1,4	2,1	1,7	0,8	2,7
VestnesBH04_test7_19970	Test7	199,7	10,4	5,0	4,0	3,6	3,5		5,4	3,7	6,1	1,6	2,7

Merknader:

- 1) Største hovedspenning er beregnet ut fra formel 1. Kriteriet for korrekt bruk av formel er at splitt følger borehullet innenfor en vinkel på 15gr. Utenfor dette kan beregningen være misvisende. Fra avtrykkene er det kun test2 som er innenfor kriteriene med korrekt bruk av formelgrunnlag, resten kalkulert for syns skyld (rød kursiv skrift).
- 2) Teoretisk vertikalspenning er beregnet med en vannoverdekning på 30 m.

Vedlegg I: Geologiske farer for svakhetssoner av type 1-3

Tar for seg geologiske farer for de tre vanligste typene for problem-/svakhetssoner og hvordan utfordringer de kan gi, samt hvordan man kan håndtere det når det oppstår eller minske risikoen for at det skjer. Dette er basert på driving med en åpen TBM (Dammyr et al., 2017)

