

Martin Galåsen

Hyperloop i Norge – en konseptstudie

Masteroppgave i Geologi
Veileder: Eivind Grøv, IGP
Mai 2019

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



Ingeniørgeologi Masteroppgave 60p

Studentens navn: Martin Galåsen

Studieretning: Miljø- og geoteknologi, ingeniørgeologi

Tittel: Hyperloop I Norge – en konseptstudie

Faglærer: Prof. II Eivind Grøv

Samarbeidspartner, bedrift el.l: SINTEF

Utfyllende tekst for oppgaven: Hyperloop er høyhastighetstransport i lukkede rør der luftmotstanden reduseres ved at lufttrykket senkes nært til vakuum. Dette gir mulighet for transport i høyere hastighet enn ved bruk av tradisjonelt tog. Den høye hastigheten vil kreve stiv kurvatur både i horisontal- og vertikalplanet. I Norge vil dette medføre lange strekninger i tunnel siden topografien er preget av høye fjell og dype daler. Foreliggende oppgave vil vurdere muligheten til hyperloop-forbindelse mellom Trondheim og Gardermoen der Hyperloop må bygges i tunnel og på stylder. Oppgaven skal fokusere primært på ingeniørgeologiske og anleggstekniske utfordringer knyttet til hyperloop i fjelltunnel, men vil også se på hyperloop på stylder for å få forståelse for en samlet strekning. Følgende tema skal vurderes og utredes:

- Driving av lange tunnel-strekninger med stor overdekning.
- Ulike tunnelversnitt for plassering av hyperloop i tunnel.
- Installasjon av hyperloop-rør i et tunnelprofil
- Geologiske forhold langs nevnte trase, med fokus på ingeniørgeologisk utfordringer og særskilte krav knyttet til Hyperloop.
- Kostnadsoverslag for hyperloop-trase i tunnel.
- Geotekniske utfordringer med hyperloop på stylder i dagen.
- Mulig sikkerhetsaspekter ved Hyperloop vil beskrives.

Innleveringsfrist: 15. mai 2019

Grøv Eivind

Digitally signed by Grøv Eivind
DN: cn=Grøv Eivind
Date: 2018.09.25 22:42:20
+02'00'

Faglærer

Forord

Denne oppgaven er avsluttende oppgave for det to-årige masterstudiet i geologi ved instituttet for geovitenskap og petroleum ved NTNU. Oppgaven tilsvarer 60 studiepoeng.

Jeg ønsker å rette en stor takk til min veileder, Eivind Grøv for gode innspill, faglige diskusjoner og stor frihet til utformingen av oppgaven. Jeg ønsker å takke min far for gjennomgang og tilbakemeldinger.

Statens Vegvesen har vært til stor hjelp med oversending av rapporter.

Til slutt ønsker jeg å takke den flotte gjengen på lesesalen. Vi har ikke blitt noe bedre i quiz, men året hadde ikke vært det samme uten dere.

Martin Galåsen

14.05.19 Trondheim

Sammendrag

Hyperloop er et fremtidig nullutslipp høyhastighets transportsystem for passasjerer og gods under utvikling. Prinsippet til hyperloop er at transporten vil foregå i et lufttett rør der lufttrykket er senket til nær vakuum. Det lave lufttrykket betyr at kapslene med passasjerene kan ha en toppfart rett under lydens hastighet. Denne oppgaven er en konseptstudie om en hyperloop-forbindelse mellom Trondheim og Gardermoen. Hastigheten medfører at traseen ikke kan ha krappe svinger. Norges topografi med smale bratte daler fører til at traseen vil ha flere tunneler. Av den 414 km lange traseen vil 230 km gå i tunnel.

De ingeniørgeologiske utfordringene i tunnelene vil være knyttet til bergmasse-kvalitet og høye spenninger fra stor overdekning og topografiske effekter. Bergmassekvaliteten og mulige svakhetssoner langs tunnelene i traseen bør bestemmes ut ifra feltkartlegging og videre undersøkelser. NTNU metoden gir et grovt kostnadsestimat på 15 milliarder NOK for tunnelene basert på drivtekniske parametere, tunnelgeometri og et generelt sikringsomfang. Usikkerhet knyttet til sikringsomfanget og valget av parametere påvirker kostnadsestimatet. Totalt viser et grovt estimat at en hyperloop-traseen mellom Trondheim og Gardermoen vil ha en kostnad på 150 milliarder NOK. Avsetninger som inneholder leire kan gi setningsproblemer og fare for utglidninger der traseen går i dagen. Fundamenteringen av pålene som hyperloop-røret bør i disse områdene bør sikres mot setninger ved bruk av peler som rammes ned i avsetningen. Det forventes ikke at fundamentet blir setningsfritt, hyperloop-røret må derfor kunne justeres for å kompensere for setninger som oppstår. Dimensjoneringen og kostnadene for pelene vil i stor grad avhenge av lokale forhold.

For å installere et hyperloop i en tunnel bør det drives to tunnellop der arealet er 27 m^2 ved konvensjonell drift eller en diameter på 5,3 m ved bruk av TBM. Evakueringsmuligheter utenfor røret påvirker størrelsen på tunneltverrsnittet. Drives tunnelen med TBM bør det etableres en parallell redningstunnel, da tunneldiameteren blir stor hvis evakuering skal foregå i samme tunnellop. Siden tunneltverrsnittet er bare noe større enn plassen røret tar opp i tunnelen vil dette forhindre vedlikehold av tunnel og hyperloop. I et forslag til tunneltverrsnitt der røret er fjernet kan bergmassen kombinert med bergsikringen og vanntetting gi en lufttett tunnel.

Abstract

Hyperloop is a zero-emission high-speed transportation system for passenger and cargo in the early stages of development. The principle of hyperloop is a low-pressure tube where pods may travel free of air resistance at a speed close to the speed of sound. This thesis is a concept-study of a hyperloop connection between the city of Trondheim and Gardermoen in Norway. The high speeds of a hyperloop demand a strict alignment of the route which, in the steep and narrow valleys of Norway results in need of many tunnels. The proposed 414 km long route in this thesis has 230 km of tunnels.

The geological factors influencing the tunnels include rock mass quality and high stress caused by substantial overburden and topographical effects. The quality of the rock mass and possible weakness zones in the tunnels should be mapped in the field and using other methods. Using the NTNU method gives a cost estimate of 15 billion NOK for the tunnels based on the rock mass properties, rock support and geometry of the tunnels. Uncertainties related to rock mass properties and the amount of rock support affects the estimation. Including tunnelling cost, geotechnical considerations and the hyperloop infrastructure, a hyperloop route is roughly estimated to have a total cost of 150 billion NOK. The hyperloop infrastructure may experience settlements due to the consolidation of clay under load. The use of piles are expected to reduce the foundation settlements, but the hyperloop infrastructure needs a mechanism to compensate for the remaining movements. Deposits of marine clay may have developed into quick clay which, if present along the route, should be stabilised. The dimensioning of piles and cost would highly depend on local conditions.

Installation of a hyperloop in a rock tunnel would demand a two-tunnel solution with an area of 27 m² per tunnel or diameter of 5,3 m if using a TBM. The space needed to evacuate passages affects the required tunnel size. If the tunnel is excavated using TBM a third parallel rescue tunnel should be constructed. The size of the hyperloop tube in the rock tunnel would be a barrier obstructing maintenance. A proposition to a tunnel with no tube is using the rock support combined with waterproofing to make an air-tight tunnel.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
1 Innledning	1
1.1 Målsetning og rammer	2
2 Hyperloop	4
2.1 Utvikling av hyperloop	4
2.2 Kostnader Hyperloop	9
2.3 Trase- og konstruksjons-kriterier	9
3 Teori	11
3.1 Geoteknisk kategori	11
3.2 Drivemetoder	12
3.3 Geoteknikk	23
4 Kartgrunnlag	27
5 Metode for kostnadsberegning	28
5.1 Tunsim	28
5.2 Fullprof	29
5.3 Drivtekniske parametere	31
6 Utredning av høyhastighetstog i Norge	35
7 Erfaringer fra prosjekter med lange tunneler	37
7.1 Gotthard base tunnel	37
7.2 Follobanen	41
8 Regionalgeologi	43

8.1	Berggrunn	43
8.2	Løsmasser	45
9	Trasebeskrivelse	47
10	Geologisk beskrivelse av trase	48
10.1	Geologisk beskrivelse fra hvert område	49
10.2	Gruppering av områder langs trase	56
10.3	Drivtekniske parametere for hver gruppe	60
11	Forslag til tunnelverrsnitt for hyperloop	65
11.1	Tverrsnitt ved konvensjonell drift	66
11.2	Tverrsnitt ved TBM-drift	69
12	Utrekning av kostnader	72
12.1	Tverrslag	73
12.2	Valg av drivemetode for tunnel	75
12.3	Kostnad for driving av tunnel	76
12.4	Kostnad for bergsikring	85
12.5	Tverrforbindelser	91
12.6	Samlet tunnelkostnad	92
12.7	Geotekniske kostnadsvurderinger	92
12.8	Hyperloop konstruksjonens kostnader	93
12.9	Sum av alle kostnader	93
13	Diskusjon	94
13.1	Trase	94
13.2	Ingeniørgeologi langs trassen	95
13.3	Geoteknikk	98
13.4	Tunnelverrsnitt	100
13.5	Kostnadsberegning	102
13.6	Sikkerhet	107

13.7 Tunnelverrsnitt uten hyperloop-rør	107
14 Konklusjon	110
15 Videre arbeid	111
Referanser	112
Vedlegg	i

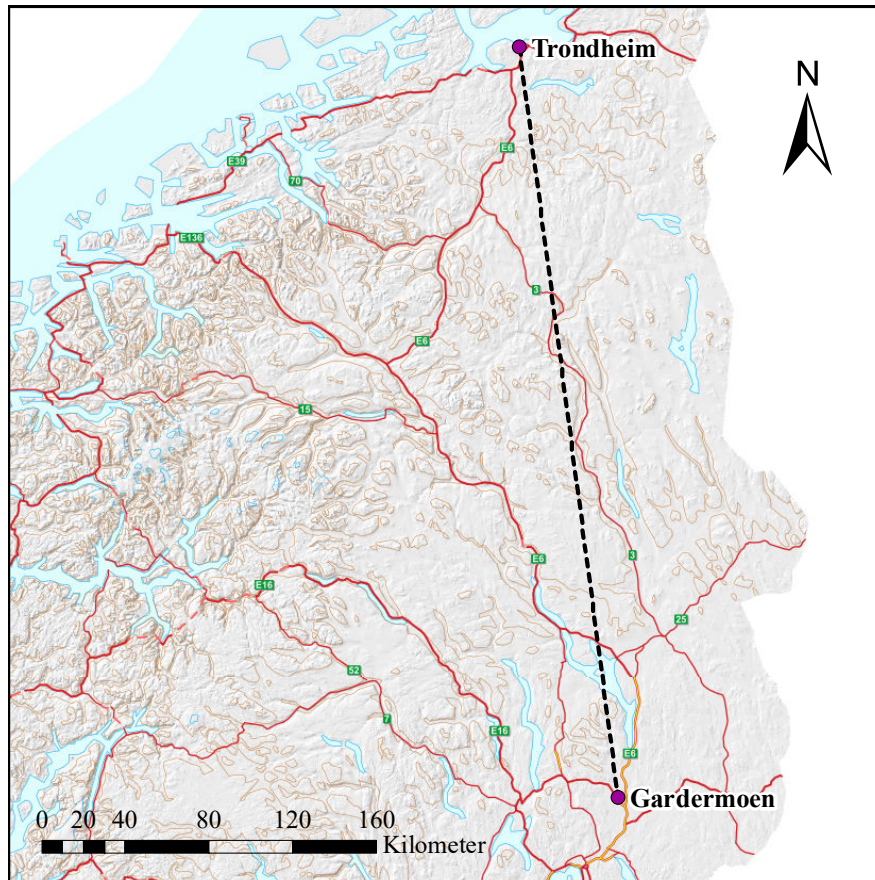
1 Innledning

Hyperloop kan være Norges neste transportform. Norges fremtidige transportform bør være både miljøvennlig og effektiv. Ønsket om kort reisetid fører til at deler av transporten mellom norske byer som kunne blitt foretatt med tog foretas med fly. Jernbane har en lengre reisetid sammenlignet med fly. Ifølge KPMG (2018) kan hyperloop erstatte store deler av denne transporten på en effektiv og mer miljøvennlig måte.

Dagens person- og gods-transport mellom Trondheim og Gardermoen går hovedsakelig via vei, bane eller fly. Hyperloop kan potensielt være et alternativ for denne strekningen. Avstanden mellom Trondheim og Gardermoen er 363 km, se figur 1. Denne oppgaven vil se på utfordringene ved å etablere en hyperloop-trase mellom Trondheim og Gardermoen.

Hyperloop er en form for skinnetransport der luftmotstanden er minimal. Transporten forgår i et lukket rør der lufttrykket er senket til nært vakuum. Vognene som kalles kapsler drives av magnetisme og vil derfor både ha en lav luftmotstand og friksjon slik at kapselen kan oppnå store hastigheter (Musk, 2013).

En hyperloop trase i Norge vil ha utfordringer knyttet til landets topografi. Hastigheten til hyperloop vil kreve slake svinger, som i Norges smale daler og høye fjell vil gi mange tunneler. Disse tunnelene kan bli både lange og ha en stor overdekning. Berggrunnen i Norge er ifølge Løset (2006) godt egnet for tunneldrift, selv om ulike geologiske forhold kan skape utfordringer. Oppgaven vil hovedsakelig fokusere på tunnel-delen av en hyperloop-trase, men vil også inkludere hyperloop i dagen.



Figur 1: Avstanden mellom Trondheim og Gardermoen er på 362 km.

1.1 Målsetning og rammer

Formålet med denne oppgaven er å utrede en mulig hyperloop-traseen mellom Trondheim og Gardermoen. Med grunnlag i kriterier knyttet til hyperloop vil det lages en trase som danner grunnlaget for denne oppgaven. Oppgaven vil fokusere på geologiske og anleggstekniske utfordringer knyttet til driving av tunnelene langs traseen. I tillegg vil geotekniske utfordringer der traseen går i dagen redegjøres og knyttes til kostnader. Kostnadene for en hyperloop-trase vil beregnes med det grunnlaget som er tilgjengelig gjennom kilder. Der tunneler vil beregnes ved bruk av metoder utarbeidet ved NTNU. Totalt skal dette gi en indikasjon på kostnadene til en hyperloop-trase mellom Trondheim og Gardermoen.

Hyperloop vil kreve et annet tunnelverrsnitt sammenliknet med vei og bane. I denne oppgaven skal

mulige nye tverrsnitt presenteres og utfordringene til montering og sikkerhet drøftes. Tverrsnittene vil brukes som inngangsdata i kostnadsberegningene.

Denne oppgaven er ikke vurdering av trasealternativer for en hyperloop-trase. Oppgaven vil se på en trase mellom Trondheim og Gardermoen via Gudbrandsdalen. Det vil være alternative traseer til denne, men disse er ikke fokusert på i denne oppgaven. For å forenkle arbeidet med å konstruere traseen er det valgt å ikke ta hensyn til naturvernområder eller skredfare. Når traseen passere skredfarlige områder vil uansett løsningen være å legge traseen i tunnel.

Traseen vil kreve flere broer. Disse er ikke inkludert i denne oppgaven.

Kostnadsberegningene inkluderer kostnad knyttet til driving og sikring av tunnelen. Fremdrift og tidsforbruk for bygging av tunneler vil ikke beregnes i denne oppgaven, da det med mange tunneler vil i stor grad avhenge av når tunneler påbegynnes.

2 Hyperloop

I Norge går person- og gods-transport enten via fly, tog, bil eller båt. Selv om fly er en den raskeste form for transport mellom de store byene i Norge er CO₂-avtrykket betydelig større enn elektriske tog. I en konseptstudie fra 2013 presenterer Musk (2013) hyperloop et alternativ til høyhastighetstog i California. Teorien bak Hyperloop alpha er høyhastighetsvogner kalt kapsler skal transporters gjennom et rør der lufttrykket tilsvarer 1/1000 atmosfærisk trykk i en hastighet på opptil 1220 km/h. Det lave lufttrykket vil minimere luft-motstanden og tillate høyere hastigheter med et lavt energi-forbruk.

2.1 Utvikling av hyperloop

Utviklingen av hyperloop har tatt store steg de siste årene, flere studier har vurdert mulighet for traseer mellom flere av de store byene i USA, Europa og Asia. I 2012 publiserte Musk (2013) publikasjonen Hyperloop Alpha, studien foreslår hyperloop som et alternativ til nytt høyhastighetstog i California. Hyperloop-systemet skal bestå av kapsler som flyter over et skinnesystem ved hjelp av en luftpute mellom kapselen og skinnene. For å drive vognen fremover foreslås lineære elektriske motorer. Dette betyr at systemet er hel elektrisk og derfor en null-utslipps transportform. Ifølge Musk vil kostnadene for å bygge hyperloop i California ligge på rundt 6 milliarder dollar.

I Europa har FS-links utført en konseptstudie i samarbeid med Hyperloop One der de vurderte i 2016 en mulig hyperloop-trase mellom Stockholm og Helsinki. En trase mellom disse to byene vil være 500 km lang og krysser Botnvika. Traseen er lagt på påler over fastlandet i Sverige og Finland og krysser Botnvika med undersjøiske tunneler. Disse tunnelene går via øyene Åland og tenkt løst med parallelle tunneler med et tunneltverrsnitt på 6,5 m. Studien gir en kostnadsberegning på for hele prosjektet 19 milliarder euro med et tidsestimat på 12-15 år (KPMG et al., 2016).

Prinsippet til hyperloop er en vogn kalt kapsel som beveger seg igjennom et rør med et innvendig trykk som er nært vakuum. Fremdriften sikres av elektriske motorer, kalt lineære motorer, som

driver kapselen fremover. Tilsvarende fremdriftssystem blir brukt av Shanghai Transrapid, et høyhastighets tog i Kina (Holmer, 2003). Det aktive maglev systemet som brukes ved Shanghai Transrapid har en høy kostnad. I en hyperloop vurderes det å bruke et passivt maglev system som er betydelig billigere (Handmer, 2016). Når ønsket hastighet er oppnå i en hyperloop kreves det lite energi for å opprettholde samme hastighet siden luftmotstanden er minimal. Dette gir et fremkomstmiddel som krever lite energi for å transportere mennesker og gods over store avstander i løpet av kort tid.

2.1.1 Virging hyperloop one

Hyperloop one, som eies av flyselskapet Virgin, bygget i 2017 en test-trase i Nevada. Test-traseen kalt Devloop (Figur 2) er et 500 meter langt rør med en diameter på 3.3 meter der lufttrykket senkes til 1/1000 atm (Virgin hyperloop One, 2017a). Inne i røret er det et maglev skinneresystem som gir fremdrift for vognene. Devloop er den eneste traseen som foreløpig har utført en fullskal test av hyperloop (Virgin hyperloop one, 2017b).

Mye av utviklingen ved Devloop har vært på sluser. Slusene lar hovedrøret opprettholde vakuum ved at trykket rundt kapselen senkes i et eget kortere rør, før slusene åpnes og kapselen kan transporteres ut i hovedrøret. Dette gjør at det lave trykket kan opprettholdes i røret slik at trykket ikke må senkes i røret hver gang en kapsel skal kjøre igjennom. (Virgin hyperloop one, 2017b).

I 2017 oppnådde hyperloop one en hastighet på 387 km/h. Denne testen ble gjennomført med et kapsel kalt XP-1. Foreløpig er kjøretøyet kun et skall montert på et chassis (Virgin hyperloop one, 2017b).



Figur 2: Devloop er en 500 meter lang test-trase bygget av Virgin hyperloop one i Nevada, USA (Hyperloop one media gallery, n.d.).

2.1.2 HyperloopTT

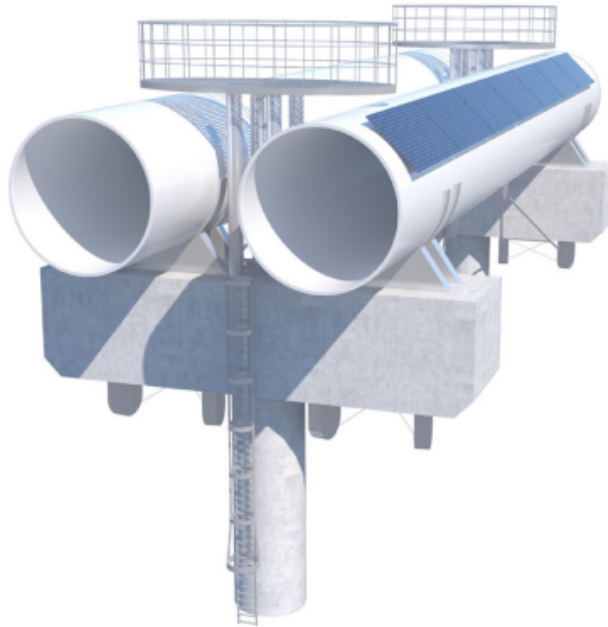
Hyperloop Transportation Technologies (HTT) jobber med utvikling hyperloop teknologi og har lansert en fullskala passasjerkapsel. Figur 3 viser kapselen Quintero 1 bygget av HTT, den er 32 m lang og vil ha en kapasitet på mellom 28 - 40 passasjerer. Denne ble vist fram for publikum i oktober 2018. Kapselen vil ha maglev som fremdriftssystem og være bygget i karbonfiber (The Engineer, 2018). HTT bygger en 320 m lang test trase i Frankrike. Målet er å bygge en 1000 m lang test trase ved et senere tidspunkt. Diameteren på røret er på 4 m. Målet er at den skal brukes til både passasjer- og gods-transport. Den første traseen nærmer seg ferdigstilling og det antas at første test vil foregå i April 2019 (Schulze, 2019).



Figur 3: Hyperloop Transportation Technologies fullskala passasjerkapsel (Hyperloop Transportation Technologies, 2018).

2.1.3 Transpod

Transpod er et Kanadisk selskap opprettet i 2015 som jobber med neste generasjon klimavennlig høyhastighets transport. Mellom Windsor og Ontario i Canada ble det i 2017 bestemt å utrede en høyhastighets jernbane. Transpod foreslo derfor hyperloop som et alternativ til jernbane langs denne strekningen. Resultatet var en innledende konseptstudie der konstruksjonen og kostnader drøftes. Figur 4 viser deres forslag til hyperloop i dagen. Røret har en diameter på 4 m, der solceller monteres langs rørsidene. Det foreslås påler hver 25 m og rømningsmuligheter hver 600 m. Figur 5 viser hvordan en trase i dagen vil visuelt se ut (Transpod, 2017).



Figur 4: Utsnitt av Transpod hyperloop design. Hentet fra Transpod (2017).



Figur 5: Transpod har laget en rendering av en hyperloop-trase i dagen. Hentet fra Transpod (n.d.).

2.2 Kostnader Hyperloop

Per 2019 er det ikke bygget en hyperloop-trase, det er derfor vanskelig å beregne kostnader på et slik prosjekt. Det er likevel foreslått estimater på hva et prosjekt vil koste. Musk (2013) var i 2013 ute med et estimat for en hyperloop trase mellom Los Angeles og San Francisco. Traseen er 570 km lang og totalt er det estimert til å koste mellom 6000 og 7000 millioner USD avhengig av størrelse på kapselen og røret. Dette gir en kostnad på mellom 10.5 og 13.3 millioner USD per kilometer.

Ifølge Zainal (2019) vil en trase mellom Abu Dhabi og Dubai en kostnad på mellom 20 og 40 millioner USD per km.

Transpod har gjort en studie på en hyperloop-trase mellom Toronto og Windsor i Canada. Hyperloop-traseen foreslås som et alternativ til en tradisjonell høyhastighets-jernbane. Traseen er 350 km lang og har en estimert kostnad på 10,3 milliarder USD. Dette gir en kostnad på 29 millioner dollar per km. Kostnadsberegningen er basert på to hyperloop-rør med en diameter på 4 m på påler, med evakueringsmuligheter hver 600 m. Fundamenteringen er basert på gode grunnforhold (Transpod, 2017).

2.3 Trase- og konstruksjons-kriterier

For å gi passasjerene en behagelig reise må G-kreftene ikke overstige 0.5 G (Musk, 2013). Dette betyr at trasen vil være stiv og ikke tillate brå retningsendringer. For å oppnå dette må svingene ha en radius tilpasset hastigheten i traseen. Ved endestasjonene kan hastigheter være lavere for å ha en større fleksibilitet. Det kan være nødvendig med lavere hastighet i noen deler av traseen for å kunne ta krappere svinger. Tabell 1 viser minimum svingradius ved økende hastighet etter forslag fra Musk (2013)

For å tegne kurvene til traseen som følger Gudbrandsdalen har det blitt lagt inn punkter der dalen svinger. Disse knekkene blir jevnet ut med verktøyet *Fillet Tool* i ArcMap som gir muligheten til å bestemme kurveradius ut ifra tabell 1. I områdene nær stasjonene er svingradius satt til 3,67 km, mens i resten av traseen er svingradiusen 23,5 km. Kapselen kan da ha en hastighet på 483 km/h

Tabell 1: Tabell over minimum svingradius ved økende hastighet.

Hastighet (km/t)	Svingradius (km)
483	3,67
890	12,6
1220	23,5

nær ende-stasjonene for å sikre en myk oppbremsing. I resten av traseen vil kapselen kunne ha en hastighet opp mot toppfarten på 1220 km/h.

Langs traseen vil terrenget styre når det må bygges tunnel. Ifølge Musk (2013) bør stigningen på traseen ikke overstige 6% (Musk, 2013). En bratt trase vil øke energiforbruket. Det ideelle ville vært en flat trase, men dette vil bety at traseen må plasseres i en lang tunnel mellom stasjonene. For å se hvor terrenget blir for bratt brukes helningskart generert i ArcMap fra høydekart hentet fra hoydedata.no.

Der traseen ikke skal gå i tunnel vil hyperloop traseen bygges på påler. Ifølge Musk (2013) bør pålene være 6 m høye, men at høyden justeres avhengig av terrenget. Det forslås at avstanden mellom pålene bør være 30 m for at belastningen på røret ikke blir stor, men at også dette kan variere avhengig av terrenget. Ved at røret er montert på påler, vil arealet som brukes kun være relatert til fundamenteringen av pålene. Derfor vil kostnader til kjøp av grunneiers areal bli betydelig mindre sammenliknet med bygging av jernbane og veier.

En viktig del av hyperloop er røret der det dannes et tilnærmet vakuum som gjør at kapslene kan bevege seg i høy hastighet. Rørets diameter vil avhenge av størrelse på kapselen og bør være minst mulig. Ifølge Musk (2013) bør hyperloop røret ha en diameter på mellom 2,23 m og 3,3 m, noe som gir et tversnitt-areal på henholdsvis 3.91 m² og 8.55 m². Rørets nødvendig størrelse avhenger av kapselen og kritisk diameter. Kritisk diameter bestemmer forholdet mellom diameter på rør i forhold til kapselen. Hvis røret er for lite for kapselen vil det gi dårlige aerodynamikk. Dette kan øke energiforbruket og senke hastigheten. Hyperloop one sin test trase Devloop har en diameter på 3.3 m (Virgin hyperloop One, 2017a), mens HTT bygger en test trase med en rørdiameter på 4 m (Schulze, 2019).

3 Teori

3.1 Geoteknisk kategori

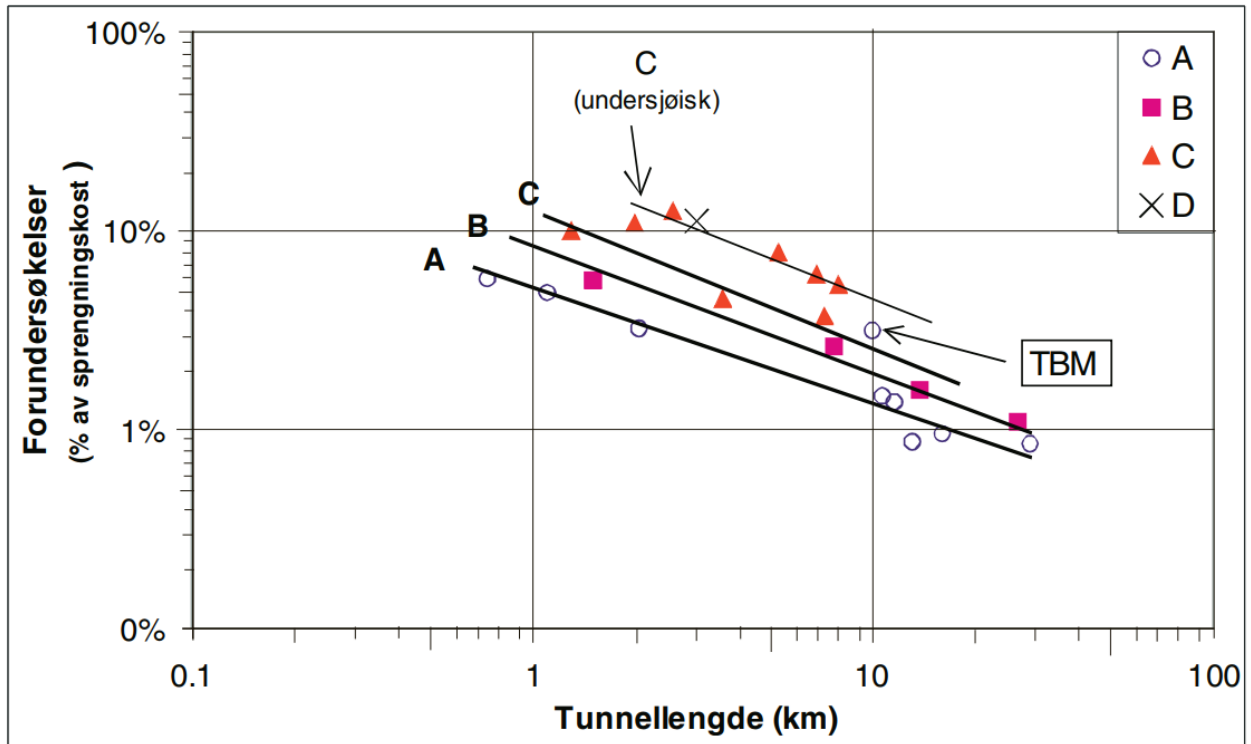
Geoteknisk kategori for tunneler er et klassifiseringssystem som vurderer omfanget av forundersøkelser for prosjekter fra A-D (figur 6). Klassifiseringen av geoteknisk kategori for et tunnelprosjekt baserer seg på to faktorer, vanskelighetsgrad og sikkerhetskrav. Vanskelighetsgraden baseres på grunnforhold i prosjektets omfang, mens sikkerhetskrav baseres på krav til anleggets sikkerhet/stabilitet. Kategorien gir en forventet omfang og kostnader av forundersøkelser til prosjektet (Nilsen, 2014).

Definisjon av UNDERSØKELSESKLASSE		a: VANSKELIGHETSGRAD (fra tabell 6.1)		
		a1: Liten	a2: Moderat	a3: Stor
B: Krav til anlegget (fra tabell 6.2)	b1: Små	A	A	B
	b2: Moderate	A	B	C
	b3: Store	B	C	D

Figur 6: Geoteknisk kategori bestemmes fra prosjektets vanskelighetsgrad og krav til anlegget. Tabellen er hentet fra Palmstrøm et al. (2003)

Innenfor vanskelighetsgrad vurderes geologi, overflateforvitring, overdekning og tilgjengelighet. En kompleks og krevende geologisk modell gir en høy vanskelighetsgrad. Forvitring og stor overdekning er faktorer som kan gi en høyere kategori. Det er da vanskelig å skaffe gode observasjoner som representerer geologien langs tunneltraseen. (Palmstrøm et al., 2003).

Sikkerhetskravene til anlegget vil omhandle krav til stabilitet, risiko under driving, miljøpåvirkning og påvirkning av andre konstruksjoner. Stabilitet til et anlegg vil bestemmes fra prosjektets bruksområder. Risiko under driving omhandler bergmassens stabilitet og vannlekkasjer. Miljøpåvirkning og andre konstruksjoner vil være prosjektets påvirkning av ytre-miljø og infrastruktur. Strengere krav vil gi en høyere kategori (Palmstrøm et al., 2003).



Figur 7: Kostnader til forundersøkelser som funksjon av tunnellengde ut ifra geoteknisk kategori basert på tidligere prosjekter. Figuren er hentet fra Palmstrøm et al. (2003)

Samlet gir disse vurderingene en geoteknisk kategori. I følge Palmstrøm et al. (2003) vil en geoteknisk kategori D ha et større omfang av kostnader til forundersøkelser. Figur 7 viser forventet kostnad til forundersøkelser i prosent av drivekostnaden, drivekostnaden inneholder også utkjøring og rigg. Type anlegg vil også ha en innvirkning på kostnaden til forundersøkelser, en undersjøisk tunnel vil ofte ha en høyere geotekniske kategori enn en tunnel på land. Samlet sett vil kompleksiteten til et prosjekt bestemme omfanget av forundersøkelser.

3.2 Drivemetoder

I Norge brukes hovedsaklig to metoder for driving av tunneler, konvensjonell metode med boring og sprengning og TBM. Dette kapitlet gir en innføring i drivemetodene og bergsikringen som kan benyttes.

3.2.1 Konvensjonell drift

I Norge er konvensjonell drift nesten utelukkende brukt i tunneldrift. Den baserer seg på syklus med boring, sprengning, rensk og sikring. Konvensjonell drift er en fleksibel drivemetode der justeringer kan gjøres underveis hvis kvaliteten på bergmassen endres. Under driving vil bergmassen være lett tilgjengelig for ulike sikringsmetoder. Eksempelvis kan driving gjennom en svakhetssone justeres slik at det drives forsiktig med en kortere salvelengde og bruk av mindre mengder sprengstoff. Dette gir en mindre påvirkning av bergmassen rundt. Hvis det er stor ustabilitet i bergmassen kan det ved konvensjonell drift brukes tyngre sikring i form av armerte sprøytebetong-buer eller full utstøping (Nilsen og Palmström, 2000, side. 139-141).

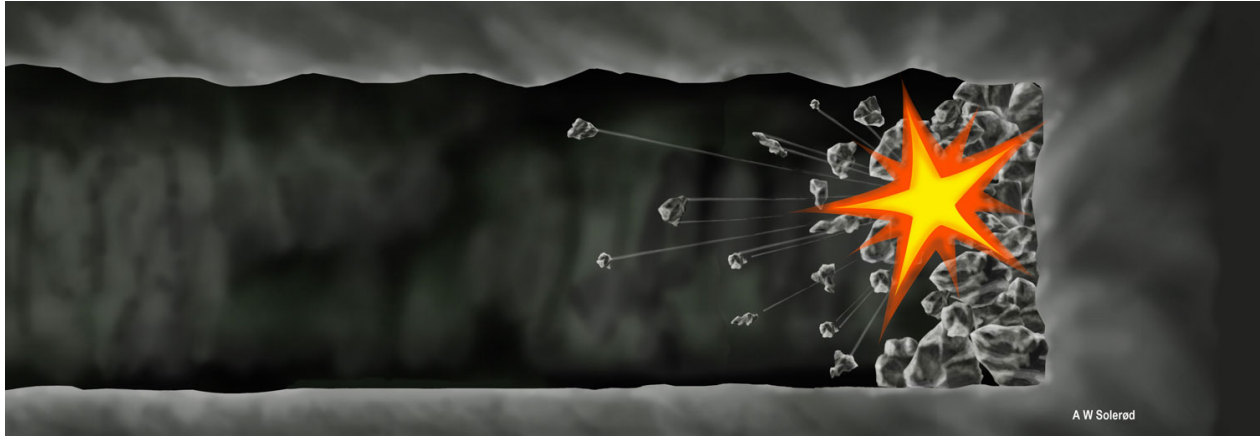
Syklusen for konvensjonell drift begynner med boring av hullene som skal lades med sprengstoff (figur 8). Disse bores med en borerigg etter et fastsatt mønster. Mønsteret avhenger av tverrsnittets geometri og bergmassens egenskaper. Standard dybde på borehullene er 5 meter. Under denne prosessen er nøyaktig boring viktig. Unøyaktig boring, kalt borrvik, kan resultere i et dårlig resultat da for mye eller for lite av tunnel-tverrsnittet sprenges ut. Det kan også gi skade på gjenstående bergmasse, som kan øke mengden rensk og sikring (Bruland, 2016, kapt. II.4 og III.1).



Figur 8: Boring av borhull før lading med sprengstoff. Hentet fra Statens Vegvesen (2012b)

Neste steg er lading og antenning (figur 9). Hullene lades med sprengstoff og tennere. Mengde sprengstoff i hvert borhull avhenger av hullets plassering og ønsket resultat. Langs konturen lades

det oftest med mindre sprengstoff enn i resten av salven. Antennen av sprengstoffet i hullene gjennomføres med tennere i hvert borehull, disse antennes i et fastsatt mønster for best mulig resultat (Bruland, 2016, kapt. II.3).



Figur 9: Sprenging danner farlige gasser som må utluftes. Hentet fra Statens Vegvesen (2012b)

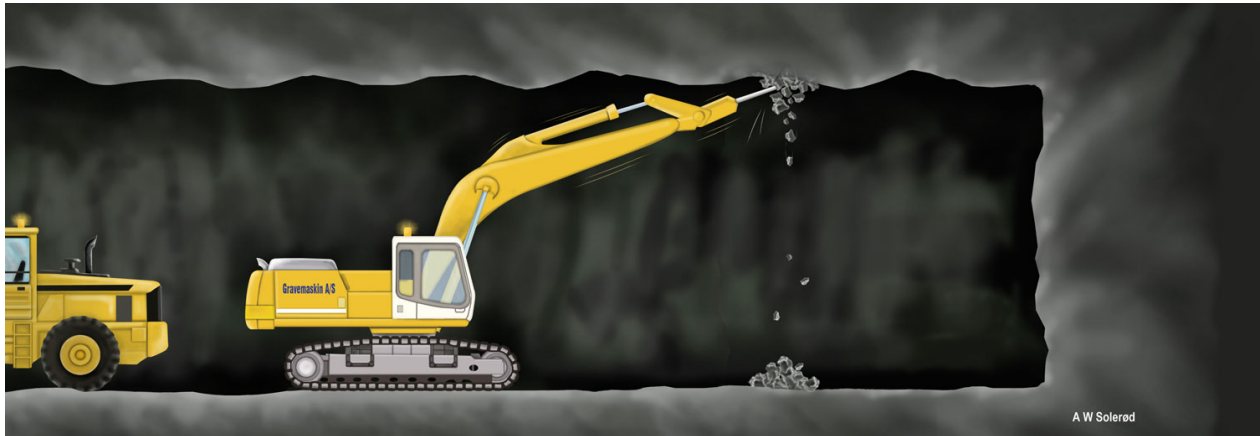
Etter sprenging er det et opphold for å lufte ut sprenggasser fra tunnelen. Når gassene fra sprengning er luftet ut kan de utsprengte massene lastes og transporteres ut av tunnelen (figur 10). Deretter kan rensk av vegger og tak utføres. Dette utføres med gravemaskin med hydraulisk hammer og manuelt med spett (figur 11).



Figur 10: Sprengte masser lastes på dumper som kjører massene ut av tunnelen. Hentet fra Statens Vegvesen (2012b)

Syklusen avsluttes sikring av bergmassen. Bergmassen sikres vanligvis med bolter og

sprøytebetong vanligvis. Ved driving gjennom svakhetssoner brukes tyngre sikring. Ved et bestemt intervall utføres forinjeksjon for å redusere vannlekkasjer.



Figur 11: Rensk og pigging av løst fjell før bergmassen kan sikres. Hentet fra Statens Vegvesen (2012b)

3.2.2 Bergsikring og forinjeksjon ved konvensjonell drift

Bolting brukes for å stabilisere en bergmasse enten ved å låse fast enkelte løse blokker, eller ved å skape en spenningsbue-effekt i tett oppsprukne bergmasser. Spenningsbue-effekten oppstår ved å bolte systematisk med oppspente bolter. Oppspenningen skaper ekstra friksjon mellom blokker i bergmassen for å hindre bevegelse og nedfall (Li, 2017, side. 80).

Bolting utføres enten systematisk eller sporadisk. Sporadisk bolting utføres når enkelte blokker i tunnelen er løse. I mer ustabile områder brukes systematisk bolting. Systematisk bolting bestemmes bolteavstanden ut ifra graden av ustabilitet. Dette bestemmes enten analytisk, empirisk eller ved instrumentering av bergmassen. Analytisk metode er modellering av bergspenning og deformasjoner. Empirisk metode baseres på felt-observasjoner som sammenliknes med erfaringer fra tidligere prosjekter. Resultatet er en sikringsklasse som definerer omfanget av bergsikring. Instrumenteringen måler deformasjoner for å identifisere ustabilitet. Dette kan brukes til å konkludere om riktig sikringsmetode er benyttet (Nilsen og Palmström, 2000, side 143).

I Norge brukes oftest Q-systemet for å bestemme sikringsomfang. Q-systemet gir en anbefaling på omfang av sikring i tunnelen basert på data fra tidligere prosjekter. Q-verdien bestemmes med

ligning 1 hentet fra Norges Geotekniske Institutt (2015):

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

Parameterne i Q-systemet bestemmes fra bergmassen. Ifølge Norges Geotekniske Institutt (2015) er $\frac{RQD}{J_n}$: oppsrekkingsgraden, $\frac{J_r}{J_a}$: sprekketilstand og styrke og $\frac{J_q}{SRF}$: aktiv spenning og vanntrykk. Q-verdien gir en anbefaling til sikringsomfanget, tabell 2 viser sammenhengen mellom Q-verdi og sikringsklasse for veitunneler (Statens Vegvesen, 2016).

Tabell 2: Sammenhengen mellom Q-verdi og sikringsklasse. Hentet fra Statens Vegvesen (2016).

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi (sprengt berg)	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 100 – 10	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m Q = 10 – 4	Sikringsklasse II - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm - Systematisk bolting c/c 2 m
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 4 - 1	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm - Systematisk bolting c/c 1,75 m
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 1 - 0,2 ----- Q = 0,2 - 0,1	Sikringsklasse IV - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m ----- - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer. Buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c buer 2–3 m, Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3–4 m - Sålestøp vurderes
	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,1 - 0,01	Sikringsklasse V - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150–250 mm - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer Buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c buer 1,5–2 m Buene boltes systematisk, c/c 1,0 m, boltelengde 3–6 m Doble buer kan erstattes med gitterbuer. - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse, Q < 0,01	Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt

Sprøytebetong er flytende betong som sprøytes på bergoverflaten. I Norge tilsettes ofte betongen fibre som gir ekstra styrke, da kalt fiberarmert sprøytebetong. I tett oppsprukket bergmasse vil

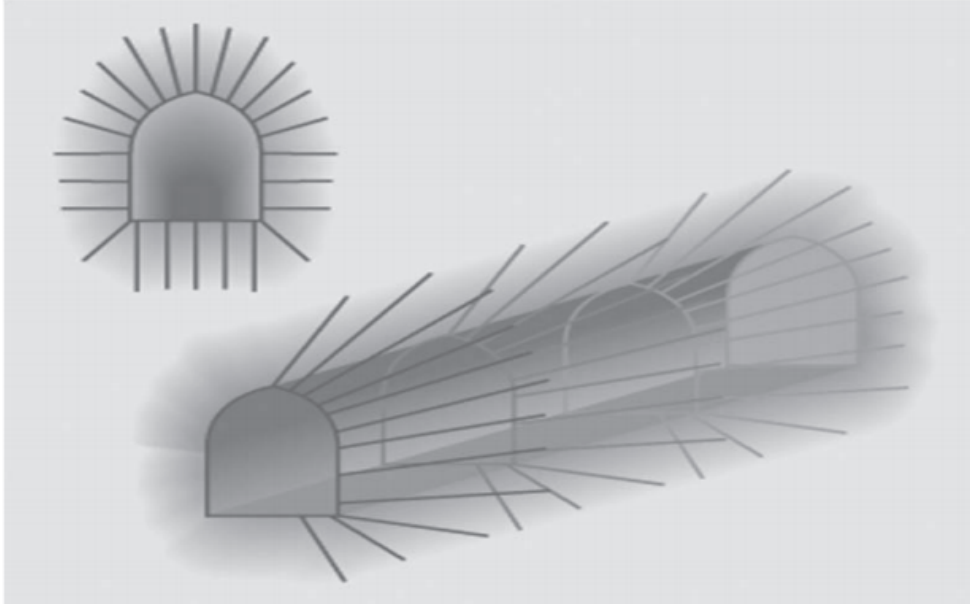
sprøytebetong låse små løse blokker sammen, og hindre nedfall av mindre blokker. Kombinert med bolter gir dette god stabilitet. Det sprøytes som regel 5-10 cm tykt med sprøytebetong, men det kan også legges tykkere lag. I svært dårlige bergmassen kan det installeres buer med armering som sammen med et tykt lag med sprøytebetong (40cm) kalles armerte sprøyte betongbuer. Disse er et godt alternativt til langt dyrere full utstøping (Nilsen og Palmström, 2000, side- 137-139).

Fullutstøping er en sikringsmetode der som oftest vegg og heng blir fullt innstøpt i betong. Denne sikringsmetoden brukes oftest der andre former for sikring ikke gir god nok stabilitet. For å gjennomføre en full utstøping brukes et støpeskjold som form der betong fyller hele rommet mellom skjoldet og bergflaten. Dette resulterer i en jevn overflate langs vegg og heng i tunnelen. I norske tunneler vil en tykkelse på minimum 30 cm gi god stabilitet. Sprøytebetong sprøytes ofte som midlertidig sikring før tunnelen støpes ut. Full utstøping er den desidert dyreste formen for sikring av tunneler, da den er både tidkrevende og kostbar sammenliknet andre sikringsmetoder (Nilsen og Palmström, 2000, side. 140-141).

Forinjeksjon brukes under tunneldriving for å hindre større vannlekkasjer inn i tunnelen. Forinjeksjon er injeksjon av sement og andre tettemidler under høyt trykk inn i bergmassen for å senke permeabiliteten. Dette kan minimere vannlekkasjene i tunnelen. I bergmassen vil graden av oppsprekkingen styre permeabiliteten til en bergmasse, selve berget i seg selv er lite permeabelt. I Norge settes det en begrensning på antall liter vanninnlekkasje per minutt per 100 m tunnel. Verdiene for disse begrensningene varierer fra prosjekt til prosjekt, men ligger rundt 2-4 liter i tunnelprosjekter under bebyggelse og 30 l i undervannstunneler (Grøv og Woldmo, 2012).

Utføringen av forinjeksjon starter med boring av opptil 30 m lange borehull i driveretning. Borehullene har en vinkel bort fra planlagt tunnelverrsnitt slik at det dannes en *skjerm* rundt tunnelverrsnittet (figur 12). Borehullene spyles rene, før en dyse med en pakke monteres i borehullet. Injeksjonsmasse pumpes med høy trykk inn i bergmassen via borehullet. injeksjonsmassen trenges inn i sprekker og minimerer permeabiliteten (Hognestad et al., 2010).

De ulike ulike injeksjonsmasser skilles med kornstørrelsen i sementen. En mindre kornstørrelse vil tette smale sprekker bedre. Industrisement har størst kornstørrelse og er den mest brukte. Mikrosegment har en kornstørrelse mindre en industri-sement og vil ha en bedre inntrengning på



Figur 12: Injeksjonsskjerm bores rundt tunnelverrsnittet i et bestemt mønster. Hentet fra Grøv og Woldmo (2012)

smale sprekker. Kolodial silika har en av de minste kornstørrelse og brukes der sement baserte injeksjonsmasser ikke tetter tilstrekkelig (Hognestad et al., 2010).

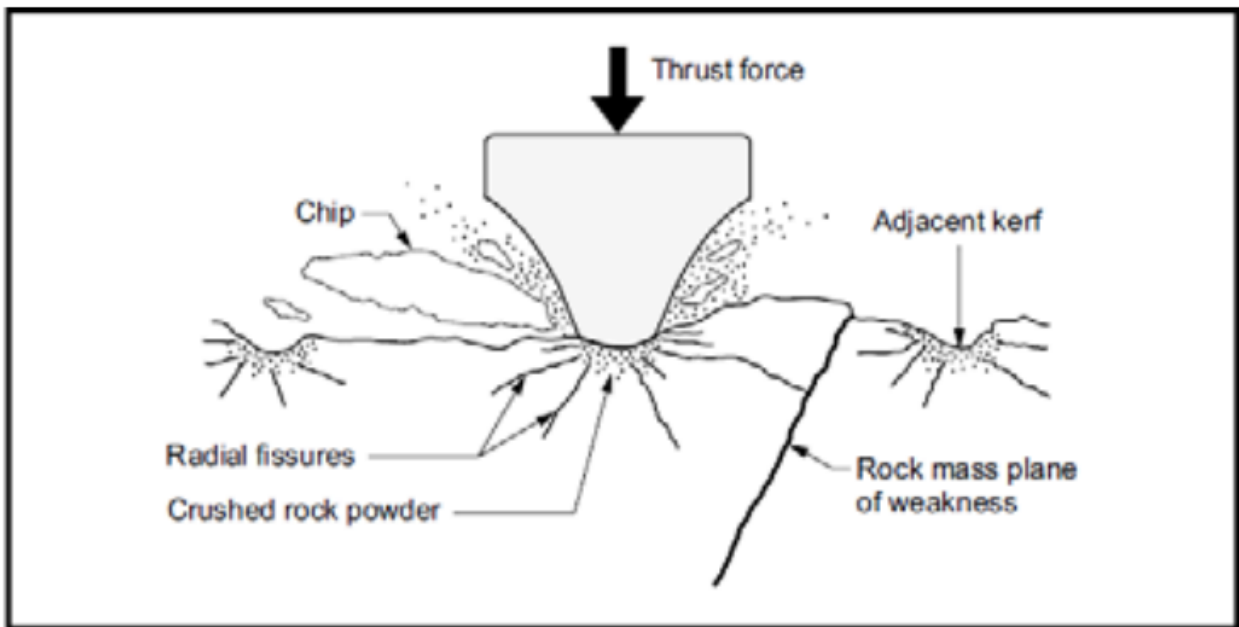
Ifølge Grøv og Woldmo (2012) vil injeksjon ikke hindre all vanninntrengning og bør kun brukes for å få vannlekkasjene ned på et akseptabelt nivå. Det er også stor fordel å bruke injeksjon preventivt, da etterinjeksjon vil være betydelig dyrere enn forinjeksjon.

3.2.3 Fullprofilboring (TBM)

Fullprofilboring er en drivemetode der hele tunnelvernsnittet bores ut ved bruk av en tunnelboremakin (TBM). Prinsippet bak TBM baserer seg på å presse *kuttere* montert på et borehode mot stoffen slik at berget sprekker opp, se figur 13. Når sprekken møter andre sprekker dannet av kuttere løsner biten fra bergoverflaten. Disse blir transportert fra kutterhodet via et transportbelte. Videre blir massene transportert med enten transportbelte, sporbunden transport eller hjulgående kjøretøy (Jakobsen et al., 2015).

En TBM består generelt av et kutterhode med diskcuttere, et transportsystem for utgravde masser,

grippersko/hydrauliske sylindre som presser kutterhodet mot berget. Bak bormaskinen er det en bakrigg for sikringsutstyr og nødvendig driftsutstyr. Kutterhodet består av flere disk-kuttere montert langs hele kutterhodet. Disse er montert slik at de kan rotere og da rulle langs tunnelstuffen når kutterhodet roterer. Grippersko er buede *armer* langs siden av maskinen som ved hydraulikk presses mot tunnelveggen og låser maskinen slik at kutterhodet kan presses mot stoffen.

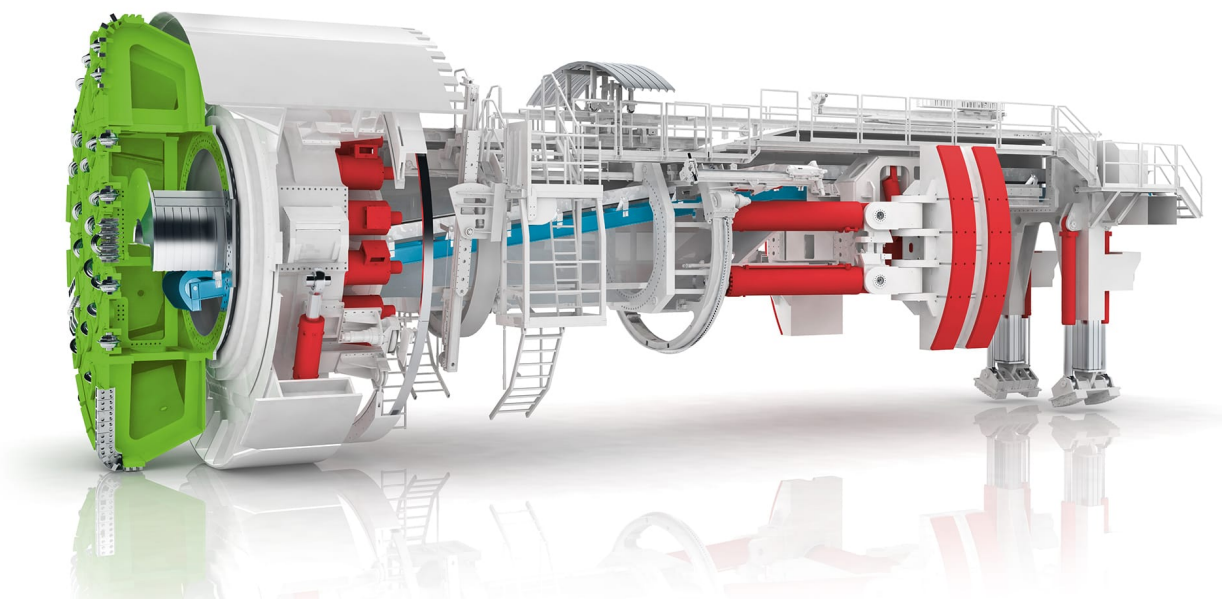


Figur 13: En TBM bryter berget ved å presse disk-kuttere på det roterende kutterhodet med stor kraft mot bergflaten. Dette danner sprekker som løsner biter når sprekken møter sprekker fra disk-kuttere i nærheten. Hentet fra Jakobsen et al. (2015).

Det finnes mange forskjellige varianter av TBM, valg av type er avhengig av geologi og bruksområde. I hardt berg benyttes tre hovedtyper TBM, åpen-, enkeltskjold- og dobbeltskjold-TBM. Forskjellen mellom disse er utforming av maskinen. Valget av type TBM styres i stor grad av geologien der tunnelen drives. Bruk av TBM til tunneldrift gir ofte en effektiv drift, med stor inndrift sammenliknet med boring og sprengning (Jakobsen et al., 2015).

Åpen TBM

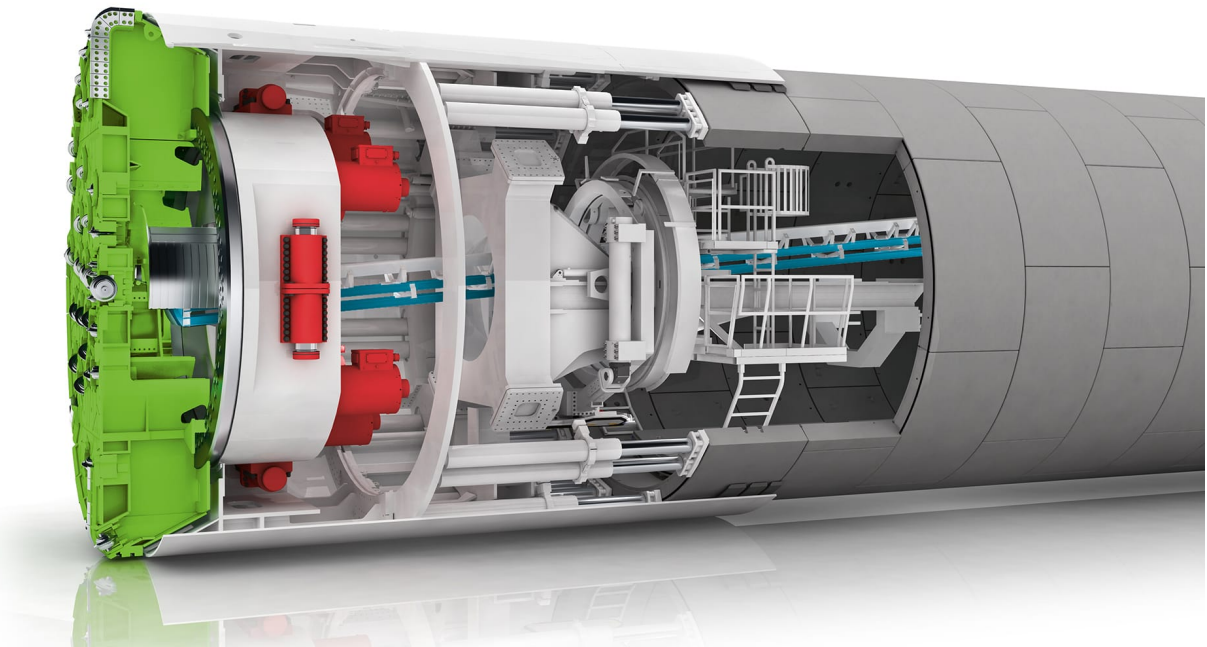
En åpen TBM er åpen langs siden av maskinen bak kutterhodet. Dette betyr at det er åpent mellom maskinen og berget rundt. Disse brukes i en hard og stabil bergmasse der sikring består av bolter, sprøytebetong og stålbuer. Fremdriften skapes av grippersko (Rød buede del til høyre i figur 14) som presses mot tunnelveggen og ved hydraulisk kraft presser kutterhodet mot tunnelstuffen. Det roterende kutterhodet består diskutterne og vil under driving føre utgravd masse til transportbåndene. Fordelen med en åpen TBM er tilgang til bergmassen og derfor noe fleksibilitet i form av sikringsmuligheter. Ulempen er at dårlig bergmasse og svakhetssoner kan gi redusert fremdrift da gripperskoene ikke får godt tak i tunnelveggen. En åpen TBM er ikke beskyttet mot nedrasing av bergmassen før sikring installeres (Jakobsen et al., 2015).



Figur 14: Åpen TBM fra Herrenknecht. Cutterhodet i grønt til venstre, gripperskoene i rødt til høyre. Hentet fra Herrenknecht (n.d.b).

Enkeltskjold TBM

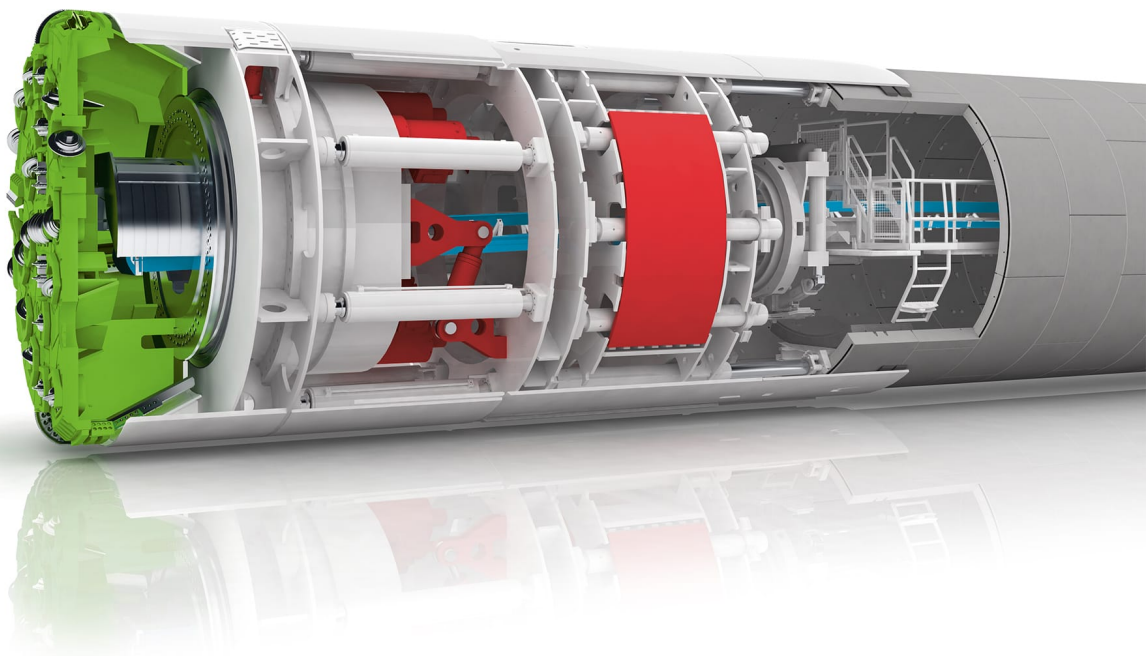
En enkeltskjolds-TBM som vist i figur 15 vil ha et ytre skjold av stål som beskytter maskinen mot bergmassen rundt. Skjoldet har også en støttende effekt mot bergmassen før sikring kan installeres. Enkeltskjolds-TBM brukes i svakt berg med dårlig stabiliteten. Maskinen har kutterhode og et transportbelte som en åpen TBM. Forskjellen er sikringsmetode og fremdriftssystem. Istedenfor bolter og sprøytebetong monteres det betongsegmenter rundt hele tunnelversnittet. Dette monteres innenfor skjoldet og brukes samtidig til å drive kutterhodet mot tunnelstuffen ved at hydrauliske stempler presses mot betongsegmentene. Dette gir også en ulempe for fremdriften da maskinen ikke kan presses mot tunnelstuffen mens betongelementene monteres. I tillegg vil skjoldet og betongelementene hindre innsyn i boret bergmasse (Jakobsen et al., 2015).



Figur 15: Enkeltskjold TBM fra Herrenknecht. Hentet fra Herrenknecht (n.d.c).

Dobbelt-skjold TBM

En dobbelt-skjold TBM som vist i figur 16 har to overlappende skjold og kan brukes som både åpen- og skjold-TBM. Dette gir muligheten til å velge mellom fremdriftsmetoden til både åpen og enkelskjolds TBM, noe som gjør denne type TBM mer fleksibel enn de andre to. Maskinen ligner en enkelskjolds TBM der skjoldet støtter mot bergmassen. Sikringsmetoden er enten betongsegmenter eller bolter, sprøytebetong og eventuelt stålnett. Det kan også beskytte armerte sprøytebetong-buer. Dette avhenger av TBM-modus, i skjold modus brukes betongsegmenter, mens det i åpne modus kan benyttes annen sikring. Siden maskinen kan benytte grippersko for fremdrift vil bergsikring kunne monteres uten at maskinen må stoppe. Når maskinen er i skjold-modus fungerer den som enkelt-skjolds TBM der den bruker betongsegmentene for å skyve seg fremover (Jakobsen et al., 2015).



Figur 16: Dobbelt-skjold TBM fra Herrenknecht. Hentet fra Herrenknecht (n.d.a).

3.2.4 Bergsikring og injeksjon ved TBM-drift

Bergsikring ofte være av mindre omfang når tunnelen drives med TBM enn ved konvensjonell drift. Grunnen er den glatte overflaten etter boring vil ofte være mindre skadet enn ved konvensjonell drift og derfor kreve mindre sikring. Valget av bergsikring avhenger valget av type TBM. En åpen TBM vil ha mye av de samme valgmulighetene som konvensjonell drift, mens betongsegmenter brukes på skjold-TBM. Med en åpen TBM kan bolter, sprøytebetong og armeringsnett/stålplater brukes avhengig av forholdene i bergmassen (Jakobsen et al., 2015). I enkeltskjold TBM vil primært betongsegmenter være sikringsmetoden. En dobbeltskjold vil kunne benytte både konvensjonell sikring og betongsegmenter (Holter et al., 2013).

Forinjeksjon brukes også under driving med TBM for å minimere vannlekkasjer. Utstyret for injeksjon sitter montert bak borehodet og brukes på samme måte som ved konvensjonell drift. Det bores slik at det dannes en skjerm der tunnelen skal drives, injeksjonsmassene blir deretter pumpet inn i borehullene til nødvendig tetthet er oppnådd. Under injeksjonsarbeidet må maskinen stoppes. Liten plass i maskinen ved liten TBM-diameter (4-5 m) vil gjøre injeksjonsarbeidet vanskeligere enn ved konvensjonell drift. Ved bruk av skjold TBM kan injeksjon mellom betongsegmentene i noen tilfeller erstatte forinjeksjon (Hognestad et al., 2010).

3.3 Geoteknikk

I dagen vil hyperloop traseen være plassert på påler som fundamenteres enten på fjell eller i løsmasser. I løsmasser kan det være utfordringer med stabilitet. For å hindre større problemer med setninger og utglidninger av pålene, vil det være viktig vite hvilke løsmassetyper som det fundamenteres på for å kunne justere traseen eller utføre stabiliserende tiltak.

Selve fundamenteringskonstruksjonen av påler i løsmasser er utenfor oppgavens fagområde og dekkes ikke i denne oppgaven, istedenfor vil oppgaven være å identifisere det jeg velger å kalle ømfintlige og trygge løsmasser. Dette skal indikasjon på om det vil være geotekniske utfordringer som kan gi økonomiske usikkerheter i prosjektet.

De geotekniske utfordringene knyttet til fundamenteringen av pålene er effekten den økte spenningen som vekten av traseen har på løsmassene. Spenningsendringer kan ha alvorlige konsekvenser i form av setninger og brudd. Potensialet for setninger og brudd avhenger av løsmasstype og spenningsendringen. Når konstruksjoner fundamenteres direkte på løsmasser, fjernes masser for å danne en byggegrøp. Deretter støpes det et fundament før selve konstruksjonen monteres. Avhengig av hvor mye av massene som fjernes og vekten på konstruksjonen vil løsmassene enten avlastes, ha en uendret spenningstilstand, eller tilføres en belastning. En uendret spenningstilstand vil være mest optimalt da løsmassen kun går igjennom en midlertidig avlastning. Det vil da være lite fare for setninger. Med økende belastning på løsmassene vil det kunne forekomme setninger. Hvis konstruksjonen står ved en skråning kan økende skjærspenninger føre til en utglidning (Faggruppe for Geoteknikk, 2018, side. 87 og 146).

Setninger forekommer når belastningen på løsmassen endres, enten ved økt last eller senkning av grunnvannstand. Løsmassetypen avgjør potensialet for setninger. Generelt vil fast lagrede løsmasser med lav permeabilitet utvikle mindre setninger (Faggruppe for Geoteknikk, 2018, side. 100). Den lave permeabiliteten hindrer drenering av grunnvannet. Leire og torv er de løsmassene som utvikler de største setningene, av leire er det kvikleire som gir de største setningene. Sand vil også kunne gi setninger, men det er et betydelig mindre potensiale for leire. Når leire påføres last vil den lave permeabiliteten føre til en langsom drenering av grunnvann. Grunnvannet vil forsinke leirens tilpasning av lasten og gi setninger over tid. De totale setningene som utvikles avhenger av løsmassens mektighet, stivhet og endringen av spenningsforholdene (Statens Vegvesen, 2012a)

Peler kan benyttes for å forhindre skader på konstruksjoner som bygges på setningsfarlig grunn. Peler rammes eller bores ned i grunnen og fungerer som støtte for konstruksjonen over. Det finnes to typer peler, spissbærende pæler og friksjonspæler. Spissbærende pæler rammes ned og hviler på fjell. Friksjonspæler rammes ned grunnen der friksjon mellom pælene og løsmassene gir støtte. For å dimensjonere peler brukes last, grunnforhold og grunnvannstand som parametere. Mens dimensjoneringen av spissbærende peler ofte avhenger av styrken til pelene, vil dimensjoneringen av friksjonspæler avhenge av friksjonen mellom pelene og løsmassene (Statens Vegvesen, 2014b).

Brudd i løsmasser avhenger av løsmassens skjærstyrke, terrengprofil, grunnvann og ekstern belastning. For at løsmassen skal være stabil må løsmassens skjærstyrke være større enn skjærspenningen den påføres. Løsmassens skjærstyrke avhenger av friksjonen mellom korn i løsmassen og teksturen. Skjærstyrken kan defineres ved bruk av mohr-columb bruddkriterie, $\tau = c + (\sigma - p) * \tan\varphi$. Grunnvann vil ha en destabiliserende effekt ved at poretrykket senker den effektive spenningen ($\sigma - p$) mellom kornene i løsmassen, da vil friksjonen mellom kornene senkes. Generelt vil en grovkornet løsmasse ha en høyere friksjonsvinkel (φ) og derfor kunne stå med en høyere hellingsvinkel enn finkornede løsmasser. I noen løsmasser vil kohesjon (c) være en viktig faktor da den øker skjærstyrken (Brattli, 2015, side. 36-43).

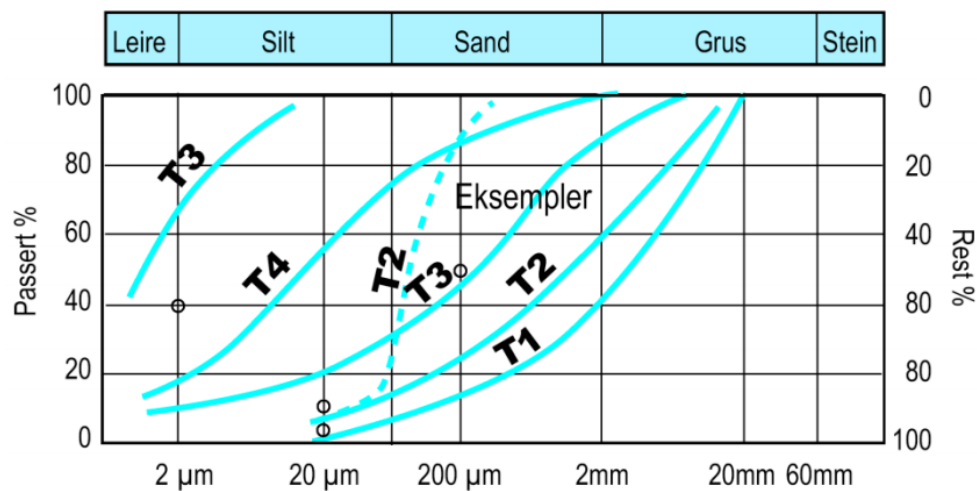
Kvikkleire er en spesiell type marin leiravsetning som kan gi store utglidninger på grunn av korthus-strukturen i leiren. Det som skiller kvikkleiren fra normal leire er forhold mellom skjærstyrken når leiren er u-omrørt og omrørt. Kvikkleire vil ha en lav styrke omrørt, og et stor forhold mellom skjærstyrken omrørt og u-omrørt. Salt innholdet i leiren endrer ladningen til kornpartiklene og gir bindinger mellom endene av leirpartiklene. Kvikkleire vil derfor kun dannes i marine leiravsetninger. Saltet fører til dannelse av en korthusstruktur når leiren avsettes. Når saltet vaskes vekk brytes bindingene mellom kornene men selve korthusstrukturen blir bevart. Den ustabile strukturen kan kollapse ved belastninger som bryter disse svake bindingene. Den vannmettede leiren blir da tilnærmet flytende siden den lave permeabiliteten til leire hindrer drenering av porevannet. Kvikkleireskred får stor utbredelse når kollapsen begynner. (Faggruppe for Geoteknikk, 2018, side. 33 og 34)

I Norge er kvikkleire utbredt ifølge Statens Vegvesen (2012a) på Østlandet og i Trøndelag. Under bygging av veiprosjekter må grunnen stabiliseres der det forekommer kvikkleire. Kalksementpeler kan brukes for å stabilisere kvikkleiren. Kalken og sement reagerer med den leiren og gir en høyere skjærfasthet. Stabiliseringen utføres med en borerigg der leiren vispes samtidig som kalksement tilføres leiren. Kalksementpeler bores i et fastsatt mønster og stabiliserer leiren. Dimensjonering av kalksementpeler utføres med grunnlag av felt og lab undersøkelser (Statens Vegvesen, 2012a).

Løsmassens telefarlighet avhenger av kornstørrelse og sortering. Ifølge Aksenes et al. (2013) er det tre forhold som må være tilstede for at telehiv forekommer. Det første er tilgjengelighet på vann

i avsetningen. Det andre er at det må være temperaturer under frysepunktet. Det tredje kriteriet er at det må finnes et kapillært sug i løsmassen. Når temperaturen går under frysepunktet vil det kunne dannes en frysefront der vannet over frysefronten fryser. Dette fører til et sug i porerommet under frysefronten som transporterer nytt vann opp til frysefronten. Det kapillære suget i løsmassen tilfører frysefronten porevann og fører til dannelser av is-linser. Is-linsene kan føre til heving av grunnen.

Figur 17 viser eksempler på kornfordelingskurver med grad av telefarlighet, generelt fra dette kan vi se at andel finkornet materiale har størst innvirkning. Leire har et høyt kapillært sug, men en på grunn lav permeabilitet transporterer ikke vann like lett som silt. Avsetninger med leire vil derfor være mindre telefarlige enn avsetninger med silt.



Figur 17: Eksempler på kornfordelingskurvene til telefarlige og ikke-telefarlige løsmasser, der T1 er ikke telefarlig, T2 er litt telefarlig, T3 er middels telefarlig og T4 er meget telefarlig. Definert og hentet fra Statens Vegvesen (2014a, side. 213-214)

Fundamenteringen av hyperloop på pæler i løsmasser kan gi utfordringer da traseen er stiv slik at det er vanskelig å unngå problematiske avsetninger. Derfor er det viktig å identifisere løsmassetyper da setninger, utglidninger og telehiv kan øke kostnadene. Som nevnt i dette kapittelet har kornstørrelse, grunnvann og topografi en stor innvirkning på risikoen for setninger, teleskader og utglidninger.

4 Kartgrunnlag

I denne oppgaven brukes ArcMap for å produsere topografiske og geologiske kart. Når traseen tegnes brukes helningskart. Kartdata er hentet fra forskjellige kilder. En WMS-tjeneste er brukt for bakgrunnskart. Med en WMS-tjeneste lagres ikke kartet lokalt, men lastes ned fortløpende. Geologiske kart er lastet ned som datasett i SHAPE-format.

Følgende kartgrunnlag er brukt i denne oppgaven:

- Topografisk kart: Toporaster 3 - WMS-tjeneste hentet fra Geonorge.no
- Løsmassekart: Datasett med vektorgrafikk basert på løsmassekart i forskjellige skalaer. Vektorgrafikken inneholder informasjon om løsmasstype og tegnsetting. Hentet fra NGU.no
- Berggrunnskart (1:250 000): Datasett med vektorgrafikk basert på berggrunnskart i skalaen 1: 250 000. Vektorgrafikken har informasjon om løsmasstype og tegnsetting. Fått fra NGU
- Høydedata: Basert på lasermålte høydedata hentet fra hoydedata.no. Brukt i genereringen av helningskart, ved å benytte verktøyet Slope i ArcMap.
- Marin grense: Angir plassering av marin grense. Hentet fra geonorge.no.

5 Metode for kostnadsberegning

For å beregne kostnadene for tunnelene brukes to modeller. Tunsim for konvensjonell drift og Fullprof for TBM-drift. Disse er basert på tunnelens geometri og drivtekniske parametere. I denne oppgaven brukes begge modellene for å estimere kostnadsomfanget for å drive tunnelene langs traseen.

5.1 Tunsim

I kostnadsberegningen for de konvensjonelt drevne tunnelene brukes det NTNU-utviklede programmet Tunsim. Tunsim brukes til å beregne kostnad og fremdrift for tunneler. Programmet ble utviklet ved NTNU og er basert på erfaringsdata fra tidligere prosjekter og presentert som en del av doktoravhandlingen til Zare Shokrollah i 2007 (Zare, 2007b).

Grunnlaget for beregningene i Tunsim baserer seg på kostnadsprognosene i følgende rapport:

NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2006): Report 2C-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Costs.

Ifølge Zare (2007b) gir programmet en kostnadsberegning basert på prisen av utstyr og materialer, lønn og verdifall på maskinene. Der tunnelgeometri, sprengningsparametere, bergmasse-parametere og valg av utstyr er hovedinput. Tunnelgeometrien omhandler tverrsnitt-arealet og tunnellengde. Sprengningsparametere er lengde og diameter på borehull. Bergmasse-parametere er borbarhet (DRI) og sprengbarhet (SPR). Av disse brukes tunnelgeometri og bergmasse-parametere for å beregne kostnadene, mens det brukes anbefalt verdi for sprengning- og maskin-parametere. Bergmasseparameterne blir presentert i kapittel 5.3.

Programmet inkluderer disse punktene i kostnadsberegningen (oversatt fra Zare (2007b)):

- *Boring av borhull*
- *Lading av borhull*

- *Rensk av kontur*
- *Lasting av masser*
- *Utkjøring av masser*
- *Ekstra arbeid*
- *Lønn*
- *Nisjer*

Riggkostnader er ikke en del av beregningen. Riggkostnader omhandler ifølge Statens Vegvesen (2015) opprigging og drift av anleggsplassen med brakker og lager utenfor tunnelen. Dette vil ifølge Palmstrøm et al. (2003) ha en kostnad tilsvarende 20 – 30% av drivekostnaden. Programmet tar heller ikke sikring med i kostnadsberegningen da dette vil variere avhengig av kvaliteten på bergmassen. Dette beregnes i tillegg til drivekostnaden. Ifølge Zare (2007b) skal det også legges til 10% for uforutsette kostnader.

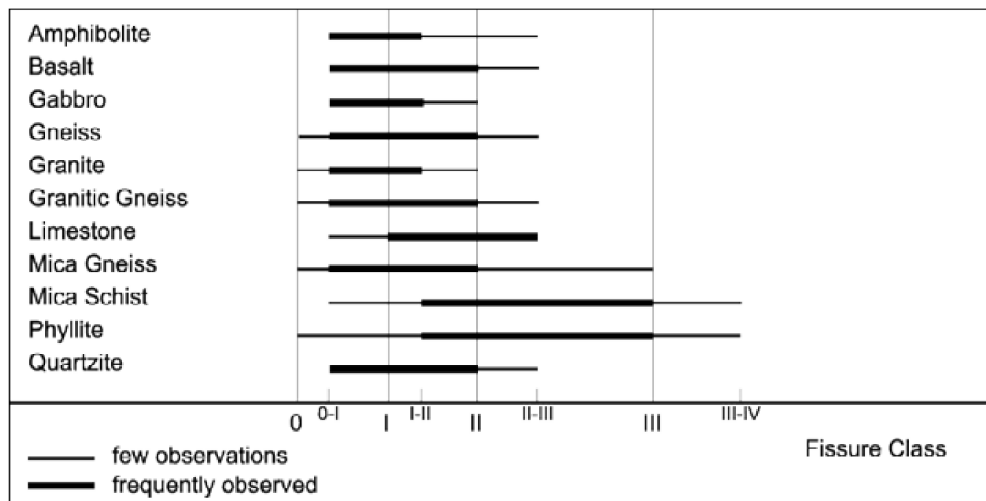
5.2 Fullprof

For å beregne drivekostnadene for TBM tunneler brukes programmet Fullprof. Programmet er utviklet i et samarbeid mellom NTNU og Anleggsdata AS og er basert på prognosemodeller fra Bruland (2000).

Prognosemodellene beregner ifølge Bruland (2014) fremdrift i form av meter per uke og kostnad per meter drevet tunnel. I tillegg beregnes netto fremdrift per rotasjon av kutterhodet, levetiden til kutterene i timer og maskinutnyttelse. I prognosenmodellene brukes parametere fra planlagt tunnel, bergmasse og maskin.

Bergmasseparameterne som brukes i prognosen er borbarhet (DRI), kutterleveindeks (CLI), porøsitet, oppsprekkingsgrad og kvartsinnhold. DRI og CLI presenteres i kapittel 5.3. Oppsprekkingsgraden er ifølge Bruland (2014) den parameteren med størst innvirkning på både

fremdrift og kostnader. Den bestemmes fra observasjoner på avstanden mellom sprekker, sprekketype og sprekkvinkel. Sprekkvinkel er vinkelen mellom tunnelen og sprekkeflaten. Vertikale sprekker vil ved en flat tunnel ha en sprekkvinkel på 90. Av sprekketyperne kan det velges mellom joints og fissures, der joints er sprekker kan følges gjennom hele tunnelkonturen og fissures er mindre sprekker. Dette bestemmes for hvert sett av sprekker. Totalt bør det ikke brukes flere enn 3 sprekkesett. Figur 18 viser typisk oppsprekkingsklasse for et utvalg av bergarter. Kvartsinnholdet er ifølge Bruland (2000, vol. 5) andelen kvarts og andre harde mineraler som epidot og granat i bergarten. Sammen med kvartsinnholdet må bergartstypen bestemmes der glimmerskifer, glimmergneis, gneis, granittisk gneis og granitt er gruppe 1, mens gruppe 2 gjelder for andre bergarter.



Figur 18: Ulik oppsprekkingsklasse for utvalgte bergarter (Hentet fra Bruland (2014))

I denne oppgaven endres kun TBM-diameteren av maskin-parametrene. Kutter-diameter og andre parametere beholdes som standard. I kostnadsestimatet er kostnad av maskin, utstyr, lønn og riggekostnader inkludert. Programmet inkluderer ikke kostnad til sikring og forinjeksjon, dette beregnes utenom Bruland (2000, vol. 5).

5.3 Drivtekniske parametere

Parameterne basert på bergmassens egenskaper brukes i beregning av kostnader og fremdrift for tunneldrift både ved konvensjonell drift og ved bruk av TBM. Disse parameterne er borsynkindeksen (DRI), borslitasjeindeks (BWI), kutterleveindeks (CLI) og Sprengbarhet (SPR). Disse parametrene bestemmes fra laboratorietester som beskrives i dette kapitlet.

5.3.1 Borsynkindeks DRI

Borsynkindeksen (DRI) angir bergmassenes borbarhet. Lav DRI verdi betyr at bergmassen er tung å bore, mens en høy DRI vil indikere at bergmassen er lett å bore. Boring vil ta lengre tid i en bergmasse med lav DRI. Dette vil ha en innvirkning på tunnelprosjektets fremdrift og kostnader ved konvensjonell drift (NTNU-Anleggsdrift, 1998a).

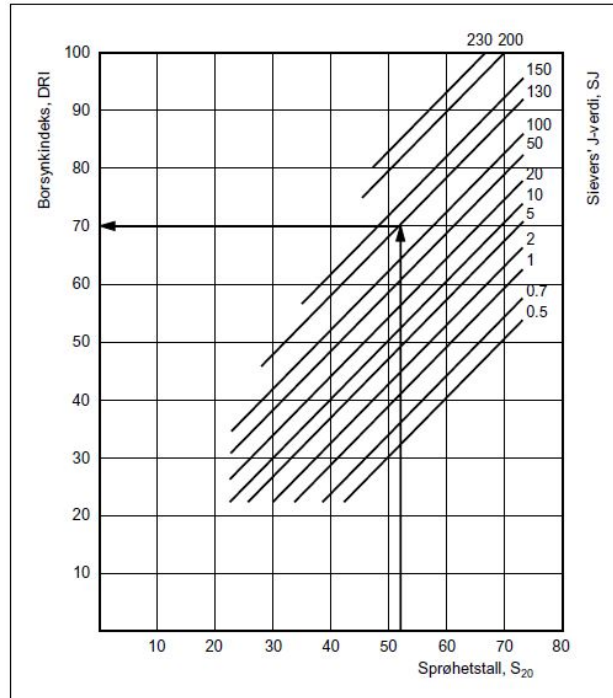
Bestemmelse av DRI utføres med laboratorietest på prøvemateriale av bergmassen fra prosjektområde. Det kan utføres på både blokker og på borkjerner. Det utføres tester på ulike prøvestykker for å vise variasjonen i bergmassen. DRI bestemmes fra to ulike tester, Sprøhetstallet og Sievers J-verdi (NTNU-Anleggsdrift, 1998a).

Sprøhetstallet bestemmes fra fallprøven. I denne testen testes prøvestykket hvor lett prøvestykket knuses. Testen utføres ved at en oppmålt mengde prøvemateriale med kornstørrelse mellom 16 og 11,2 mm utsettes for 20 slag fra en standardisert morter. Sprøhetstallet gis fra andelen i prosent av det knuste prøvematerialet som etter testen har en kornstørrelse under 11,2 mm (NTNU-Anleggsdrift, 1998a).

Sievers j-verdi bestemmes fra et miniatyr borforsøk på prøvestykket. Prøvestykket bores med et miniatyrbor i 20 omdreininger med en bestemt kraft. Sievers J-verdien er dybden målt i 1/10 mm på borehullet etter testen. I denne testen vil lagdeling/foliasjon kunne påvirke resultatet og ved flere tester indikere om borsynken endres i forhold til retningen mot lagdelingen/foliasjonen (NTNU-Anleggsdrift, 1998a).

Diagrammet i figur 19 viser hvordan borsynkindeksen bestemmes fra sprøhetstallet og Sievers

J-verdien.



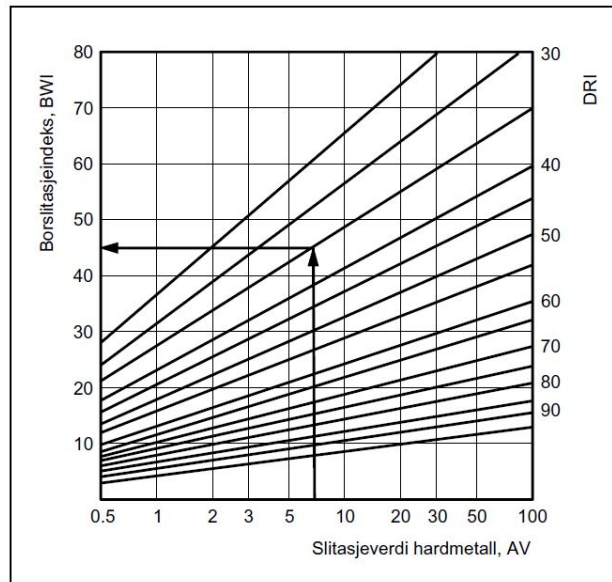
Figur 19: Diagrammet gir borsynkindeksen fra målt sprøhetstall og Sievers J-verdi. Hentet fra NTNU-Anleggsdrift (1998a).

5.3.2 Borslitasjeindeks BWI

Borslitasjeindeksen (BWI) indikerer slitasjen på borkroner under boring av bergmassen. Verdien avdekker om det forventes stor eller liten slitasje på borkroner.

Indeksen bestemmes av DRI og slitasjeverdien (AV). Slitasjeverdien gis fra laboratorieforsøk der knust masse fra prøven fordeles jevnlig utover en roterende stålplate der et metallstykke på 10x30 mm presses ned med 10 kg trykk. Det knuste materiale sliter ned metallstykket. Slitasjeverdien er vekttapet av metallstykket i mg etter 100 omdreininger. (NTNU-Anleggsdrift, 1998a).

Diagrammet i figur 20 viser sammenhengen mellom slitasjeverdien og BWI.



Figur 20: Borslitasjeindeksen (BWI) bestemmes fra DRI og slitasjeverdien. Hentet fra NTNU-Anleggsdrift (1998a).

5.3.3 Kutterleveindeks CLI

Kutterleveindeksen (CLI) angir forventet levetid på kutterringer ved TBM-drift. CLI bestemmes fra Sievers j-verdi (kapittel 5.3.1) og slitasjeverdien AVS. Testprosedyren er lik BWI der forskjellen er at det brukes stål fra kutteringene i denne testen. CLI beregnes fra formel 1 vist nedenfor, der SJ er Sievers J-verdi og AVS er slitasjeverdien (NTNU-Anleggsdrift, 1998a).

$$CLI = 13,84 * \left(\frac{SJ}{AVS}\right)^{0,3847} \quad (2)$$

5.3.4 Sprengbarhet SPR

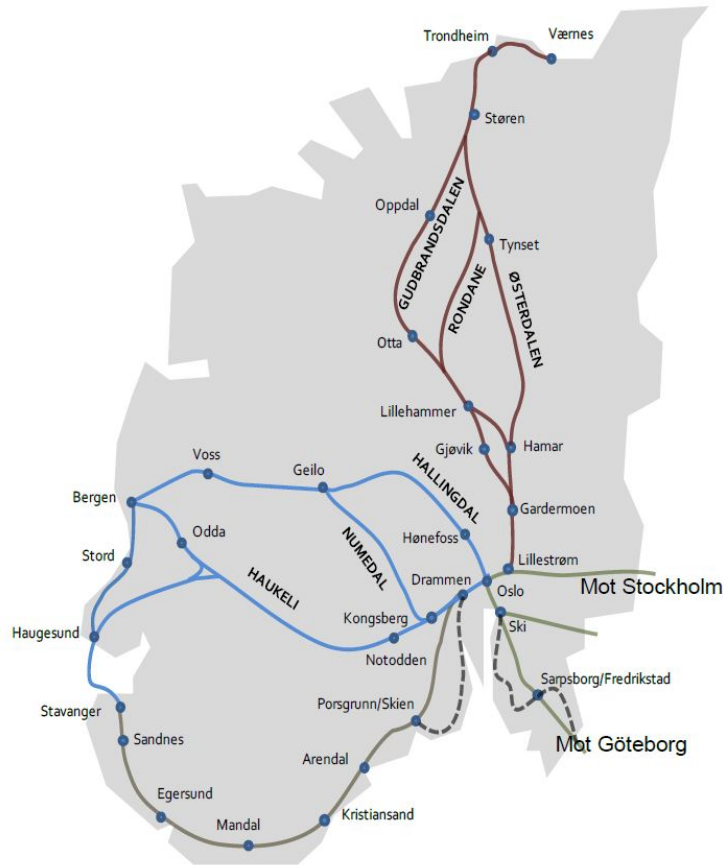
Sprengbarheten til en bergmasse angir ifølge Zare (2007a) mengden sprengstoff (kg/m^3) som er nødvendig for å bryte bergmassen til blokker der 50% har en kornstørrelse under 250 mm. Indeksen er basert på flere parametere, generelt er det følgende egenskaper som påvirker sprengbarheten (oversatt fra Zare (2007a)):

- *Anisotropi av prøven*
- *Tetthet av prøven*
- *Lydhastigheten gjennom prøven.*
- *Mineralsammensetning og kornbindinger.*
- *Detonasjonshastighet til eksplosiver.*

Ifølge Zare (2007a) vil generelt bergarter med høy skifrihet og lav styrke ha en dårlig sprengbarhet, mens homogene stive bergarter vil ha en god sprengbarhet.

6 Utredning av høyhastighetstog i Norge

I Norge har det vært utredninger om høyhastighetstog i Norge siden 90-tallet. Utredningene har sett på økonomiske kostnader og fremtidige inntekter for en høyhastighetsbane. Det ble utredet ulike korridorer for høyhastighetstog i Norge (figur 21), der det mellom Oslo og Trondheim ble foreslått to alternative traseer.



Figur 21: Kart over mulige høyhastighetstog korridorer i Norge. Hentet fra Jernbaneverket (2012).

NSB utarbeidet en rapport i 1991 som ser på muligheten til utbygging av høyhastighetsbane mellom Eidsvoll og Trondheim. Alternativene viste en reisetid på strekningen på mellom 2t 48min og 3t 30 min, med en hastighet på opptil 220 km/h. Stor hastighet krever slake svinger. Det er derfor forventet at store deler av traseen må bygges ny. (Norges statsbaner, 1991).

Jernbaneverket bestilte i 2009 en rapport for å utrede høyhastighets-tog i Norge som ser på flere

momenter fra kostnader til tekniske løsninger. Utredningen ser på ulike trase-alternativer mellom de store byene i Norge. Mellom Oslo og Trondheim ble det utredet to alternativer. Det ene alternativet følger Gudbrandsdalen, mens den andre følger Østerdalen. Estimert hastighet i de to alternativene er 250 km/h for Gudbrandsdalen og 330 km/h for Østerdalen. Begge alternativene krever at større deler av traseen legges i tunnel. I Gudbrandsdalen er det estimert at 60% av traseen går i tunnel, mens 40% av traseen vil gå i tunnel gjennom Østerdalen. Analysen viser at tunneler har en stor innvirkning på de totale kostnadene (Atkins, 2012).

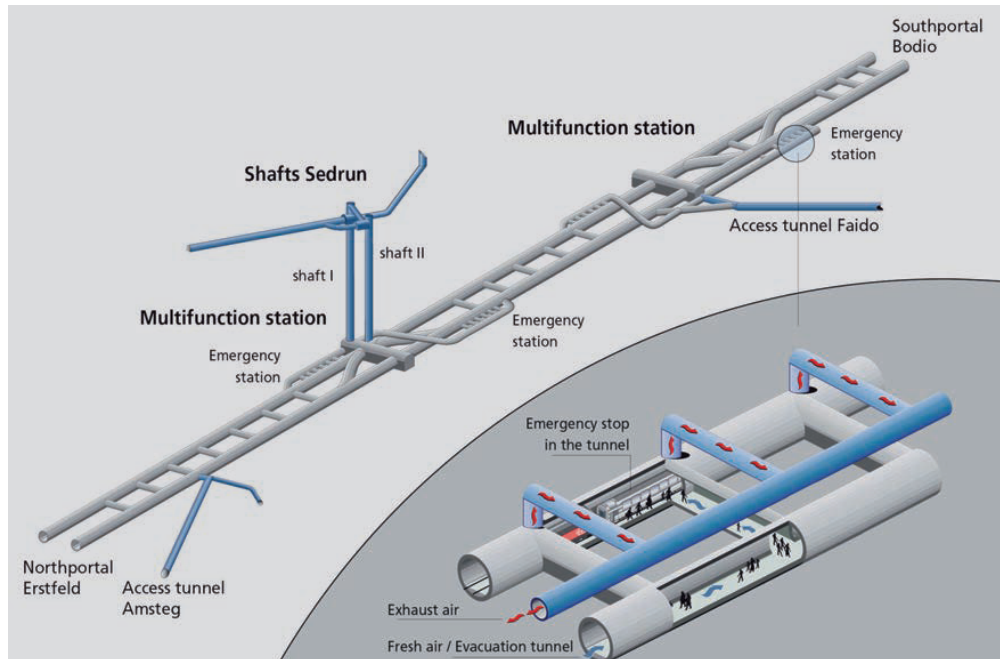
Kostnadene for bygging av en høyhastighetstrase fra Oslo til Trondheim via Gudbrandsdalen er estimert til 148 197 MNOK. Traseen er 525 km lang og vil ha en pris på 282 MNOK per Km. Traseen i Østerdalen vil være 483 km lang og ha en kostnad på 113 904 MNOK. Per km er dette 236 MNOK per Km. Forskjellen i kostnad antas å skyldes topografien, der antall tunneler og bruer vil påvirke kostnadene (Jernbaneverket, 2012).

7 Erfaringer fra prosjekter med lange tunneler

En hyperloop trase i Norge vil ha flere lange tunneler der overdekningen vil være stor når traseen passerer fjellområder. I Norge og Europa er det tunnelprosjekter som kan være sammenlignbart med tunnelene som forventes langs hyperloop traseen. I dette kapitlet beskrives 2 jernbaneprosjekter med lange tunneler, Gotthard base tunnel og Follobanen.

7.1 Gotthard base tunnel

Gotthard base tunnel er en 57 km lang jernbanetunnel i Sveits som var ferdig i 2016. Tunnelen består av 2 parallelle løp og i tillegg flere tverrslag og tilkomsttunneler, se figur 22. Drivingen av tunnelene har foregått med både konvensjonell- og TBM-drift, med flere utfordringer underveis. Overdekningen har i flere deler vært over 1000 m og opptil 2000 m langs kortere seksjoner. Det var derfor forventet å påtreffes flere problemer med sprakeberg og radiell deformasjon langs tunnelprofilen på grunn av høye spenninger (Henke, 2006).

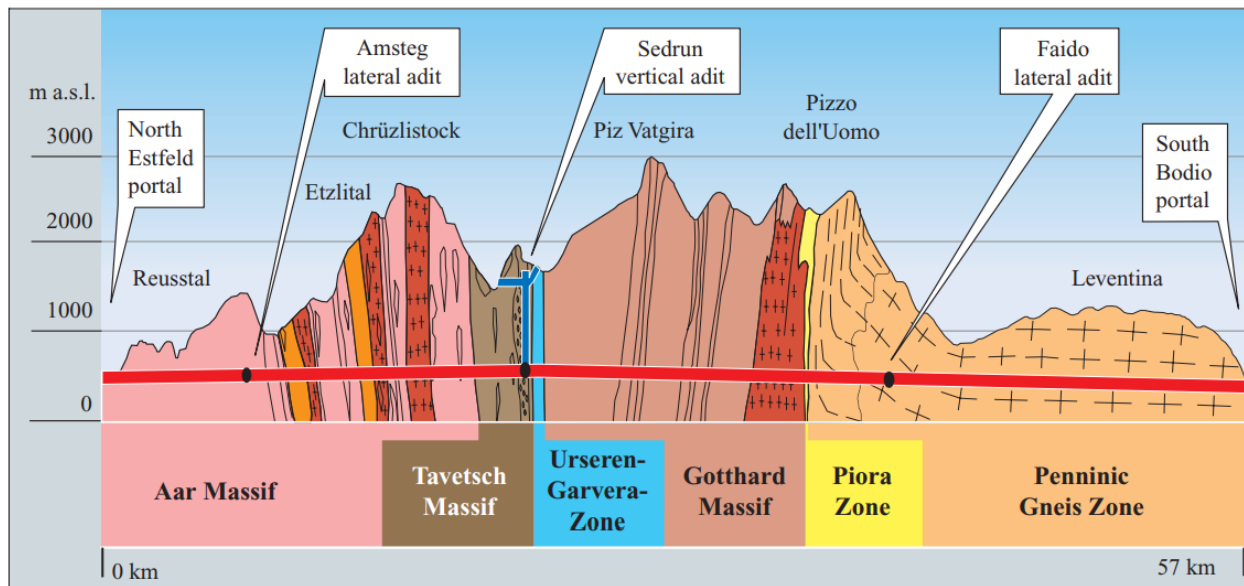


Figur 22: Tunnelsystemet i Gotthard base Tunnel. Tunnelsystemet består av to parallelle løp med tverrslag som kobler disse sammen. Tre tilkomsttunneler ble drevet for å gi en kortere byggetid. Hentet fra (Ehrbar, 2016).

Forundersøkelsene for prosjektet varte over 10 år og inkluderer lange utforskingstunneler med flere borehull-undersøkelser, dype borehull fra overflaten, geofysiske undersøkelser og feltundersøkelser (Henke, 2006).

Berggrunnen langs Gotthard base tunnel er for det meste krystalline magmatiske og metamorfe bergarter med mindre soner av sedimentære bergarter. Figur 23 viser geologisk tverrsnitt gjennom Gotthard base tunnel. Fra nord går tunnelen i Aar Massif som er en sone med grunnfjellsbergarter som gneiser, glimmerskifer, amfibolitt og migmatitter. Videre går tunnelen gjennom Tavetsch Massif og Urseren-Garvera-zone. I Tavetsch Massif ble det funnet flere forkastning- og skjær-soner i glimmerskifer, mens resten av Tavetsch Massif var gneiser og porfyriske bergarter. Urseren-Garvera-zone består av sedimentære bergarter av typen fyllitt, glimmerskifer, gråvakke, kalkstein og dolomitt. Gotthard Massif har likheter med Aar Massif med for det meste gneiser og glimmerskifer med granittiske intrusjoner. Piora Zone er en tynn sekvens med dolomitt og anhydritt som går over i deformert gneis og glimmerskifer. Pennic Gneis zone er den sørligste

delen av tunnelen og består av ulike gneiser (Loew et al., 2000).



Figur 23: Tverrsnitt over berggrunnen langs Gotthard base tunnel. Hentet fra Loew et al. (2000)

For å sikre en god fremdrift i dette store prosjektet ble tunnelen delt opp i fem deler. Innenfor disse 5 ble rundt 80 % av tunnelen drevet med TBM. Områder med større stabilitetsproblemer og der tilkomsttunnelene ble koblet på tunnelen ble det drevet med konvensjonell drift (Henke, 2006).

I tunnelen er den permanente liningen et betongstøp som gir en glatt tunneloverflate. Ifølge Ehrbar (2013) ble denne løsningen valgt for å møte kravet om 100 år levetid på tunnelen. I denne løsningen monteres bergsikring i tunnelen før dette støpes inn med 30 cm tykk uarmert betong, mellom betongen og bergsikringen monteres en vanntett duk. Dette gir en drenert løsning som minimerer vannlekkasjer inn i tunnelen. Løsningen kalles “Double shell-lining”.

Under driving ga svakhetsoner problemer for TBM-driften. En av maskinene fikk problemer da den kom inn en sone med stor deformasjon av bergmassen. Resultatet var et for smalt tverrsnitt som senere måtte utvides til en betydelig kostnad. En maskin fikk større problemer da den satt seg fast i en 8-15 meter lang svakhetsone. Maskinen ble reddet ved å drive seg inn foran maskinen fra det parallelle tunneløpet. Bergmassen ble stabilisert med injeksjon og TBM'en kunne fortsette. Sonen førte til at maskinen ble hadde ingen fremdrift i 5 måneder mens sone ble stabilisert. Ifølge Ehrbar (2008) ville konvensjonell drift vært bedre å bruke i disse sonene, likevel veier summen av større

fremdrift totalt opp for stoppen.

Drivingen av den 57 lange tunnelen produserte store mengder tunnelmasse som enten ble gjenbrukt eller deponert. Erfaring fra prosjektet viser at det er vanskelig å estimere bruksnyttene av massene. Kun 33 % av massene ble gjenbrukt i betong, mens resten ble brukt som fyllmasse i andre prosjekter. Det bør derfor være viktig å ha planlagt alternative løsninger for masser som ikke kan gjenbrukes i prosjektet (Simoni, 2014).

7.2 Follobanen

Som en del av intercitysatsningen er det påbegynt to parallelle 20 km lange tunneler mellom Ski og Oslo. 18,5 km av disse tunnelene blir drevet med fire tunnel boremaskiner (TBM). De siste 1,5 km er drevet med boring og sprengning, i tillegg et lite stykke med boring og splitting. De 4 tunnelboremaskinene startet ved Åsland i midten av tunneltraseen og går i hver sin retning mot Ski og Oslo, se figur 24. Ved Åsland ble det derfor drevet store fjellhaller for montering av maskinene (Vara, 2016).



Figur 24: Ved Åsland anlegges det tverrslag der to maskiner går mot Oslo, mens to går mot Ski. Hentet fra: Vara (2016).

Geologien langs strekningen består av prekambriske gneiser med amfibolitt-, syenitt og diabas-ganger. Høy overdekning og høyt grunnvannstrykk ble sett på som de største utfordringene for prosjektet. Over tunneltraseen ble det oppdaget løsmasser der setninger kan oppstå. En senkning av grunnvannet i dette området kan det føre til setningsskader på bebyggelse over disse løsmassene. Vanntetting ble derfor et viktig punkt under valg av drivemetode. (Kalager, 2011).

Det ble valgt å bruke dobbeltskjold-TBM siden disse fungerer godt ved driving i vanskelige

grunnforhold. Åpen TBM ble ikke valgt siden forinjeksjonsarbeidet ville redusere fremdriften i for stor grad. Som permanent sikring det derfor valgt prefabrikkerte betongsegmenter rundt hele tunnelkonturen. Mellom betongsegmentene fungere pakninger som tetting mot vannlekkasjer. Figur 25 viser tunnelen etter montering av segmentene. Disse produseres ved tverrslaget på Åsland slik at maskinene får en stabil tilførsel av nye betongsegmenter (Vara, 2016).



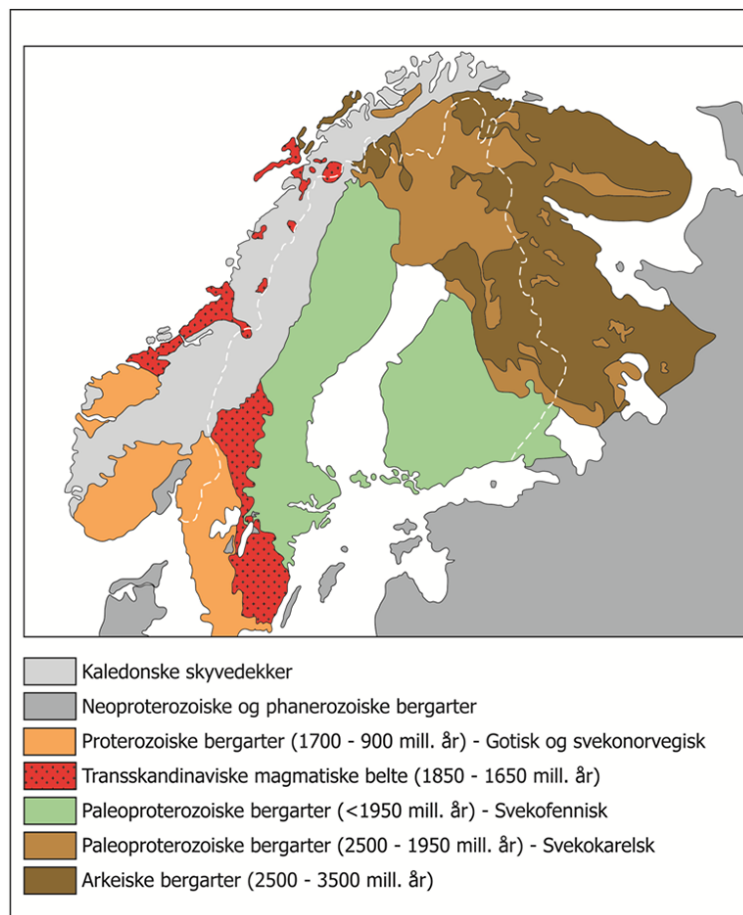
Figur 25: Tunnelens overfalte i Follobanen etter montering av betongsegmenter bak maskinen (hentet fra Bane Nor (2018))

8 Regionalgeologi

Dette kapitlet gir en innføring av større geologiske trekk mellom Trondheim og Gardermoen. Regionalgeologi omhandler det store geologiske hendelser som danner grunnlaget for forholdene i berggrunnen og løsmassene langs overflaten.

8.1 Berggrunn

En hyperloop-trase mellom Trondheim og Gardermoen vil i et berggrunns-perspektiv passere 3 regionalgeologiske formasjoner. Fra Trondheim til Mjøsa vil trase ligge i skyvedekkerne fra den kaledonske fjellkjede (Figur 26). Fra Mjøsa og sørover vil trase ligge i det prekambriske grunnfjell og Oslo-riften (Norges geologiske undersøkelse, 2015).

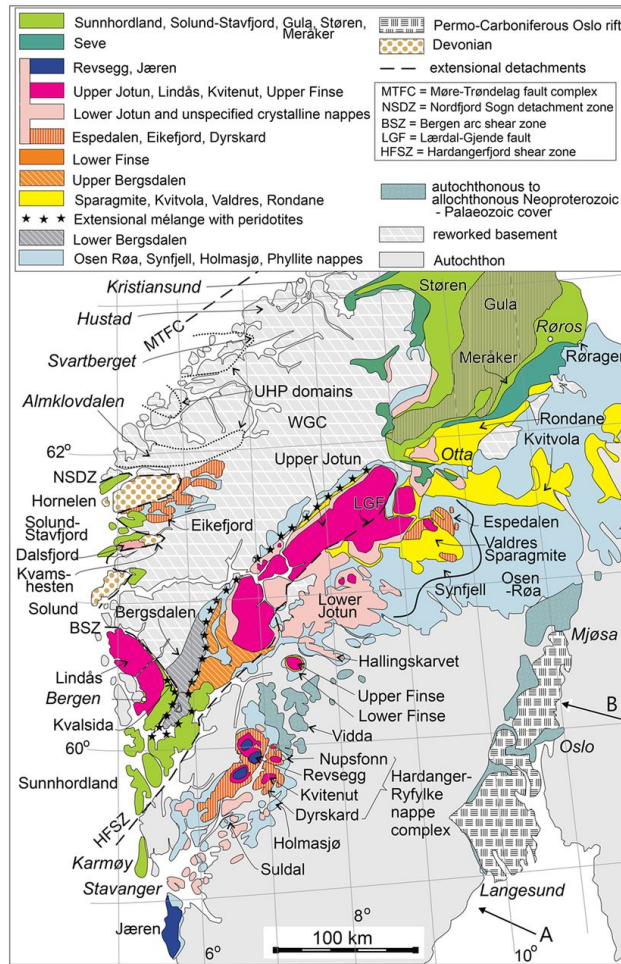


Figur 26: Forenklet berggrunnskart. Hentet fra Norges geologiske undersøkelse (2015).

Skyvedekkenene fra Trondheim og sørover ble dannet under den kaledonske fjellkjededannelse i Silur for 500 ma siden og ligger over den proteroiske (1700-900 mill. år) grunnfjellet. Dekkene er tektoniske enheter (Figur 27) som har skjøvet over hverandre og består generelt av havbunnskorpe overdekket av kontinentalskorpe. I disse områdene kan sedimentære, metamorfe og vulkanske bergarter forekomme. Fra Trondheim til Dovrefjell nord for Otta vil skyvedekkenene ifølge Løset (2006) være en del av Trondheimsfeltet, mens fra Dovrefjell til nordlig del av Mjøsa vil være en del av Sparagmittområdene. Trondheimsfeltet vil inneholde skifer og grønnstein, mens Sparagmittområdene består generelt av sen-prekambriske sandsteiner, der metamorfosegraden er høyest i grensen til trondheimsfeltet.

Det prekambriske grunnfjellet under de kaledonske skyvedekkenene er av Proterozoik tid, der bergartene er dannet under 2 eldre fjellkjededannelser, den gotiske-(paleo- til mezo-proterozoik) og den svekonorvekiske-fjellkjeden (mezo- til neo-proterozoik). Dette grunnfjellet består av magmatiske og metamorfe bergarter som er omdannet av fjellkjededannelser. Granitter, gneiser, dioritter og mylonitter er bergarter som forventes å finne i grunnfjellsområdet. (Bingen et al., 2008).

Oslofeltet er en stor graben struktur i sør-øst Norge med vulkanske, sedimentære, intrusive bergarter og noe grunnfjell langs kanten av feltet. Graben-strukturen er dannet av rift hendelse som startet i sen karbon og varte til tidlig trias. De sedimentære bergartene i Oslofeltet er av kambro-silursk alder og ble dannet før riften oppsto. Selve riften førte til dannelsen av vulkanske og intrusive bergarter som ligger sammen med de eldre sedimentære og magmatiske bergartene. Bergartene i Oslofeltet stammer fra ulike magmakammere som gir ulik sammensetning av bergarter. I Oslo-feltet forekommer det ulike sedimentære bergarter som skifer, sandstein, kalkstein. En spesiell bergart som forekommer i skiferene er alunskifer, den er spesiell da den er både svellende, syredannende og kan produsere radon. Av vulkanske bergarter er det basalt, rombeporfyr og granitt. Grunnfjellsbergartene tilhører det prekambriske grunnfjellet som er nevnt over Larsen et al. (2008).



Figur 27: Kart over enhetene i den kaledonske fjellkjede i Sør-Norge. I området fra Mjøsa til Oslo vises også utstrekning til Oslo-feltet. Hentet fra Corfu et al. (2014)

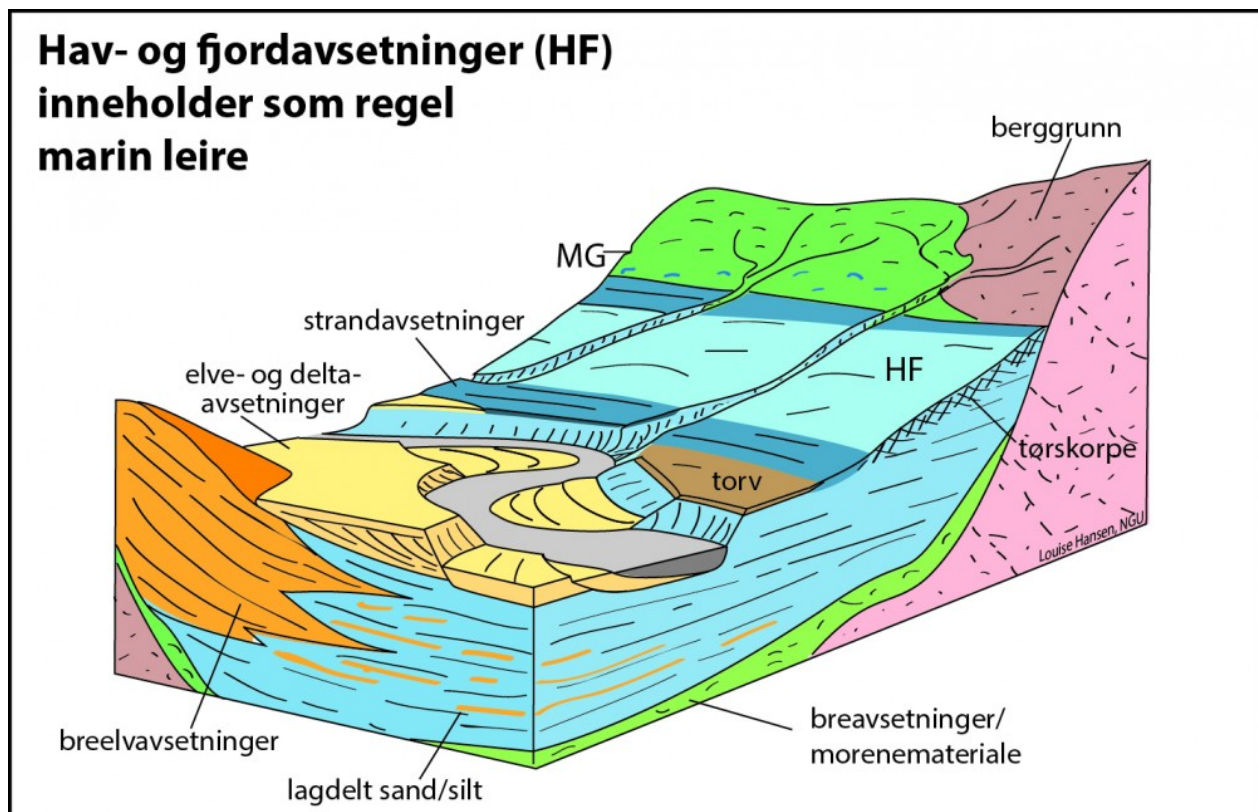
8.2 Løsmasser

Langs strekningen vil de forekomme flere typer løsmasser, disse kan deles opp i hovedgruppene marine-, glasiale-, fluviale-, vind-, skred-, innsjø-, forvittrings- og organiske-avsetninger. Gruppene relateres til dannelses-metode og vil inneholde flere typer løsmasser.

Etter siste istid har det forekommet en landheving over nesten hele Norge, dette har gjort at områder som under siste istid lå under havet er nå over havnivå. Begrepet marin grense betyr høyt havet gikk etter siste istid. Landhevingen skyldes tilbaketrekningen av breene som lå over store deler av

Norge under istiden. Dette fjernet isens vekt fra landoverflaten og førte til at jordskorpa steg. Under marin grense kan det derfor forventes å finne marine avsetninger som leire. (Norges geologiske undersøkelse, 2014)

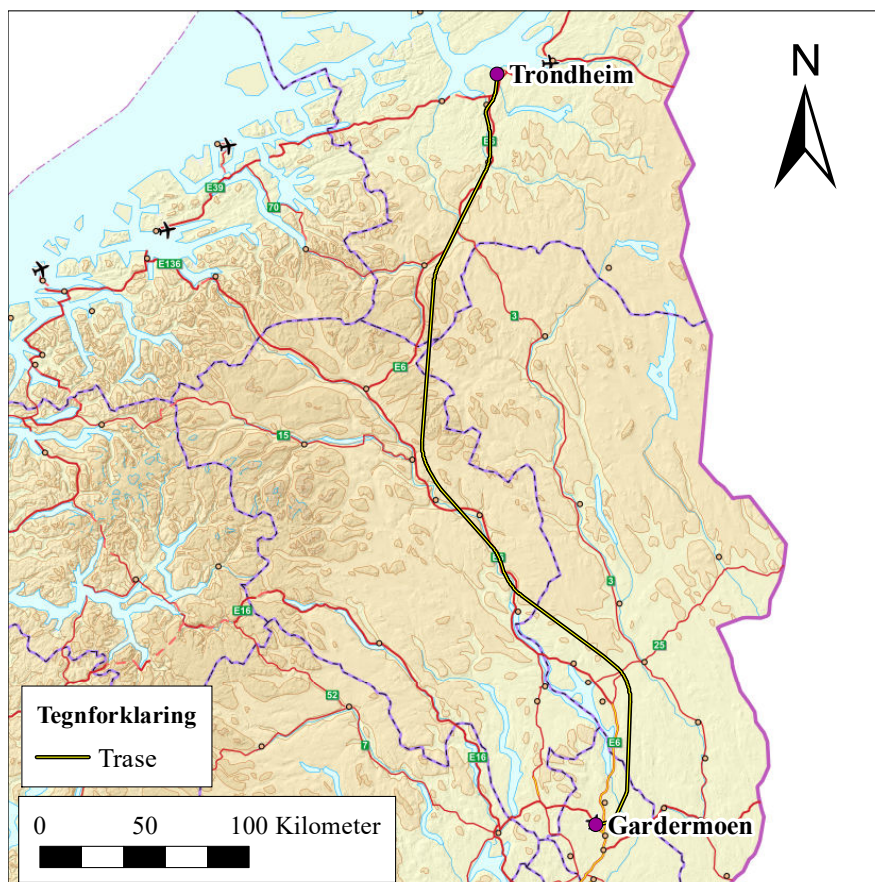
I dalene er løsmasse fordelingen styrt av avsetningsprosesser fra elver og skred, i tillegg til tidligere avsetninger fra istiden. De eldste avsetningene vil ligge i bunn av dalen, med yngre avsetninger over. Mot slutten av istiden trakk isen seg tilbake i dalene. Dette førte til at det ble avsatt morener og glasifluviale avsetninger langs dalbunnen. Avhengig av terrenget kan det bli avsatt hav-avsetninger når isen trakk seg tilbake før jordskorpen hadde hevet seg. Over dette har det blitt avsatt nyere avsetninger som elv-avsetninger langs elvene og skredmasser langs dalsidene. I fjellområdene vil det forekomme mye torv og forvitnings-materiale i tillegg til morene-materiale (Bergstrøm et al., 2016). Figur 28 viser hvordan marin leire kan forekomme under andre løsmasse-typer.



Figur 28: Det kan forekomme marin leire under andre typer løsmassetyper. MG: marin grense, HF: hav- og fjord-avsetning. Hentet fra Norges geologiske undersøkelse (2017).

9 Trasebeskrivelse

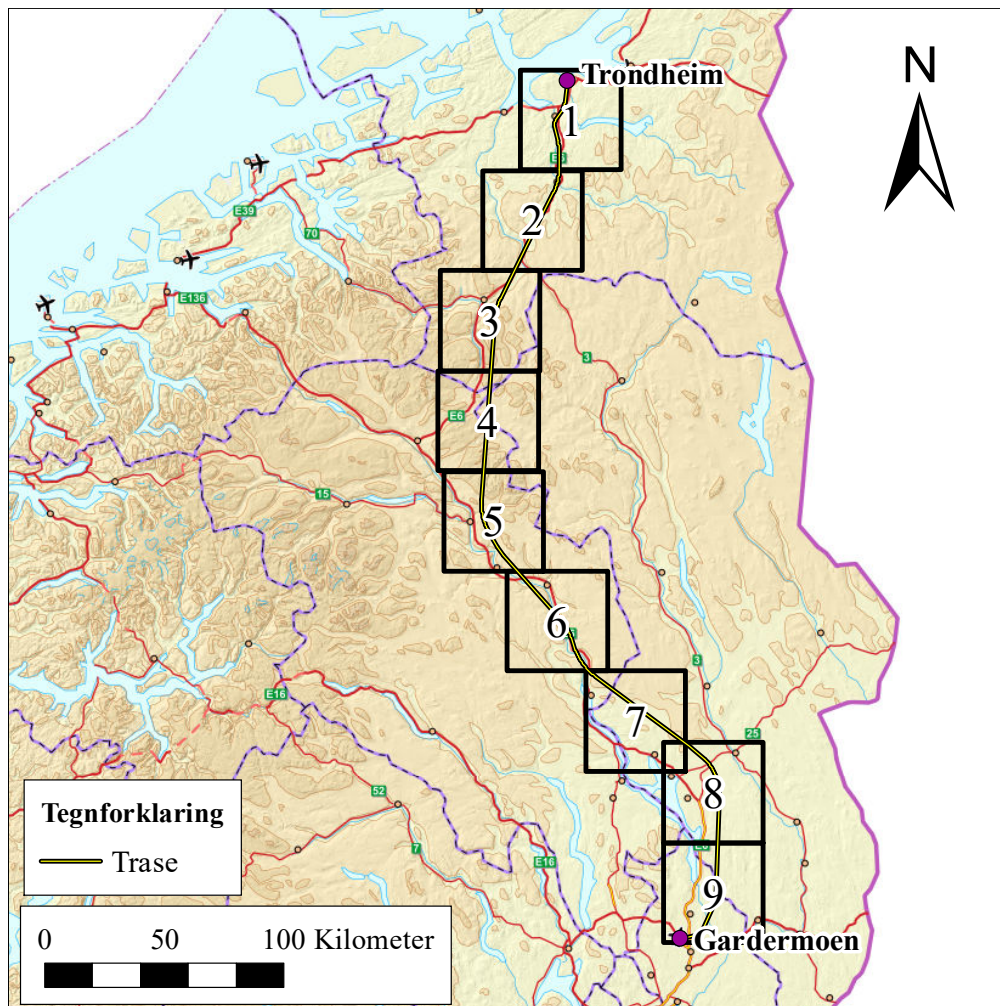
En hyperloop trase mellom Trondheim og Gardermoen via Gudbrandsdalen vil i mitt forslag være 414 043 m lang og ha 27 tunneler. Figur 29 viser tegnet trase. Traseen følger i stor grad motorveien E6 som langs dalbunnen opp mot Dovrefjell. Traseen følger trase-kriteriene fra kapittel 2.3. Dette betyr at traseen går i tunnel der dalen enten blir for smal eller svinger brått. Når traseen passerer Dovrefjell og Rondane mellom Oppdal og Otta vil den gå i lange tunneler. Nedover Gudbrandsdalen vil traseen gå vekslende mellom tunnel og trase i dagen. Siden traseen ikke har stasjoner mellom Trondheim og Gardermoen er den lagt utenom byene. Fra Lillehammer og forbi Hamar går den derfor lenger øst for E6. Traseen blir brukt som grunnlag for geologiske beskrivelser og kostnadsberegninger.



Figur 29: Kart over foreslått hyperloop-trase mellom Trondheim og Gardermoen

10 Geologisk beskrivelse av trase

I dette kapitlet beskrives geologien langs traseen. For å systematisere er traseen delt opp i 9 områder fra nord til sør. Innenfor hvert område beskrives berggrunnen og løsmassefordelingen. Figur 30 viser traseen og hvordan den er delt opp i nevnte områder. Områdene har en lengde og bredde på 41-42 km og dekker hele traseen med overlapp kun mellom område 7 og 8. I vedlegg A1-A18 er bergrunns- og løsmasse-kart for hvert område som beskrives. Beskrivelsen gir en oversikt over de ulike bergarter og løsmasser utbredelse i området. Områdene blir deretter gruppert i forskjellige grupper der sammensetningen av ulike bergarter bestemmer gruppe.



Figur 30: Oversiktskart over områdene som brukes i beskrivelsene.

10.1 Geologisk beskrivelse fra hvert område

Område 1

Område 1 dekker traseen fra Trondheim forbi Melhus, selve traseen følger elven Nidelva et stykke før den går langs elven Gaula over de slake terrenget forbi Melhus. Området har to tunneler.

Berggrunn (Vedlegg A1)

I område 1 er grønnstein utbredt sammen med fyllit. I grønnsteinen finnes det vest for Trondheim granitt, mens grønnsteinen grenser til glimmerskifer i vest. Grønnsteinen sør for Melhus forekommer i veksling med ryolitt og konglomerat. Sør i området forekommer fyllit i en veksling av konglomerat, siltstein og leirskifer. Sør-vest i området er det mindre forekomster av kalkstein

Løsmasser (Vedlegg A2)

Fra Trondheim forekommer elveavsetninger langs Nidelva omsluttet av hav- og fjord-avsetninger av stor mektighet. Utbredelsen av hav og fjord-avsetninger er stor og følger flaten opp til Melhus og videre sørover i dalen. I de tett befolkede områdene ved Trondheim og sørover forekommer det fyllmasser. Ved Melhus er det elveavsetninger og bre-elv avsetninger. Generelt for området forekommer det et tynt dekke med morene-materiale og organisk materiale i høyreliggende områder.

Område 2

Område 2 dekker traseen forbi Soknedal, traseen følger dalen sørover. Dalen er smalere og brattere enn i område 1 og traseen går i flere tunneler oppover dalen. Område 2 har 8 tunneler.

Berggrunn (vedlegg A3)

Fra område 1 forsetter grønnstein forekomsten med vekslinger av kvartsittkonglomerat, siltstein og leirskifer. Øst for dette er det fyllit-områder med innhold av gråvakke, metakiselstein, kiselstein og amfibolitt. Vest i området forekommer det glimmerskifer og trondhemitt. Fyllit-forekomsten går gjennom store deler av område 2 før den går over i vekslende grønnstein og tuffit, som videre går over i gråvakke. Helt sør forekommer det granodiritt.

Løsmasser (vedlegg A4)

I område 2 er mye av avsetningen av liten mektigheten med tynne dekker av morene og torv. I dalene er det hav- og fjord-avsetninger, breelv- og elve-avsetninger som dominerer. Sør for Soknedal finnes ikke hav- og fjord-avsetningene, mens bre-elv og moreneavsetninger forekommer i dalene. Høyere i topografien er løsmassedekket tynt og det er betegnet som forvittringsmateriale eller bart fjell. Langs dalbunnen forekommer det elve-avsetninger, mens langs dalsidene er det morenemateriale med stor mektighet.

Område 3

Område 3 går forbi Oppdal. I området har dalen svinger dalen brått slik at traseen er mye i tunnel. Området har tre tunneler.

Berggrunn (vedlegg A5)

I område 3 forekommer granodioritt og trondhemitt i nord som et vindu i fylliten fra område 2. I kartet er utbredelsen av fyllit ikke stor og den grenser til både tuffit og grønnstein. Vest i området endres litologien og det forekommer granatglimmerskifer med forekomster av amfibolitt, i tillegg til større områder med gneis, kvartsitt og arkose.

Løsmasser (vedlegg A6)

Område 3 er preget av store forekomster av morenemateriale av både stor og tynt mektighet. I områdene med morenemateriale er det mindre forekomster av torv og myr. I dalbunnen er det bresjø og bre-elv avsetninger som dominerer med noen mindre områder med elveavsetninger. Øst i området forekommer det mer torv og myr enn i vest. Fjelltoppene har avsetninger av tynne avsetninger med morene, forvittringsmateriale og bart fjell. Sør i området forekommer det rogenmorene avsetninger.

Område 4

Område 4 dekker traseen som går forbi Hjerkin. Topografien i området er bratt og med flere topper på rundt 1500 moh. Dalsystemene går i øst-vest retning og det meste av traseen går i lange tunneler. Innenfor område 4 er det tre tunneler. Tunnel 17 går inn i neste område.

Berggrunn (vedlegg A7)

I område 4 skifter berggrunnen fra grønnsteiner til sandsteiner. Nord i området forekommer granatglimmerskiferen med amfibolitt. Sør for denne forekomsten er det en veksling av tuffit, amfibolitt og grønnstein. I midten av området finnes fyllit, dioritt, kiselstein og konglomerat. Sør for fylliten forekommer kalkglimmerskifer, grønnstein, dioritt og øyegneis. Dette endres til metasandstein når traseen går inne i sparagmittområdet.

Løsmasser (vedlegg A8)

Området 4 domineres av tykke moreneavsetninger. I nord er det små utbredelser av torv og myr i tillegg til moreneavsetningene. I dalene forekommer det bre-elv og bre-sjø avsetninger. Sør i området er det på de høye fjelltoppene områder med forvittringsmateriale.

Område 5

Område 5 dekker traseen der den starter i Gudbrandsdalen nær Otta. Den nordlige delen av området preges av bratte og fjell på 2000 moh. Mot sør følger traseen Gudbrandsdalen der dalen er smal og har bratte dalsider.

Berggrunn (vedlegg A9)

I Område 5 er sandstein og arkose fremtredende. I nordlig del av området er det metasandstein, kvartsitt og konglomerat. I tilknytning til disse forekommer det noe granitt, amfibolitt og granatglimmerskifer. Ved Otta endres berggrunnen. Berggrunnen består i disse områdene av fyllitt, grønnstein og glimmerskifer i tillegg til noe dolomitmarmor og serpentinit.

Løsmasser (vedlegg A10)

Område 5 har mye av de samme løsmassene som område 4, men i sør er mektigheten mindre. I nord forekommer det morenemateriale med stor mektighet sammen med mindre områder med torv og myr og skredmateriale. Når traseen passerer Otta blir mektigheten av løsmassene mindre og det er mer bart fjell. I dalbunnen forekommer det både bre-elv og elv avsetninger, i tillegg til noen flomavsetninger.

Område 6

Område 6 dekker traseen forbi Ringebu der den følger Gudbrandsdalen sørover. Dalen er smal og har bratte dalsider. Elven dekker mye av dalbunnen. Traseen i dette området går i tre tunneler og har korte strekk i dagen.

Berggrunn (vedlegg A11)

Dette området består i stor grad av sandstein og andre sedimentære bergarter. Sandstein og kvartsitt har størst utbredelse. Mellom kvartsitt og sandstein forekommer det noe konglomerat, fyllit og kalkstein. Vest i området grenser leirstein til sandsteinen.

Løsmasser (vedlegg A12)

Løsmassene er av mye samme typer som i område 5. Langs dalen er det elve-sedimenter i bunn og bre-elvedsedimenter mot dalsidene. I viddeområdene over dalen er det morene materiale med ulik mektighet i tillegg til torv og myr. Ved de høyeste fjelltoppene i området er det bart fjell og mindre forekomster av skredmateriale.

Område 7

Område 7 dekker traseen forbi Lillehammer til Hamar. Traseen ligger i viddeområdet nord for Hamar og går i dagen over vidden. I dette området er det en lang tunnel og to korte.

Berggrunn (vedlegg A13)

I område 7 endres berggrunnen fra Spragmittområdet til Oslofeltet. I nord ligger består berggrunnen av sandstein som i område 6. Mot midten er det en hurtig veksling mellom ulike bergarter. Berggrunnen veksler mellom sandstein, konglomerat og kalkstein. Sør for dette området

forekommer det leirskifer, kalkstein og sandstein i veksling. Mindre forekomster av rombeporfyr, kvartsitt, leirstein, granitt og granittisk gneis ligger innenfor dette området.

Løsmasser (vedlegg A14)

I dette området er det større forekomster av torv og myr og morenemateriale. I viddeområdene forekommer det mye morenemateriale med stor mektighet, med unntak av øst der det forekommer torv og myr. Mektigheten av morene-avsetningene er minst vest for traseen. I dalene er det både bre-elv og elv-avsetninger.

Område 8

Område 8 dekker traseen fra Hamar til sørlige deler av Mjøsa. Topografien er relativt flat og har en slak helning mot Mjøsa. Små fjelltopper gjør at traseen har to mindre tunneler.

Berggrunn (vedlegg A15)

I område 8 endres berggrunnen fra Oslofeltet til grunnfjellsområdet. I nord-øst er det vekslinger mellom sandstein, kalkstein og leirstein. Leirsteinen inneholder alunskifer. Sør-øst for Hamar er berggrunnen en del av grunnfjellsområdet med monzonittisk gneis, ryolitt og granittisk gneis. Sør-vest i området forekommer det glimmerskifer, alkalifeltspatsyenitt, monzonitt og gabbro.

Løsmasser (vedlegg A16)

I området 8 er det stor utbredelse av morenemateriale. I de flate områdene er det moremateriale med varierende mektighet, størst nær Hamar. Sammenliknet med område 7 er det mindre torv og myr og mer bart fjell. Generelt er mektigheten på løsmassene minst i sør. I dalformasjonene er det elve- og bre-elv avsetninger, øst i området er det forekomster av elve-avsetninger og vind-avsetninger.

Område 9

Området dekker traseen fra Sørlig del av Mjøsa til Gardermoen. Trassen følger høyden øst for Mjøsa før den svinger over elven Vorma mot Gardermoen. Det er en tunnel i området.

Berggrunn (vedlegg A17)

I område 9 kan berggrunnen deles i to områder. Fra midten og østover forekommer grunnfjellet med bergartene granittisk gneis, glimmergneis, gabbro, glimmerskifer og kvartsdioritt. I vest forekommer leirskifer, alkalifeltspatgranitt, syenitt og alkalifeltspatsyenitt. Det er noe vulkansk breksje vest i området.

Løsmasser (vedlegg A18)

I område 9 forekommer marine avsetninger sør for Mjøsa. I nord er det et tynt dekke av morenemateriale med flere mindre områder med torv og myr. I dalformasjoner er det bre-elv og elveavsetninger. Sør for Mjøsa er det mektige avsetninger med hav- og fjord-avsetninger under ca. 200 m.o.h. I dalene forekommer det bre-elv og elve-avsetninger. Ved Gardermoen forekommer det en stor formasjon av bre-elv-, vind- og bresjø/brekammer-avsetninger.

10.2 Gruppering av områder langs trase

For å forenkle kostnadsberegningen har de 9 områdene blitt delt inn i tre grupper. De tre gruppene brukes i kostnadsberegningen. For å dele områdene i grupper brukes bergartstype. Bergartene har ulike innhold av mineraler og forskjellige strukturer som vil påvirke drivbarhet og kostnader. Drivtekniske parametere fastsettes for de ulike gruppene senere i kapitlet.

Fordelingen av løsmasser vil påvirke fundamenteringen av pålene til hyperloop. Her klassifiseres avsetningen etter om det kan påvirke kostnadene til prosjektet eller ikke, benevnningen som brukes er trygge og utrygge løsmasser. Dette bestemmes ut ifra kriterier nevnt i kapittel 3.3. Fra dette vil avsetninger med leire defineres som ømfintlige.

10.2.1 Gruppe 1

Område 1-4 fra Trondheim og sørover kan grupperes i en gruppe. Fra kapittel 8 ser vi at disse områdene ligger innenfor Trondheimfeltet. Disse områdene ligger derfor innenfor de kaledonske skyvedekkene der det forekommer mye grønnstein og fyllit. Bergartsgrensene har et strøk parallelt med traseen og traseen følger derfor et belte av fyllit og grønnstein sørover til Dovre. Langs dette beltet følges også en større forekomst av kalkglimmerskifer og granatglimmerskifer. I tillegg til hovedbergartene er det også mindre forekomster av trondhemitt, tuff, granodioritt, kalkstein, gneis. Hoveddelen av tunnelene ligger i grønnstein, fyllit og glimmerskifer. Disse bergartene vil derfor definere gruppe 1.

I gruppen 1 er det ømfintlige løsmasser. I område 1 og noe nord i område 2 er marine hav/fjord avsetninger utbredt i dalen. Som vedlegg A2 og A4 viser har avsetningen en stor mektighet og det kan derfor være mektige avsetninger med leire. Dette kan gi både setning- og stabilitets-problemer (kapittel 3.3). I Trøndelag er det ifølge Faggruppe for Geoteknikk (2018, s 34) flere forekomster av kvikkleire der det har gått store skred. Område 1 og 2 i gruppe 1 vil derfor ha ømfintlig løsmasser.

Lengden på tunnelene innenfor disse områdene er vist i tabell 3. Tunnelene innenfor disse områdene har en lengde på mellom 385 m og 29 716 m. Tunnel 17 er innenfor gruppe 1, men vil defineres

som gruppe 2. Flertallet av tunnelene er ca. 3 km lange, mens fem av tunnelene har en lengde over 10 km.

Tabell 3: Tunneler innenfor gruppe 1. Tunnel 17 er innenfor både gruppe 1 og 2.

Tunnel-nummer	Lengde i meter
1	385
2	9611
3	2387
4	3045
5	2540
6	2177
7	2738
8	7266
9	2968
10	2490
11	6215
12	19430
13	1207
14	10160
15	3102
16	10900
17	29716

10.2.2 Gruppe 2

Område 5-7 fra Otta til Hamar består av mye sandstein slik at de kan danne gruppe 2. Det ses også i sammenheng med at gruppene ligger innenfor sparagmittområdene (kapittel 8) der sandstein er utbredt. Områdene ligger i de kaledonske skyvedekkene med unntak av område 7 som grenser til Oslofeltet. Berggrunnen i disse områdene består av sedimentære bergarter. Av de sedimentære

bergartene i området er det sandstein som dominerer. Sandsteinen har en stor utbredelse med mindre vekslinger til fyllitt. I nord nær Otta er det forekomster av gneis. Sandsteinen er ikke homogen og er ofte i veksling med skifer. Sandsteinen vil i noen områder ha høyt innhold av kvarts og da defineres som en kvartsitt. Der sandsteinen inneholder mye feltspat defineres den som arkose. Sør i område 7 ligger traseen i nordlig del av Oslofeltet. Her ligger bergartene i mye tettere veksling mellom skifre, fyllitt, sandtein og kalkstein. Skifrene kan være alunskifer. Gruppe 2 vil da defineres av bergartene Sandstein, kvartsitt og fyllitt, med tilleggs-bergartene kalkstein og skifer/alunskifer.

Innenfor disse områdene vil det ikke være fare for ømfintlige løsmasser. Områdene ligger over marin grense og vil derfor ikke ha større avsetninger med leire. I disse områdene er det mye morenemateriale som kan være telefarlige, men som nevnt i 3.3 må all fundamentering frostsikres for å hindre teleskader. Det vil også fundamenteres på bart fjell som krever andre løsninger enn i løsmasser.

Gruppe 2 har færre tunneler enn gruppe 1, men flere lange tunneler. Den korteste tunnelen er på 1798 m, mens lengste er tunnel 17 på 29 716 m. Tunnel 17 er innenfor både i gruppe 1 og 2, men defineres som gruppe 2 (tabell 4).

Tabell 4: Tunneler innenfor gruppe 2, tunnel 17 er innenfor både gruppe 1 og 2.

Tunnel-nummer	Lengde i meter
17	29716
18	35023
19	14939
20	16154
21	7044
22	21935
23	1798

10.2.3 Gruppe 3

Den siste gruppen av områder er område 8 og 9 som ligger i grunnfjells-områdene fra Hamar til Gardermoen. Overgangen mellom Oslo-feltet og grunnfjell-området ligger helt øst i område 8 og 9. I nord er grensen til Oslofeltet i overgangen mellom sedimentære og magmatiske/metamorfe bergarter, mens i sør er dette mellom syenitter og metamorfe/magmatiske bergarter. Nordlig del av traseen i område 8 vil ligge i Oslofeltet, der bergartene leirstein, kalkstein og fyllit er utbredt. Dette dekker bare 1/3 av område 8 før det er et skille mellom Oslo-feltet og grunnfjells-området. I grunnfjells-området er det ulike gneiser. Størst utbredelse har Monzonittisk gneis og granittisk gneis. Hovedbergarten for gruppe 3 blir gneis, med tillegg-bergartene syenitt og gabbro.

Innenfor gruppe 3 vil traseen ligge under marin grense, her kan det forekomme mektige avsetninger med marin-leire. Disse vil klassifiseres som ømfintlige.

Innenfor gruppe 3 er det 4 tunneler der lengste er 3176 m (tabell 5).

Tabell 5: Tunneler innenfor gruppe 3.

Tunnel-nummer	Lengde i meter
24	1791
25	1620
26	3176
27	2930

10.3 Drivtekniske parametere for hver gruppe

For å bestemme borbarhetsparameterne og sprengbarheten utføres det som nevnt i kapittel 5.3 laborietester på prøver fra prosjekter. I denne oppgaven er det ikke utført prøvetaking. Verdier for DRI hentes fra tidligere tunnelprosjekter og katalog for borbarhetsindekser. De ingeniørgeologiske rapportene er fra tunneler i nærheten av traseen. Katalogen for borbarhets indeksen er en samling fra tester utført av NTNU og SINTEF på prøver fra ulike prosjekter over hele landet (NTNU-Anleggsdrift, 1998b). Bruland (2000, vol. 10) samlet tidligere data fra tester og presenterte DRI, BWI og CLI for ulike bergarter i sin doktorgradsavhandling.

Indeksen for sprengbarhet (SPR) hentes fra de samme ingeniørgeologiske rapportene og fra doktorgradsavhandlingen til Zare (2007a). Avhandlingen angir SPR for ulike bergarter i Norge testet av NTNU.

Verdiene vil ikke være like representative som prøver tatt i felt da verdiene kan variere innenfor samme bergart. Ifølge Bruland (2000, vol. 10) vil det være hensiktsmessig å bruke median-verdiene for DRI og CLI hentet fra kataloger i en tidlig planleggingsfase. I denne oppgaven vil indeksene bestemmes ut ifra fra median-verdi og verdier fra de ingeniørgeologiske rapportene.

10.3.1 Gruppe 1

Innenfor gruppe 1 er det som nevnt tidligere bergarter som stammer fra den kaledonske fjellkjededannelsen. Fra kapittel 10.2 er de typiske bergartene for dette område grønnstein, grønnskifer, fyllit og glimmerskifer. Bergartene Trondhemitt, dioritt og kalkstein er utbredt i mindre grad. Verdiene i tabell 6 er hentet fra kilder nevnt over. Verdier fra tunnelprosjektene Brattlitunnelen og Soknedalstunnelen er hentet fra disse rapportene:

- Brattlitunnelen: Reinertsen, A.R. (1987), E6 Støren Tunnel ved Haga bru ingeniørgeologisk vurdering. Statens vegvesen.
- Soknedalstunnelen: Sweco (2017), Soknedalstunnelen - Ingeiørgeologisk rapport til byggeplan. Statens Vegvesen Region Midt.

Brattlitunnelen ligger innenfor område 1, mens Soknedalstunnelen ligger innenfor område 2.

For Soknedalstunnelen ble det ifølge Sweco utført test av DRI, BWI og SPR på to prøver hentet i felt. Prøvene er hentet fra eksisterende bergskjæringer og kan derfor ifølge Sweco være påvirket av forvitring og tidligere sprengningsarbeid. Prøvene er blitt tolket som glimmerskifer.

Tabell 6: Indekser for gruppe 1 del 1/2

		Grønnstein	Grønnskifer	Fyllit	Glimmerskifer
DRI	Katalog over DRI	26-78	40-68	45-63	44-66
	Bruland	38	52	51	59
	Soknedalstunnelen	-	-	-	69/79
	Brattlitunnelen	-	50	-	-
BWI	Katalog over BWI	11-55	12-53	19-73	22-42
	Bruland	25	26	28	26
	Soknedalstunnelen	-	-	-	13/18
CLI	Bruland	25	26	31	16
SPR	Zare	God	Middels	Middels	Middels
	Soknedalstunnelen	-	-	-	Middels
	Brattlitunnelen	-	Middels-dårlig	-	

Tabell 7: Indekser for gruppe 1 del 2/2

		Trondhemitt	Dioritt	Kalkstein
DRI	Katalog over DRI	55-60	40-44	-
	Bruland (2000)	59	40	60
	Soknedalstunnelen	-	-	-
	Brattlitunnelen	-	-	-
BWI	Katalog over BWI	29-31	29-54	-
	Bruland (2000)	31	45	13
	Soknedalstunnelen	-	-	-
CLI	Bruland (2000)	-	12,3	78
SPR	Zare	Middels-god	Middels-god	Middels-god

I kostnadsberegningen brukes disse verdiene for gruppe 1 basert på tabell 6 og 7:

- **DRI: 50.** Sprikende verdier, valgte verdi ligger rundt snittet.
- **BWI: 25.** Sprik blant verdiene, dioritt har en høy verdi.
- **CLI: 25.** Kalkstein har en høy CLI, men blir ikke representativ for gruppe 1.
- **SPR: Medium.**

10.3.2 Gruppe 2

Bergartene innenfor gruppe 2 er som nevnt i kapittel 10.2 i stor grad sedimentære fra Sparagmitt-gruppen. Sandstein og fyllitt er mest utbredt. Sandsteinene er i noen områder definert som kvartsitt på grunn av høyt kvartsinnhold. Fyllit er utbredt i denne gruppen sammen med kalkstein. Som gruppe 1 brukes katalog for borbarhetsindeks, Bruland (2000, vol. 10) og ingeniørgeologiske rapporter fra området nevnt under:

- Hundorptunnelen: Multiconsult (2012), Hundorptunnelen - ingeniørgeologisk rapport, Statens Vegvesen Region Øst.

Hundorptunnelen ligger innenfor område 6. I rapporten er ikke navn på bergart nevnt, men prøven er tatt i et område med veksling av sandstein og leirskifer.

Tabell 8: Indekser for gruppe 2

		Kvartsitt	Sandstein	Fyllitt	Kalkstein
DRI	Katalog over DRI	17-40	29-36	34-80	55-65
	Bruland	30	44	51	60
	Multiconsult	43/53			
BWI	Bruland	73	39	28	13
	Multiconsult	21/31			
CLI	Bruland	4,9	22	31	78
SPR	Zare	God	Middel-dårlig	Middels	Middels -god

I kostnadsberegningen for gruppe 2 brukes følgende verdier:

- DRI: **37**.
- BWI: **56**. Varierer for ulik bergart, valgte verdi ligger mellom kvartsitt og sandstein.
- CLI: **17**. Verdi ligger mellom sandstein og kvartsitt. Kalkstein har en høyere CLI.
- SPR: **Middels**.

10.3.3 Gruppe 3

Gruppe 3 inneholder bergarter fra grunnfjells-områdene øst for Mjøsa. Gneis og gabbro er mest utbredt sammen med mindre forekomster av syenitt. Verdiene i tabell 9 baseres på NTNU-Anleggsdrift (1998b), Bruland (2000) og Zare (2007a).

Tabell 9: Indekser for gruppe 3

		Gneis	Syenitt	Gabbro
DRI	Katalog over DRI	41-66	-	35
	Bruland	45	60	39
BWI	Katalog over BWI	25-40	-	49
	Bruland	41	23	38
CLI	Bruland	4,9	9,9	31
SPR	Zare	Medium-god	-	God

I kostnadsberegningen for gruppe 3 brukes følgende parametere:

- DRI: **45**.
- BWI: **41**.
- CLI: **1,9**.
- SPR: **God**.

11 Forslag til tunneltverrsnitt for hyperloop

Oppbyggingen av et hyperloop system består av et tett stålrør under lavt trykk der hyperloop-kapselen beveger seg ved bruk av magnetisme. Som nevnt i kapittel 2.1 kan røret ha en diameter på 4 m. I en tunnel vil den sirkulære formen til røret kreve andre tunneltverrsnitt enn vei- og jernbanetunneler. Dette kapitlet skal gi forslag på hvordan et tunneltverrsnitt kan konstrueres for en hyperloop-trase.

Det optimale tunnel-tverrsnitt for hyperloop vil være det som har en form som har lite unyttig areal. Ifølge Zare (2007b) vil kostnad per meter tunnel øke med økende tverrsnitt-areal. Dette er fordi det gir en økning av antall borehull, mengde sprengstoff og mengde sprengt masse som må lastes ut. Det vil derfor være gunstig økonomisk med et mindre tunneltverrsnitt enn et stort et.

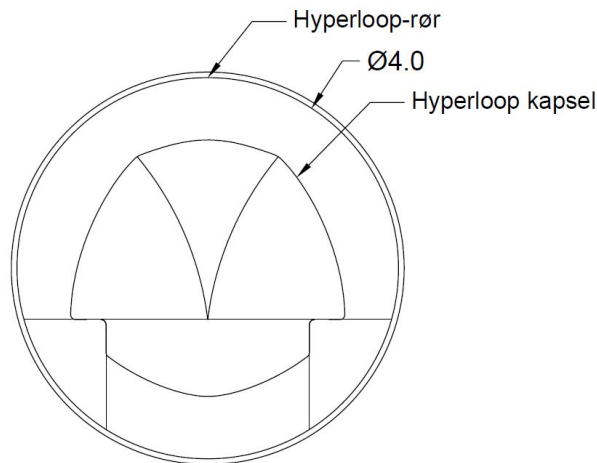
Krav til sikkerhet setter føring for hvordan jernbane/vei tunneltversnitt konstrueres. I tillegg til krav til areal for jernbane og vei kreves det areal for evakuering i tunnelen. Fra tunnelen må det være evakueringsmulighet til andre tunnellop eller fri luft. Det kan enten være et tverrslag, som er en tunnel ut i dagen fra hovedtunnelen, eller tverrforbindelser mellom to tunnellop. Ifølge Bane Nor (2019) har disse variatene for tunneltverrsnitt fra sin *Prosjektveileder* for tunneler lenger enn 1000 m:

- *Ett stort dobbeltsporet løp med rømningsveier til det fri eller annet sikkert sted for minimum hver 1000 m.*
- *Ett stort dobbeltsporet løp med parallell service-/rømningstunnel med tverrforbindelse for rømning for minimum hver 1000 m.*
- *To separate enkeltsporede løp med tverrforbindelse mellom disse for hver 500 m.*
- *To separate enkeltsporede løp med servicetunnel forbundet med rømningsveier mellom tunnelene.*

Hyperloop har foreløpig ingen kriterier for sikkerhet i tunnel da teknologien er fersk. Jeg velger

derfor å bruke Bane Nor sine retningslinjer som grunnlag for noen av tverrsnittene. I tunneltverrsnittene drevet med TBM har jeg valgt å visualisere med betongsegmenter som sikring. Ved bruk av åpen TBM langs traseen vil konvensjonell sikring (se kapittel 3.2.3).

Figur 31 viser tverrsnittet av et hyperloop rør med en diameter på 4 m, der kapselen er basert på Hyperloop One's XP-1. Dette brukes i alle tverrsnittene som presenteres. Det brukes minimum to løp, da de det gir mulighet til å kjøre i begge retninger samtidig. Et hyperloop-system med et rør ses som lite effektivt. Flere hyperloop-rør langs samme trase kan gi mulighet for både passasjer og god-transport. Det ses derfor også på løsninger for flere rør enn to i dette kapittelet.



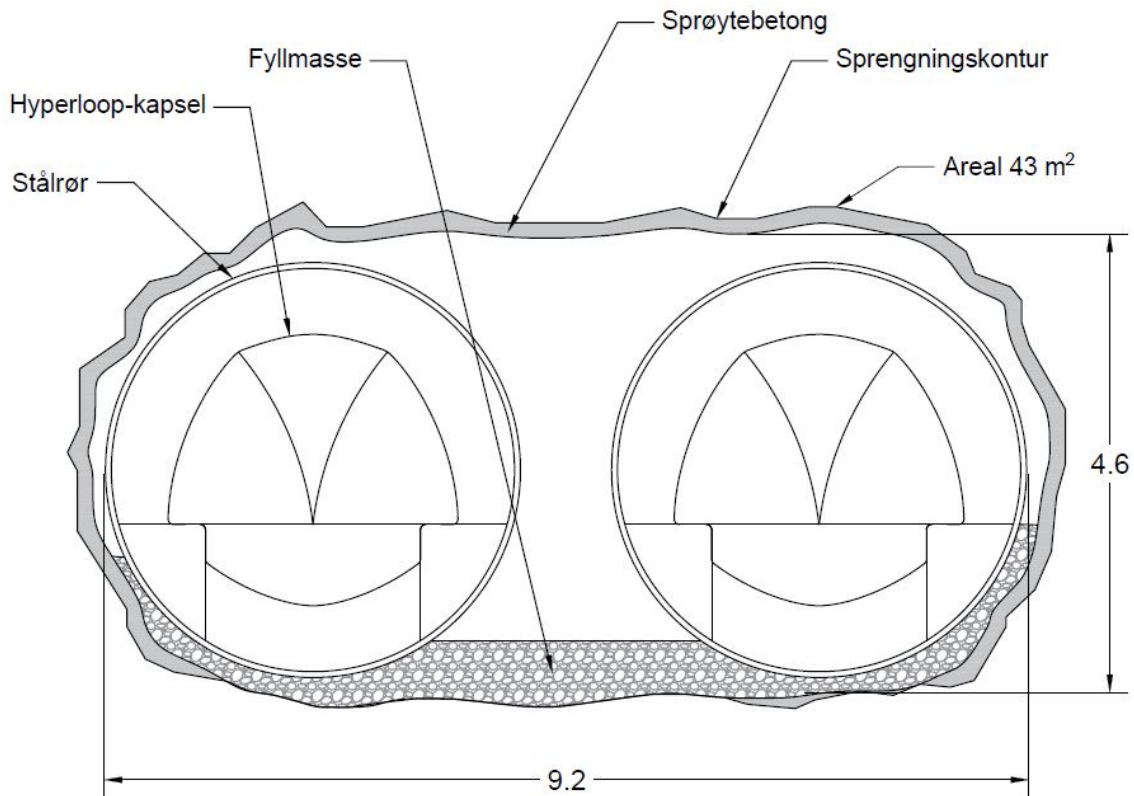
Figur 31: Tverrsnittet av en hyperloop-kapsel i stålrør.

11.1 Tverrsnitt ved konvensjonell drift

11.1.1 Tunneler kortere enn 1000 m

Dette tverrsnittet er beregnet på konvensjonelt drevet tunnel under 1000 m. Begge hyperloop-rørene er installert i samme tunnellop. Rørene er lagt på fyllmasser som dekker gulvet på tunnelen. Evakuering fra en slik tunnel må skje via hyperloop-røret. I figur 32 vises sprøytebetong som sikringsmetode. Sikringsbolter vil også være installert, men er ikke vist i figuren. Tunnel-tverrsnittet har et areal på 43 m², med en bredde og høyde på henholdsvis 9,2 m

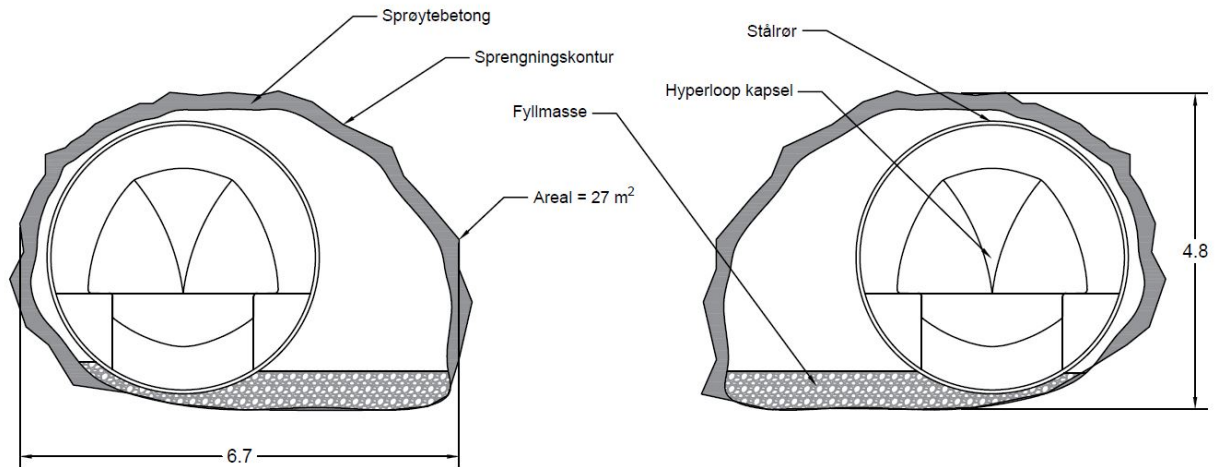
og 4,6 m.



Figur 32: Tunnelversnitt med to-løps hyperloop for tunneler under 1000 m (enheter er i meter).

11.1.2 Tunneler lengre enn 1000 m

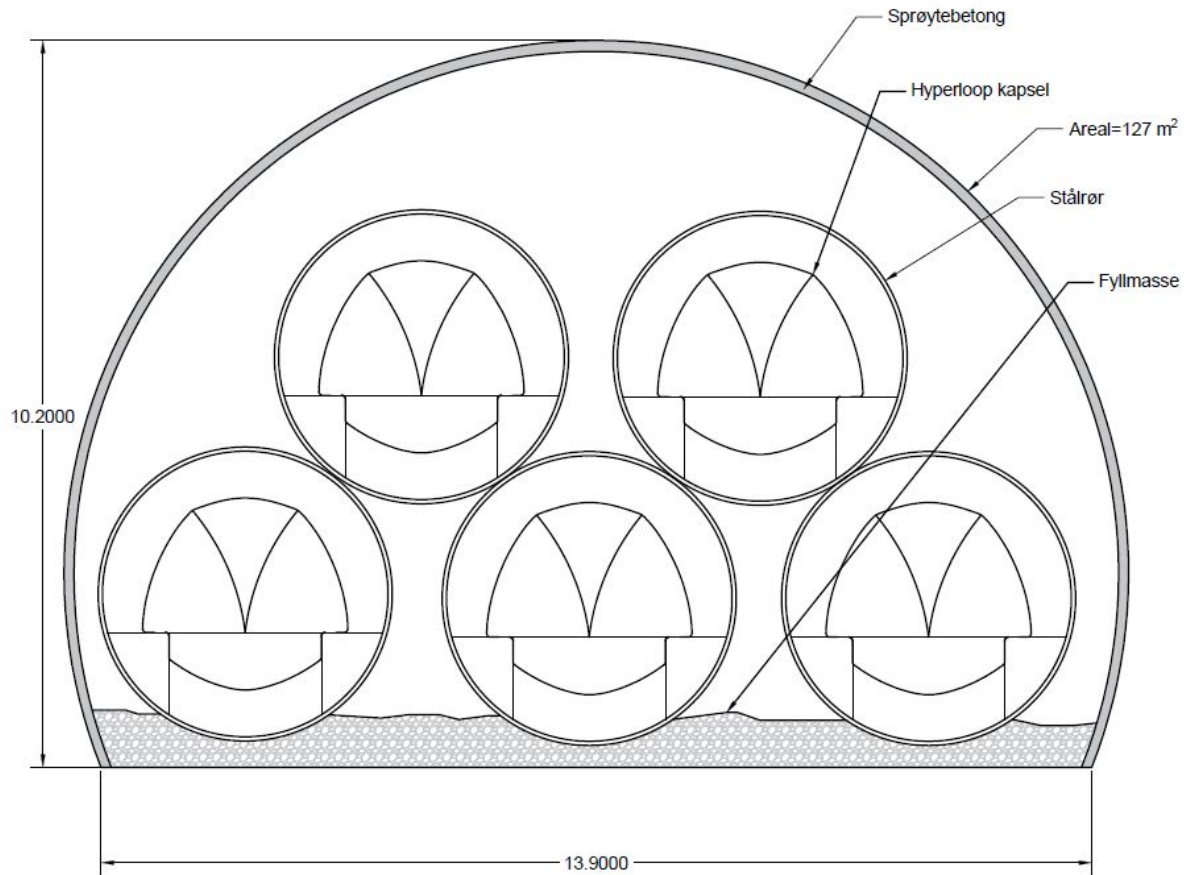
Tverrsnittet i figur 33 er beregnet på konvensjonelt drevet tunnel over 1000 m. To tunnellop med hvert sitt hyperloop-rør vil ha tverrforbindelser hver 500 m etter Bane Nor sine retningslinjer. I hvert tunnellop er det avsatt areal for evakuering. Det må være evakueringsmuligheter fra hyperloop-røret ut i tunnelen. For å følge Bane Nor's retningslinjer er det tverrforbindelser mellom løpene hver 500 m. Som ved forrige tunneltverrsnitt er hyperloop-røret lagt på fyllmasser. Arealet for dette tverrsnittet er på 27 m^2 per tunnellop. Høyden og bredden på hvert løp er 4,8 m og 6,7 m.



Figur 33: Tunneltverrsnitt for hyperloop med to tunneløp (enheter er i meter).

11.1.3 Tverrsnitt med flere hyperloop-rør

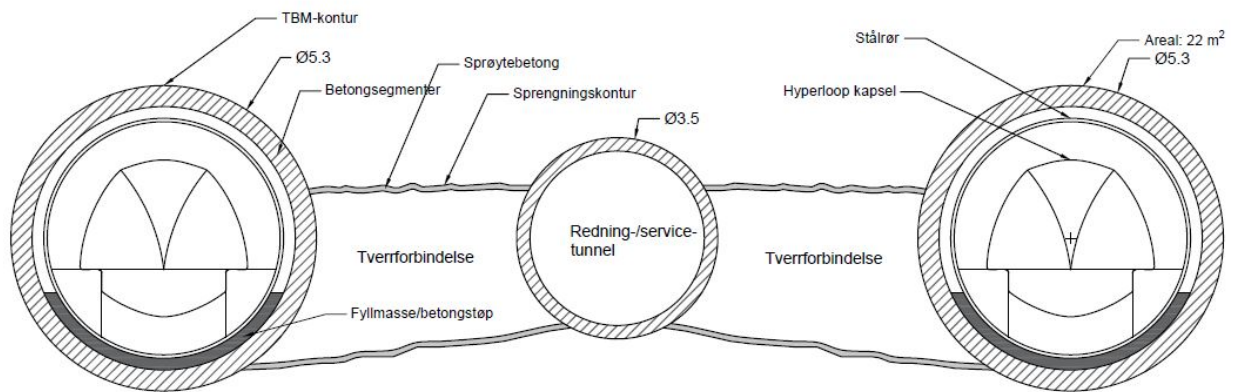
Tverrsnitt i figur 34 er basert tunneltverrsnittet som Bane Nor bruker i dobbeltspors-tunnelen planlagt for Ringeriksbanen (Bane Nor, 2017). I dette tverrsnittet kan det plasseres 5 hyperloop-rør. Rørene må stables oppå hverandre. For å feste og stabilisere disse kan rørene festes til hverandre. Det er ikke laget plass for evakuering utenfor hyperloop-rørene. Evakuering må derfor forkomme i hyperloop-røret. Tverrsnittet har et areal på 127 m^2 og en bredde og høyde på 13,9 m og 10,2 m.



Figur 34: Tunneltverrsnitt med flere hyperloop-rør innenfor samme tunnellop (enheter er i meter).

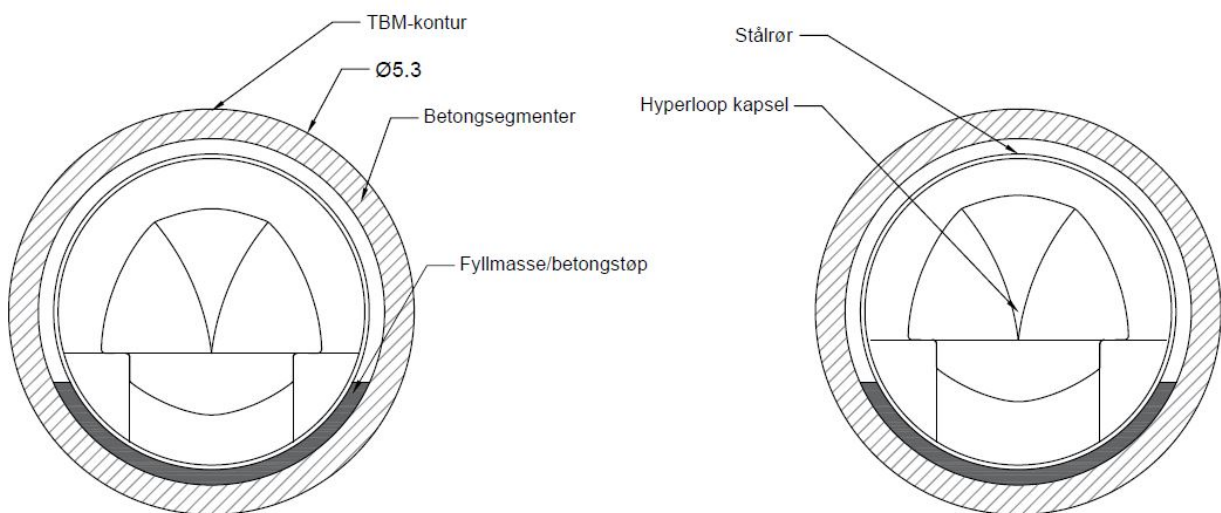
11.2 Tverrsnitt ved TBM-drift

Tverrsnittet i figur 35 viser et tverrsnitt for tunneler drevet med TBM. Tverrsnittet består av 3 TBM-tunneler der to er for hyperloop rørene og den minste er en service/redningstunnel. For å montere hyperloop-røret i tunnelen kan fyllmasse eller et betongstøp langs bunnen av tunnelen gi en stabil plattform. Tverrsnittet er inspirert av *The Channel tunnel* mellom England og Frankrike (Pompée, 2012). De to største tunnelene har en diameter på 5,4 m, mens rednings/service-tunnelen har en diameter på 3,5 m. Mellom tunnelen vil det være tverrforbindelser hver 500 m etter Bane Nor sine retningslinjer.



Figur 35: Tunnelverrsnitt for hyperloop drevet med TBM med rednings og service tunnel mellom 2 tunnellop.

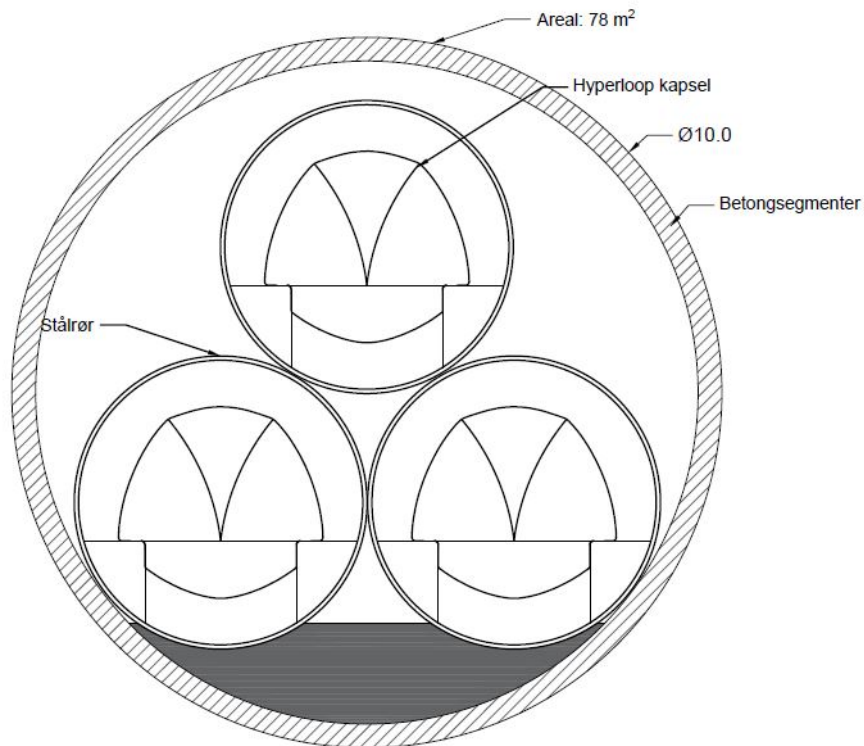
Tverrsnittet i figur 36 viser en variant av tverrsnittet i figur 35 der service-tunnelen er fjernet. Evakuering i denne varianten vil da være via hyperloop-røret. Som ved figur 35 brukes fyllmasse/betongstøp langs bunnen av tunnelen. En nødutgang mellom hyperloop-rørene kan fungere som en evakueringsvei. Det må da være tverrforbindelser mellom tunnelene løpene hver 500 m. De to tunnellopene har en diameter på 5,3 m.



Figur 36: Tunnelverrsnitt hyperloop drevet med TBM

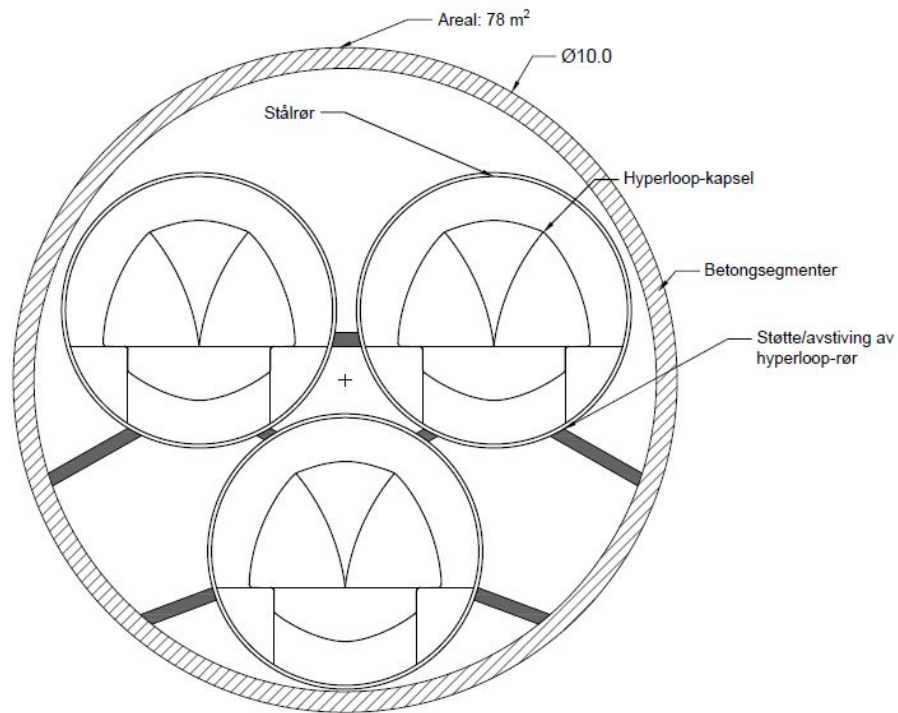
11.2.1 Tverrsnitt med flere hyperloop-rør

Tverrsnittet i figur 37 viser variant der tre hyperloop-rør er stablet i samme tverrsnitt. For å få plass til 3 rør må TBM-diameteren være 10 m. I denne figuren er diameteren 10 m. I bunn støpes sålen eller fylles med fyllmasse for stabilisering av hyperloop-rørene. Rørene må festes til hverandre for å være stabil. Som ved figur 34 er det ikke laget plass for evakuering utenfor hyperloop-røret.



Figur 37: Tunneltverrsnitt drevet med TBM med plass til 3 hyperloop-rør

Tverrsnittet i figur 38 er en variant av figur 37 men et rør i bunn og to stablet over. For å holde dette stabilt må et rørene støttes opp mot tunnelveggen. Rørene bør festes til hverandre for å sikre en stabil konstruksjon. Diameteren på tverrsnittet er 10 m.



Figur 38: Tverrsnittet er en variant av figur 37 med et rør i bunn og to stablet over.

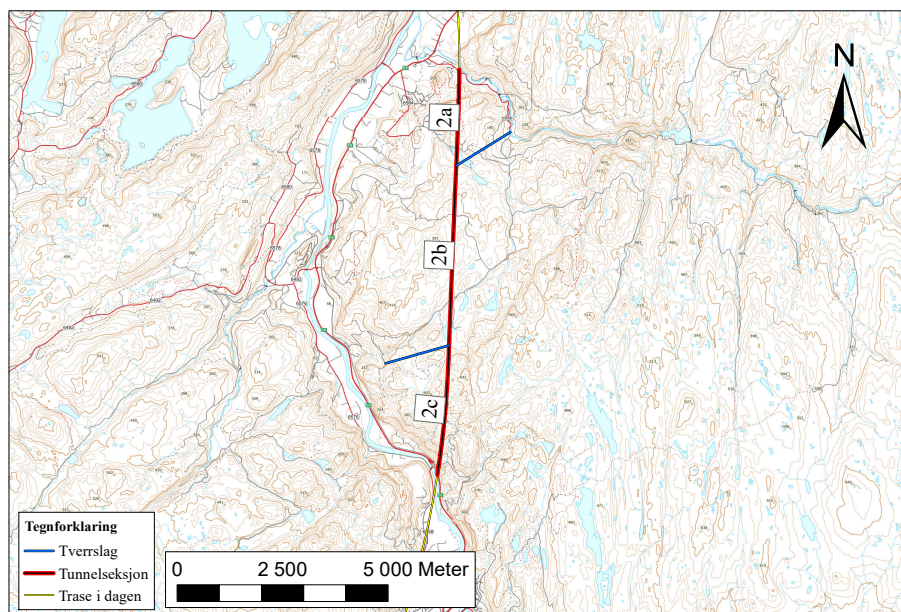
12 Utregning av kostnader

I denne oppgaven vil benyttes prognosemodeller utarbeidet av NTNU for å beregne kostnader for driving og sikring av tunneler langs den foreslåtte hyperloop-traseen. Prognosemodellene som brukes er Tunsim for konvensjonell drift og Fullprof for TBM drift. Formålet med kostnadsberegningen er å gi en indikasjon på kostnadsnivået for et hyperloop-prosjekt i Norge.

12.1 Tverrslag

Ved å drive tverrslag kan tunnelen deles i seksjoner og drives fra flere stuffer samtidig. Dette gir en bedre fremdrift og kortere byggetid. Tverrslag er tilkomsttunneler fra en del av tunnelen ut i dagen. Mange av tunnelene langs traseen er lange og det er derfor hensiktsmessig å drive tverrslag der det er mulighet. Kriteriene i denne oppgaven er at tverrslaget drives fra eksisterende vei slik at det ikke må anlegges ny vei. Tverrslagene bør ikke være for lange. Nedenfor er et forslag på hvilke tunneler tverrslag kan anlegges. De tunnelene som ikke er med har en lengde eller en topografi og infrastruktur slik at tverrslag ikke er hensiktsmessig.

Figur 39 viser hvordan to tverrslag deler tunnel 2 i tre slik at den kan drives fra 6 stuffer. Kart over resten av tunnelene med tverrslag i vedlegg B1-B7. Alle tunneler med tverrslag er presentert i tabell 10. Av de 27 tunnelene er det 8 som har tverrslag. Totalt er foreslått 19 tverrslag med en samlet lengde på 18339 meter.



Figur 39: Tunnel 2 har to tverrslag på 1568 m og 1511 m som deler tunnelen i tre deler på 2277 m, 4257 m og 3077 m.

KAPITTEL 12. UTREGNING AV KOSTNADER

Tabell 10: Oversikt over tunneler med tverrslag. De er foreslått totalt 20 tverrslag for 8 tunneler. Lengden på hele tunnelen er i kursiv.

Tunnel	Tunnellengde	Antall Tverrslag	Lengde Tverrslag
2	<i>9611</i>		
2a	2277	2	1568
2b	4257		1511
2c	3077		
8	<i>7266</i>		
8a	1303	2	540
8b	2411		1614
8c	3552		
12	<i>19430</i>		
12a	3741	1	612
12b	15689		
18	<i>35023</i>		
18a	5831	4	1452
18b	6518		881
18c	5070		1599
18d	12804		2013
18e	4799		
19	<i>14939</i>		
19a	12184	1	1229
19b	2755		
20	<i>16154</i>		
20a	2121	4	369
20b	2473		88
20c	2612		600
20d	5463		783
20e	3485		
21	<i>7044</i>		
21a	2106	1	972
21b	4938		
22	<i>21935</i>		
22a	7768	3	508
22b	5321		1559
22c	4545		444
22d	4300		
Total		19	18339

12.2 Valg av drivemetode for tunnel

For å beregne kostnadene for hver tunnel må drivemetode bestemmes. I denne oppgaven deles tunnelen innenfor hver drivemetode i grupper basert på lengde. Prinsippet bak dette er at lengre tunneler har ofte en høyere kostnad enn korte tunneler. Som nevnt i kapittel 12.1 deles tunnelene i kortere seksjoner med å anlegge tverrslag. For å forenkle valget av drivemetode er kun lengde på tunnel vurdert. Tunneler under 7 km drives konvensjonelt, mens lengre drives med TBM. Figur 11 og 12 viser drivemetode for de ulike tunnelene og tunnelseksjonene. Konvensjonell drift er forkortet til DB, mens drift med TBM er TBM.

Tabell 11: Drivemetode og lengde for hver tunnel. Del 1/2

Tunnel	Tunnellengde	DB<1000m	DB1000-3000m	DB3000-7000m	TBM-kort	TBM-lang
1	385	x				
2	9611					
2a	2277		x			
2b	4257			x		
2c	3077		x			
3	2387		x			
4	3045		x			
5	2540		x			
6	2177		x			
7	2738		x			
8	7266					
8a	1303		x			
8b	2411		x			
8c	3552			x		
9	2968		x			
10	2490		x			
11	6215			x		
12	19430					
12a	3741			x		
12b	15689					x
13	1207		x			
14	10160				x	
15	3102			x		
16	10900				x	
17	29716					x

Tabell 12: Drivemetode og lengde for hver tunnel. Del 2/2

Tunnel	Tunnellengde	DB<1000m	DB1000-3000m	DB3000-7000m	TBM-kort	TBM-lang
18	35023					
18a	5831			x		
18b	6518			x		
18c	5070			x		
18d	12804				x	
18e	4799			x		
19	14939					
19a	12184				x	
19b	2755		x			
20	16154					
20a	2121		x			
20b	2473		x			
20c	2612		x			
20d	5463			x		
20e	3485			x		
21	7044					
21a	2106		x			
21b	4938			x		
22	21935					
22a	7768				x	
22b	5321			x		
22c	4545			x		
22d	4300			x		
23	1798		x			
24	1791		x			
25	1620		x			
26	3176			x		
27	2930		x			
Sum	229789					

12.3 Kostnad for driving av tunnel

For å beregne drivekostnadene brukes prognosemodellene Tunsim og Fullprof som er beskrevet i kapittel 5. Programmene gir en kostnad per meter drevet tunnel.

Tunneltverrsnittene presentert i kapittel 11 brukes i prognosemodellene. For tunneler kortere 1000

m brukes tverrsnittet i figur 32. For konvensjonelt drevet tunnel lengre enn 1000 m brukes tverrsnittet i figur 33. For tunneler drevet med TBM brukes tverrsnittene i figur 36 og 35. Begge består av to parallelle løp med diameter på 5,3 m, der den siste har en ekstra service/redningstunnel med en diameter på 3,5 m.

DRI og SPR hentes fra kapittel 10.3 for hver gruppe av områder definert i 10.2.

Prognosemodellen gir en kostnad basert på et tidligere prisnivå og må derfor justeres etter indeks. Tunsim er basert på prisnivået per juni 2005, mens Fullprof er basert på prisnivået per 1999. For å estimere pris etter dagens prisnivå brukes NTNU:

KOSTNADSINDEKS ANLEGGSMASKINER 2018

Indeksen går til januar 2018, prisene blir derfor estimert til dette. Ifølge Zare (2007b) bør indeksten reduseres til 2/3 hvis den gjelder en over periode på 5-10 år på grunn av effektivisering i bransjen. Med dette grunnlaget settes indeksten slik at prisene møter nivået per januar 2018 (Anleggsdrift NTNU, 2018). Dette gir en estimert indeks på 1,34 for Tunsim. For Fullprof gir dette en indeks på 1,50.

For alle tunnelene legges det et påslag på 10% for uforutsette kostnader (Zare, 2007a; Bruland, 2000, vol. 4)

12.3.1 Kostnad konvensjonell drift

For å beregne kostnad per meter brukes Tunsim for konvensjonell drift. I Tunsim brukes som nevnt i kapittel 5.1 DRI og SPR fra bergmassen hentet fra kapittel 5.3. Tabell 13 gir parameterne som brukes i Tunsim for hver gruppe. Maskin-parameterne beholdes som standard. Riggkostnader er som nevnt i kapittel 5.1 ikke med i beregningene fra Tunsim. Det velges et påslag på 20% av drivekostnadene for riggekostnader.

For å forenkle kostnadsberegningene for konvensjonell drift blir det regnet ut en pris per meter i tre ulike lengder for hver gruppe av områder. Lengden er på tunnelseksjonene og er delt i <1000 m,

1000 m - 3000 m og 3000 m - 7000 m. Tunnelseksjonene er plassert i gruppene for ulike lengde i tabellene 11 og 12.

Tabell 14, 15 og 16 gir drivekostnad per meter tunnel for tunnelene drevet konvensjonelt i de ulike hver gruppene. Tunneler over 1000 m har som nevnt to løp. Kostnader til sikring dekkes i neste delkapittel.

Tabell 13: Grunnlags parametere for Tunsim fra kapittel 5.3

	DRI	SPR
Gruppe 1	50	Middels
Gruppe 2	37	Middels
Gruppe 3	45	God

Tabell 14: Drivekostnader per meter tunnel konvensjonelt drevet i gruppe 1.

Tunnellengde (m)	Areal (m²)	Antall løp	NOK/m per tunnellop	NOK/m driving indeksjustert
<1000	43	1	kr 8 825	kr 11 826
1000-3000	27	2	kr 7 881	kr 21 121
3000-7000	27	2	kr 8 623	kr 23 110
Tverrslag	27	1	kr 7 881	kr 10 561

Tabell 15: Drivekostnader per meter tunnel konvensjonelt drevet i gruppe 2.

Tunnellengde (m)	Areal (m²)	Antall løp	NOK/m per tunnellop	NOK/m driving indeksjustert
<1000	43	1	kr 9 492	kr 12 719
1000-3000	27	2	kr 8 434	kr 22 603
3000-7000	27	2	kr 9 190	kr 24 629
Tverrslag	27	1	kr 8 434	kr 11 302

Tabell 16: Drivekostnader per meter tunnel konvensjonelt drevet i gruppe 3.

Tunnellengde (m)	Areal (m²)	Antall løp	NOK/m per tunnellop	NOK/m driving indeksjustert
<1000	43	1	kr 8 311	kr 11 137
1000-3000	27	2	kr 7 414	kr 19 870
3000-7000	27	2	kr 8 131	kr 21 791
Tverrslag	27	1	kr 7 414	kr 9 935

Tabell 17 og 18 viser kostnad for driving av tunnelene langs traseen. Totalt er kostnadene for driving av tunnelene kr 3 665 309 458. Dette inkluderer driving, rigging og uforutsette kostnader. Dette gir i snitt en drivekostnad på 28 072 kr/m.

Tabell 17: Drivekostnader for tunneler drevet konvensjonelt. Del 1/2

Tunnel	Tunnellengde (m)	Drivekostnad NOK/m	Kostnad driving
1	385	kr 11 826	kr 4 556 307
2	9611		
2a	2277	kr 21 121	kr 48 085 180
2b	4257	kr 23 110	kr 98 374 529
2c	3077	kr 21 121	kr 65 000 055
3	2387	kr 21 121	kr 50 407 275
4	3045	kr 21 121	kr 64 318 622
5	2540	kr 21 121	kr 53 639 312
6	2177	kr 21 121	kr 45 984 533
7	2738	kr 21 121	kr 57 825 174
8	7266		
8a	1303	kr 21 121	kr 27 514 407
8b	2411	kr 21 121	kr 50 927 363
8c	3552	kr 23 110	kr 82 076 979
9	2968	kr 21 121	kr 62 678 802
10	2490	kr 21 121	kr 52 582 317
11	6215	kr 23 110	kr 143 628 482
12	19430		
12a	3741	kr 21 121	kr 79 014 415
13	1207	kr 21 121	kr kr 25 496 415
15	3102	kr 21 121	kr 65 526 927

Tabell 18: Drivekostnader for konvensjonell drevet tunneler. Del 2/2

Tunnel	Tunnellengde (m)	Drivekostnad NOK/m	Kostnad driving
18	35023		
18a	5831	kr 24 629	kr 143 624 830
18b	6518	kr 24 629	kr 160 542 312
18c	5070	kr 24 629	kr 124 866 590
18e	4799	kr 24 629	kr 118 196 905
19	14939		
19b	2755	kr 22 603	kr 62 279 767
20	16154		
20a	2121	kr 22 603	kr 47 932 060
20b	2473	kr 22 603	kr 55 897 527
20c	2612	kr 22 603	kr 59 041 118
20d	5463	kr 24 629	kr 134 539 526
20e	3485	kr 24 629	kr 85 839 807
21	7044		
21a	2106	kr 22 603	kr 47 594 714
21b	4938	kr 24 629	kr 121 624 117
22	21935		
22b	5321	kr 24 629	kr 131 058 391
22c	4545	kr 24 629	kr 111 951 819
22d	4300	kr 24 629	kr 105 915 508
23	1798	kr 19 870	kr 35 726 622
24	1791	kr 19 870	kr 35 577 283
25	1620	kr 19 870	kr 32 192 484
26	3176	kr 21 791	kr 69 217 938
27	2930	kr 19 870	kr 58 212 405
	Riggkostnader	20%	kr 563 893 763
	Uforutsette kostnader	10%	kr 281 946 881
Total	123525		kr 3 665 309 458

12.3.2 Kostnader TBM-drift

Fullprof bruker som nevnt i kapittel 5.2 geologiske parametere, geometri og maskin/arbeids-parameterne for å beregne kostnader. Av de geologiske parameterne brukes DRI og CLI som er presentert i kapittel 5.3, i tillegg brukes kvartsinnholdet i bergmassen. Maskin/arbeids-parametrene blir beholdt standard. Kutterdiameteren brukt er 483 mm som er oftest størrelsen brukt i hardt berg (Bruland, 2000, Vol. 3). Standard steglengde på 1,8 m brukes.

I Fullprof brukes en diameter på 5,3 for tunnellopene og en diameter på 3,5 for rednings-tunnelen. Unntaket er tunnel 17 der det velges en tunneldiameter på 4 m for redningstunnel da programmet Fullprof ikke har kostnader for en diameter på 3,5 m.

Kvartsinnholdet gjelder som nevnt i kapittel 5.2 kvarts og andre harde mineraler som epidot og granat. Dette vil variere både mellom bergarter og innenfor samme bergart. Begge gruppene har bergarter innenfor bergartsklasse 2 (Bruland, 2000, Vol. 5)

I gruppe 1 er bergartene grønnstein og fyllit. Disse har et varierende innhold av de harde mineralene kvarts og epidot. Ifølge Carstens (1965) kan det forekomme linser eller årer av kvarts i grønnstein og fyllit og epidot i grønnstein. For gruppe 1 velges et kvartsinnhold på 50% på grunnlag av grønnsteins innhold av kvarts og epidot (Nilsen og Palmström, 2000, Side. 15).

For gruppe 2 vil kvartsinnholdet være høyere enn gruppe 1 på grunn av den store utbredelsen av kvartsrik sandsteinen. Sandsteinen i området er flere steder definert som kvartsitt der kvartsinnholdet vil være opp mot 100% (Nilsen og Palmström, 2000, Side. 12). Ifølge Sweco (2009) vil sandsteinen ha et kvartsinnhold rundt 50% (Sweco, 2009). For en representativ verdi velges 75%.

Gruppe 3 består korte tunneler der TBM ses som lite hensiktsmessig.

Porøsiteten til bergartene innenfor traseen vil liten, oftest under 1% (Nilsen og Broch, 2016, side. 8). Det velges derfor en porøsitet på 0 for begge gruppene.

Oppsprekkingsgrad har som nevnt i kapittel 5.2 stor innvirkning på slitasje og fremdrift og vil

derfor også påvirke kostnadene betydelig. Uten feltarbeid og kjerneboringer vil det være vanskelig å bestemme sprekkeklasse for tunnelene. Likevel vil det anta en homogen bergmasse uten sprekker gi urealistisk høye kostnader for driving. Det bestemmes derfor et sprekkesett for hver gruppe basert på Bruland (2000) og ingeniørgeologiske rapporter fra tunneler langs traseen.

Oppsprekkingsklasse I-II med romvinkel 80 velges for gruppe 1. Dette er på grunnlag av de ingeniørgeologiske rapportene for Brattlitunnelen og Soknedalstunnelen. Rapportene har beskrevet en steil oppsprekking med sprekkeavstand på 0,1-0,5 m og 0,2-0,5 m. Andre sprekkesett med større sprekkeavstand er også observert.

Oppsprekkingsklasse I med romvinkel 80 velges for gruppe 2. Ingeiørgeologisk rapport for Hundoprtunnelen gir en sprekkeavstand opp til 0,5m, men definerer bergmassen som generelt lite oppsprukket. Sprekkene blir karakterisert som steile. Dette beskriver også oppsprekkingen i ingeniørgeologisk rapport for Øyertunnelen. Etter Bruland (2000, Vol. 5) vil kvartsitt ha en sprekkeklasse rundt I.

Tabell 19 viser kostnad for to parallelle tunneler med diameter på 5,3 m drevet med TBM. Tabell 20 viser kostnaden hvis det også drives en redningstunnel med en diameter på 3,4 m parallelt med de to tunnelene. Estimater viser at tunnelene drevet med TBM vil ha en drivekostnad på enten kr 1 963 495 585 eller kr 2 598 327 915.

Tabell 19: Kostnad for tunneler drevet med TBM, basert på to parallelle tunnellop med en diameter på 5,4 m.

Tunnel	Tunnellengde (m)	Drivekostnad NOK/m	Total kostnad
12b	15689	kr 17 028	kr 267 152 292
14	10160	kr 17 040	kr 173 122 226
16	10900	kr 17 040	kr 185 731 493
17	29716	kr 22 110	kr 657 023 452
18d	12804	kr 20 607	kr 263 854 637
19a	12184	kr 20 559	kr 250 483 288
22a	7768	kr 21 387	kr 166 128 197
Uforutsette kostnader		10%	kr 196 349 559
Total	99220		kr 1 963 495 585

Tabell 20: Kostnad for tunneler drevet med TBM. Basert på to parallelle tunnellop med en diameter på 5,4 m, og i tillegg en parallell redningstunnel med en diameter på 3,4 m.

Tunnel	Tunnellengde (m)	Drivekostnad NOK/m	Redningstunnel	Total kostnad
12b	15689	kr 17 028	kr 5 175	kr 348 342 867
14	10160	kr 17 040	kr 5 135	kr 225 287 489
16	10900	kr 17 040	kr 5 133	kr 241 679 835
17	29716	kr 22 110	kr 8 364	kr 905 569 094
18d	12804	kr 20 607	kr 6 026	kr 341 005 902
19a	12184	kr 20 559	kr 6 002	kr 323 603 355
22a	7768	kr 21 387	kr 6 014	kr 212 839 373
Uforutsette kostnader		10%		kr 259 832 791
Total	99220			kr 2 598 327 915

12.4 Kostnad for bergsikring

Kostander knyttet til sikring av tunnelene vil være en viktig del av de totale kostnadene. For å bestemme sikringsomfang bør det utføres ingeniørgeologisk kartlegging. Som vist i kapittel 3.2.2 kan Q-verdi for bergmassen brukes for å bestemme sikringsklasse. Siden tunnelene presentert i denne oppgaven ikke er kartlagt ved feltarbeid er det ikke grunnlag for å bestemme sikring basert på bergmassekvalitet. I stedetfor velges et sikringsomfang for å gi et eksempel på kostnader for bergsikring.

For tunneler drevet konvensjonelt velges det et sikringsomfang på 15 cm fiberarmert sprøytebetong og en bolteavstand på 2 m på vegg og heng. Sikringsomfanget er et eksempel som kan være representativ for tunnelene. Tabell 21 viser antall bolter og mengde sprøytebetong per løpemeter tunnel i de to tunnelverrsnittene. Ifølge Grøv (2019) vil pris per bolt og per m³ sprøytebetong være henholdsvis 650 kr og 3500 kr/m³. Tabell 21 gir kostnad for sikring per løpemeter i de to tunnelverrsnittene.

I tunneler drevet med TBM avhenger sikring som nevnt i kapittel 3.2.3 av type TBM. Ifølge Jakobsen et al. (2015) vil sikringsomfanget kunne reduseres med 40 – 90% med bruk av TBM sammenliknet med konvensjonell drift. I denne oppgaven er det valgt å bruke betongsegmenter som sikring i tunneler drevet med TBM. Ifølge Grøv (2019) vil prisen for betongsegmenter ligge på 20000 kr per løpemeter tunnel i en tunnel med 5 m diameter. I denne oppgaven har tunnelene en diameter på 5,3 m og 3,5 m. En forenklet løsning for å beregne kostnad for betongsegmentene vil være å endre prisen med forholdstallet mellom diameterne. Dette gir en pris på 21200 kr/m for en diameter på 5,3 m og 14000 kr/m for en diameter på 3,5 m.

12.4.1 Kostnad sikring ved konvensjonell drift

Tabell 21 gir kostnad for sikring per løpemeter konvensjonelt drevet tunnel. Tunneler over 1000 m har to løp.

Tabell 21: Pris for sikring per løpemeter tunnel ved konvensjonell drift. Tunneler over 1000 m har to løp.

Tunnellengde	Bolter pr. m.	m ³ sprøytebetong pr. m	Pris per bolt	Pris per m ³ sprøytebetong	Pris sikring per meter tunnel
<1000 m	7	2,25	kr 650	kr 3 500	kr 12 425
>1000 m	5	1,8	kr 650	kr 3 500	kr 19 100

Tabell 22 og 23 viser kostnaden for sikring av de konvensjonelt drevet tunnelene langs traseen.

Totalt vil kostnaden til sikring av disse tunnelene være 2 356 752 237 kr.

Tabell 22: Pris for sikring av tunneler langs traseen del 1/2.

Tunnel	Tunnellengde	Kostnad sikring NOK/m	Kostnad sikring
1	385	kr 12 425	kr 4 787 291
2	9611		
2a	2277	kr 19 100	kr 43 483 900
2b	4257	kr 19 100	kr 81 306 048
2c	3077	kr 19 100	kr 58 780 188
3	2387	kr 19 100	kr 45 583 793
4	3045	kr 19 100	kr 58 163 961
5	2540	kr 19 100	kr 48 506 556
6	2177	kr 19 100	kr 41 584 265
7	2738	kr 19 100	kr 52 291 872
8	7266		
8a	1303	kr 19 100	kr 24 881 548
8b	2411	kr 19 100	kr 46 054 114
8c	3552	kr 19 100	kr 67 836 206
9	2968	kr 19 100	kr 56 681 056
10	2490	kr 19 100	kr 47 550 706
11	6215	kr 19 100	kr 118 708 211
12	19430		
12a	3741	kr 19 100	kr 71 453 511
13	1207	kr 19 100	kr 23 056 658
15	3102	kr 19 100	kr 59 256 643

Tabell 23: Pris for sikring av tunneler langs traseen del 2/2.

Tunnel	Tunnellengde	Kostnad sikring NOK/m	Kostnad sikring
18	35023		
18a	5831	kr 19 100	kr 111 381 379
18b	6518	kr 19 100	kr 124 500 924
18c	5070	kr 19 100	kr 96 834 321
18e	4799	kr 19 100	kr 91 661 966
19	14939		
19b	2755	kr 19 100	kr 52 627 405
20	16154		
20a	2121	kr 19 100	kr 40 503 362
20b	2473	kr 19 100	kr 47 234 310
20c	2612	kr 19 100	kr 49 890 695
20d	5463	kr 19 100	kr 104 335 705
20e	3485	kr 19 100	kr 66 568 963
21	7044		
21a	2106	kr 19 100	kr 40 218 299
21b	4938	kr 19 100	kr 94 319 776
22	21935		
22b	5321	kr 19 100	kr 101 636 077
22c	4545	kr 19 100	kr 86 818 887
22d	4300	kr 19 100	kr 82 137 715
23	1798	kr 19 100	kr 34 342 977
24	1791	kr 19 100	kr 34 199 422
25	1620	kr 19 100	kr 30 945 712
26	3176	kr 19 100	kr 60 669 898
27	2930	kr 19 100	kr 55 957 916
Total	130569		kr 2 356 752 237

12.4.2 Kostnader sikring tunneler drevet med TBM

Tabell 24 og 25 viser kostnaden for bergsikring av tunnelene drevet med TBM. Sikringsomfanget er bruk av betongsegmenter som nevnt tidligere i kapitlet. Kostnadene for sikring er basert på to ulike konsepter. Et tverrsnitt uten redningstunnel og en med redningstunnel. To-løps varianten er uten redningstunnel (tabell 24) og har derfor lavere kostnader per meter enn den med (tabell 25). Totalt vil kostnadene til sikring være 4 206 931 790 kr eller 5 596 013 041 kr avhengig av tunnelkonsept.

Tabell 24: Pris for sikring av tunneler drevet med TBM langs traseen. To-løps variant

Tunnel	Tunnellengde (m)	Kostnad sikring NOK/m	Kostnad sikring
12b	15689	kr 42 400	kr 665 213 600
14	10160	kr 42 400	kr 430 773 614
16	10900	kr 42 400	kr 462 148 785
17	29716	kr 42 400	kr 1 259 963 562
18d	12804	kr 42 400	kr 542 894 969
19a	12184	kr 42 400	kr 516 585 992
22a	7768	kr 42 400	kr 329 351 268
Total	99220		kr 4 206 931 790

Tabell 25: Pris for sikring av tunneler drevet med TBM langs traseen. To-løps og redningstunnel variant

Tunnel	Tunnellengde (m)	Kostnad sikring NOK/m	Kostnad sikring
12b	15689	kr 56 400	kr 884 859 600
14	10160	kr 56 400	kr 573 010 185
16	10900	kr 56 400	kr 614 745 082
17	29716	kr 56 400	kr 1 675 989 267
18d	12804	kr 56 400	kr 722 152 741
19a	12184	kr 56 400	kr 687 156 838
22a	7768	kr 56 400	kr 438 099 328
Total	99220		kr 5 596 013 041

12.4.3 Forinjeksjon

For å minimere vannlekkasjene inn i tunnelene brukes forinjeksjon. Forinjeksjon er en metode der injeksjonsmasse pumpes med høyt trykk inn i bergmassen. Det forventes at forinjeksjon må utføres i tunnelene. Kostnadene for forinjeksjoner varierer avhengig av grunnforholdene. Det er derfor vanskelig å bestemme omfanget av forinjeksjon for denne traseen uten detaljerte undersøkelser. Likevel vil kostnadene for forinjeksjon ofte være betydelige. Ifølge Grøv (2019) vil en pris på 5000 kr per løpemeter tunnel for forinjeksjon gi en indikasjon på kostnadene for forinjeksjon for dette prosjektet. Med 229 789 m tunnel langs traseen gir dette en kostnad på kr 1 148 943 944.

Tverrslag er tunneler fra dagen og inn til tunnelene. Disse gir mulighet til å drive lange tunneler fra flere stuffer. Det er lagt opp til 18339 m med tverrslag langs traseen. Drivekostnaden for tunneler mellom 1000-3000 m brukes og hentes fra tabell 14 og 15, for tverrslag er drivekostnaden for 1000-3000 m tunneler med bare et løp brukt. Sikringskostnader beregnes ut ifra sikringsomfang med 5 bolter og 1,8 m³ sprøytebetong per meter. Tabell 26 viser kostnadene for tverrslag i de ulike gruppene. Totalt vil tverrslag koste kr 491 492 722.

Tabell 26: Kostnad for tverrslag langs traseen

Gruppe	Lengde tverrslag	Drivekostnad NOK/m	Sikring NOK/m	Total kostnad
1	5845	kr 10 561	kr 9 550	kr 117 542 014
2	12494	kr 11 302	kr 9 550	kr 260 529 310
Sum	18339	kr 202 931 275	kr 175 140 050	
	Riggkostnader			kr 40 586 255
	Uforutsette kostnader			kr 20 293 127
Total				kr 438 950 707

12.5 Tverrforbindelser

Tverrforbindelser er forbindelser mellom tunnellopene. Fra kapittel 11 skal det ifølge Bane Nor (2019) være tverrforbindelser hver 500 m i tunneler over 1000 m. Langs traseen gir dette totalt 432 tverrforbindelser. I denne oppgaven settes lengden på tverrforbindelser til 15 m. For å beregne drivekostnadene til tverrforbindelsene brukes drivekostnader for tunneler mellom 1000-3000 m med et tunnellop fra tabell 14, 15 og 16. Dette gir en drivekostnad per meter på kr 13 729 for gruppe 1, kr 14 692 for gruppe 2 og kr 12 915 for gruppe 3 inkludert riggekostnader og uforutsette kostnader. For sikringskostnader brukes priser fra tabell 21, der sikringsomfanget er 5 bolter og 1,8 m³ sprøytebetong per meter. Dette gir en kostnad per meter med sikring på kr 9 550. Tabell 27 viser kostnaden per tverrforbindelse i hver av gruppene. Totalt vil tverrforbindelser koste kr 154 251 015 for hele traseen.

Tabell 27: Kostnad for tverrforbindelser langs traseen.

Gruppe	Antall	NOK/tverrforbindelse	Kostnad tverrforbindelser
1	165	kr 349 181	kr 57 614 787
2	250	kr 363 630	kr 90 907 605
3	17	kr 336 978	kr 5 728 623
Total	432		kr 154 251 015

12.6 Samlet tunnelkostnad

Samlet vil tunnelene ha en kostnad på kr 15 069 437 165. Dette inkluderer driving og sikring av tunneler, tverrslag og tverrforbindelser, samt rigggkostnader og uforutsette kostnader. For tunneler drevet med TBM er det valgt tverrsnittet med service/rednings-tunnel. Tabell 28 viser utregningen.

Tabell 28: De totale tunnelkostnadene for traseen.

	Kostnad
Tunneler drevet konvensjonelt	kr 3 665 309 458
-Sikring	kr 2 356 752 237
Tunneler drevet med TBM	kr 2 858 160 706
-Sikring	kr 5 596 013 041
Tverrslag	kr 438 950 707
Tverrforbindelser	kr 154 251 015
Forinjeksjon	kr 1 148 943 944
Total	kr 15 069 437 165

12.7 Geotekniske kostnadsvurderinger

Hyperloop traseen vil fundamenteres på løsmasser der setninger og ustabilitet kan øke kostnadene. Av den 414 043 m lange traseen er hyperloop-traseen 184 254 m i dagen. Det er derfor en viktig del av kostnadene. Som nevnt i kapittel 10.2 vil traseen bygges på ømfintlige løsmasser. Leire-avsetninger under marin grense blir sett på som de ømfintlige løsmassene. I disse områdene vil setninger og fare for kvikkleire-skred kreve ekstra stabilisering i form av peler for å stabilisere grunnen.

Pålene til hyperloop må bygge på et fundament. Dette fundamentet vil oftest bygges i løsmasser langs traseen. Fra kapittel 3.3 må det installeres peler for å hindre setninger i fundamentet. Kostnader knyttet til stabilisering av grunnen vil variere avhengig av de lokale grunnforholdene. I områdene med leire vil omfanget av stabiliserende tiltak være størst og derfor kostnadsdrivende.

Disse områdene er under marin grense, det vil derfor være økte kostnader til områdestabilisering under marin grense.

Totalt vil 55 894 m av traseen være under marin grense. Ved Trondheim vil 37 669 m av traseen være under marin grense, mens ved Gardermoen vil 18 226 m av traseen under marin grense.

Som nevnt vil de ømfintlige løsmassene øke kostnadene for traseen. Siden kostnadene avhenger av lokale grunnforhold vil det være vanskelig å estimere en pris på tiltakene i områdene med ømfintlige løsmasser. Likevel kan det ikke droppes i de totale kostnadene da det kan ha en stor innvirkning på kostnadene. I mangel på bedre alternativer velges det å doble kostnaden for hyperloop-traseen langs de 55 894 m med ømfintlige løsmasser.

12.8 Hyperloop konstruksjonens kostnader

Siden det per 2019 ikke bygget noen hyperloop-trase i verden vil kostnadsestimater kun være basert på utredninger. Som nevnt i 2.1 er det gjennomført noen studier på kostnadene for en hyperloop trase. Musk estimerte en kostnad på 13,3 millioner USD per km i 2013. Mens Transpod estimerte en kostnad på 29 millioner USD per km i 2017. Transpods estimat tar for seg en rør diameter på 4 m. En hyperloop trase mellom Abu Dhabi og Dubai er estimert til en kostnad mellom 20 og 40 millioner USD per km.

Siden Transpods estimat er fra 2017 og denne traseen har brukt rør som har en diameter på 4 m brukes Transpods estimat på 29 millioner USD per km. Dette gir en kostnad på 246 454 NOK per meter (valutakurs per april 2019).

12.9 Sum av alle kostnader

Ved å samle alle kostnadsestimatene i dette kapittelet gir det en total kostnad på 130 milliarder NOK for en hyperloop mellom Trondheim og Gardermoen. Det er viktig å understreke at dette er et grovt estimat med stor usikkerhet. Tabell 29 gir de ulike kostnadene.

Tabell 29: Samlede kostnader for hyperloop mellom Trondheim og Gardermoen

	Distanse (m)	NOK/m	Kostnad
Hyperloop	414 043	kr 246 454	kr 102 042 553 522
Geoteknikk	55 894	kr 246 454	kr 13 775 212 898
Tunneler	229 789	kr 65 535	kr 15 069 437 165
Sum			kr 130 887 203 585

13 Diskusjon

I dette kapittelet diskuteres trase, tunnelverrsnitt og kostnadsestimat. Formålet med oppgaven er å utrede en hyperloop-trase mellom Trondheim og Gardermoen. Diskusjonen vil omhandle trase, tunnelverrsnitt og hvordan de geologiske funnene påvirker driving, stabilitet og kostnader av tunnelene og pålene. Diskusjonen ser i tillegg på sikkerhet og er forslag på hvordan hyperloop bedre kan installeres i tunnel.

13.1 Trase

Det største problemet med å bygge en hyperloop-trase i Norge er landets topografi. Hyperloop har en hastighet som krever en stor svingradius og en stiv trase. De smalene dalene gjør at store deler av traseen må bygges i tunnel. Bratte og høye fjell må forseres med lange tunneler. Traseen i denne oppgaven har derfor mange tunneler.

Traseen er foreslått bygd via Gudbrandsdalen. Selv om oppgaven ikke vurderer trasealternativer finnes det andre alternativer. I utredningene om høyhastighetsjernbane blir det på strekningen Oslo til Trondheim vurdert å legge jernbanen enten i Gudbrandsdalen eller Østerdalen, se kapittel6. Østerdalen er et parallelt dalsystem øst for Gudbrandsdalen. I utredningen kommer det fram at en jernbane via Østerdalen vil ha 40% av traseen i tunnel sammenliknet med 60% for Gudbrandsdalen. Kostnadsestimater viser at en jernbane via Gudbrandsdalen vil bli dyrere enn

Østerdalen på grunn av antall tunneler. Det kan derfor forventes at en hyperloop-trase via Østerdalen vil ha færre tunneler, men det er ikke grunnlag for å si det kan bli billigere. Andre forhold i Østerdalen kan være kostnadsdrivende.

Kostnadsoverslaget i denne oppgaven har sett tunneler som en kostnad i tillegg til hyperloop-traseen, det vil si at prisen for hyperloop er lik både i og utenfor tunnelen. Det vil derfor være kostnadsbesparende å redusere antall løpemeter tunnel. En reduksjon av hastigheten kan være et tiltak for å redusere antall tunneler langs traseen. Som tabell 1 viser vil en hastighet på 890 km/h kreve en svingradius på 12,6 km. Sammenliknet med en svingradius på 23,5 km der farten er 1220 km/h vil svingradiusen være betydelig lavere. Dette kan bety at traseen kan følge topografien bedre og reduserer antall løpemeter tunnel. Ulempen er at det vil gjøre reisetiden lengre og kan gjøre hyperloop mindre attraktiv. Å redusere hastigheten for å redusere antall tunneler må derfor vurderes opp mot tap ved en lengre reisetid.

13.2 Ingeniørgeologi langs trassen

Traseen mellom Trondheim og Gardermoen vil ha tunneler i ulike bergarter og derfor møte ulike ingeniørgeologiske utfordringer. Uten kartlegging av bergmassen i felt er det vanskelig å estimere en forventet stabilitet i tunnelene. Sprekker og svakhetssoner vil ha en stor innvirkning på stabiliteten langs tunnelene. Bergartene vil ha ulik styrke og påvirkes av varierende spenningssituasjoner slik at omfanget av bergsikring vil variere mellom tunneler og i hver tunnel. Derfor vil det kun være mulig å se på generelle ingeniørgeologiske egenskaper langs traseen hentet fra litteratur-kilder, geologiske kart og ingeniørgeologiske rapporter.

Hyperloop traseens stive kurvatur reduserer muligheten til å justere plasseringen av tunnelene. Dette betyr at områder der det forventes dårlig bergmasse ikke kan unngås uten å endre store deler av traseen. Sikringsomfanget må derfor dimensjoneres for de forholdene som er istedenfor å forsøke å unngå ustabile bergmasser.

Tunneler for hyperloop bør følge de samme prinsippene for sikring som ved vei- og jernbane-tunneler. Selve hyperloop kapselen vil være beskyttet av røret inne i tunnelen. Likevel er

det viktig å hindre kollaps av bergmassen over røret, da skader på røret kan ha konsekvenser for kapselen. Endres røret jevne profil vil det påvirke aerodynamikken som igjen kan gi skader eller senke hastigheten på kapselen.

Fra Trondheim og sørover til Dovre vil traseen ligge i Trondheimsfeltet som er en del av den kaledonske fjellkjededannelsen. Dette er definert som gruppe 1. Området består av mye grønnstein, grønnskifer, glimmerskifer og fyllit. Med unntak av grønnstein kan disse bergartene ha en middels til høy oppsprekking på grunn av skifriheten. Spesielt lag av grønnskifer kan ifølge Løset (2006) gi stabilitetsproblemer da den ofte er av dårlig kvalitet. Skyvegrensene mellom skyvedekkerne kan gi utfordringer da de kan være sterkt oppsprukket og inneholde leirslepper. Stabiliteten langs skyvegrensen forventes å være dårligere enn resten av området.

Delen av traseen som er definert som gruppe to vil være innenfor Sparagmittområdene i Sør-Norge. Området består av mye sandsteiner og fyllit. Ifølge Løset (2006) vil området ha stive bergarter som kan være sterkt oppsprukket. Skyvegrensene ses på som det mest utfordrende for stabilitet i området. Disse kan være sterkt oppsprukket og inneholde leirslepper.

Bergartene i gruppe tre er en del av grunnfjellsområdet i Sør-Norge. Området består av gneiser og granitter. Dette er stive og harde bergarter. Ifølge Løset (2006) kan bergmassen i grunnfjellsområdet som er i nærheten av Oslofeltet ha eruptivganger med diabas og rombeporfyr. Disse kan være kraftig oppsprukket. Tunnelene i dette området er ikke i umiddelbar nærheten av Oslofeltet og det forventes derfor ikke å finne slike ganger i bergmassen.

Fra Oppdal forbi Otta er det lange tunneler med stor overdekning. Tunnel 17 og 18 har begge en lengde på rundt 30 km. Tunnelene går i overgangen mellom Trondheimsfeltet og Sparagmittområdene.

Tunnel 17 er tunnelen med størst overdekning og kan ha spenningsproblemer. Tunnelen starter ved Hjerkin og går under fjellområdet Rondane. Tunnelen vil da passere under høye fjell der overdekningen kan være opp til 1000 m. Ifølge Nilsen (1998) erfarte de under driving av Lærdalstunnelen sprakefjell og bergslag. Overdekningen i dette prosjektet var opp til 1100 m. Sprakeberg og bergslag dannes under driving der høye spenninger langs tunnelkonturen fører til et

eksplosivt brudd i bergmassen. Der bergslag kun gjelder de store utrasingene. Ifølge Nilsen og Palmström (2000, side. 82) dannes sprakeberg oftest i harde kompetente bergarter, mens i svake bergarter kan høye spenninger resultere i deformasjoner av tunnelen. Det er foreslått å drive tunnelen med TBM. Hvis store deformasjoner forventes i denne tunnelen kan det føre til at både maskinen setter seg fast og at tverrsnittet blir for lite. Sikringsomfanget forventes å måtte økes i området der sprakeberg forekommer. Ved store deformasjoner kan diameteren på maskinen økes for å sikre at tverrsnittet ikke blir for lite.

Traseen langs Gudbrandsdalen har flere tunneler som ligger tett inn mot dalsidene og kan ha utfordringer knyttet til nødvendig overdekning og høye spenninger. Tunnel 18 og 20 går parallelt med dalen og er i seksjon 18c og 20a-c veldig nær dalsidene. I disse områdene kan overdekningen bli for lav hvis dybden til fjell i løsmassene over tunnelen er for stor. For å sikre en stor nok overdekning kan det ifølge Nilsen og Palmström (2000, side. 117) utføres seismiske undersøkelser. Alternativ kan det utføres bergkontrollboring der det bores gjennom løsmassene til fjell (Statens Vegvesen, 2014b). Hvis det viser seg at det er for liten overdekning vil det være nødvendig å flytte tunnelen. Siden traseen er stiv vil det påvirke plasseringene til de andre tunnelene langs Gudbrandsdalen.

De bratte dalsidene vil ifølge Nilsen og Palmström (2000) påvirke bergspenningene. Bratte dalsider kan føre til økte spenninger, der største spenning (σ_1) ligger parallelt med dalsiden og minste spenning (σ_3) er vinkelrett på dalsiden. Når største spenning øker mer enn minste spenning vil spenningene rundt tunnelkonturen øke. Dette vises ved bruk av Kirsch's formler (formel 3) for sirkulære åpninger (Nilsen og Palmström, 2000, side. 79):

$$\sigma_{\theta\max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \qquad \sigma_{\theta\min} = 3\sigma_3 - \sigma_1 \qquad (3)$$

Fra Kirsch's formel er det tydelig at forholdet mellom σ_1 og σ_3 påvirker spenningskonsentrasjonen rundt tunneltverrsnittet ($\sigma_{\theta\max}$ og $\sigma_{\theta\min}$). Selv om formelen kun kan brukes på sirkulære åpninger vil prinsippet være det samme for ikke-sirkulære åpninger, men i disse vil skarpe hjørner og tverrsnittets geometri påvirke spenningskonsentrasjonene i tillegg til forholdet mellom σ_1 og σ_3 . Tunnel 18, 20 og 21 ligger alle nær dalsidene. Det forventes at topografien i området vil endre spenningsforholdene i både tunnelene og tilknyttede tverrslag.

Dette kan gi høye spenningskonsentrasjoner langs tunnelen og eventuelt lav innspenning.

Tunnel 23 og 24 drives i områder der alunskifer forekommer. Oslofeltet består i dette område i stor grad av skifre, kalkstein, sandstein og lavabergarter. Blant skifrene finne det forekomster av alunskifer. Alunskifer er som nevnt i kapittel 8 syredannende, radioaktiv og svellende. Svelling kan ifølge Nilsen og Palmström (2000, side. 133) øke trykket i bergmassen ved tilførsel av vann og oksygen. Dette økte trykket kan føre til kollaps i tunnelen. I disse områdene bør fending sikring benyttes, dette er sikring som tåler deformasjon uten å ødelegges (Nilsen og Broch, 2016). Alunskifer danner svovelsyre i kontakt med vann, dette virker aggressivt mot betong og metall (Norges Geotekniske Institutt, 2014). Dannes svovelsyre i tunnelen kan det hvis det kommer i kontakt med hyperloop-røret påføres store skader. Materielt brukt i tunnelen må derfor være motstandsdyktig mot syre. I alunskifer kan radongass dannes. Radongass er radioaktivt og ekstra ventilasjonstiltak under driving bør vurderes.

13.3 Geoteknikk

Setninger og ustabilitet vil være de største geotekniske utfordringene hyperloop på påler. Som nevnt i kapittel 12.7 kan områder med leire-avsetninger øke kostnadene på prosjektet.

Hyperloop systemet består av et stålrør støttet opp av påler som bygges på et fundament. Hvis setningsskader oppstår på fundamentet vil røret bli ujevnt. En kapsel vil med stor sannsynlighet spore av skinnsystemet med et ujevnt rør. For å redusere setninger må fundamentet bygges på peler, men det forventes ikke at peler gjør fundamentet helt setningsfritt. Det må derfor vurderes løsninger som kan justere røret tilsvarende de setningene som oppstår. Røret må derfor kunne bevege seg relativ til pålene. Et system der hydrauliske stempler beveger røret både vertikalt og horisontalt kan justere røret slik at bevegelsene fra setninger ikke påvirker røret.

Marine leirer i skråninger der potensielt kvikkleire forekommer kan være en utfordring nær Trondheim og Gardermoen. Som nevnt i kapittel 3.3 kan kvikkleireskred ha en stor utbredelse, det er derfor viktig av skråninger nær hyperloop traseen undersøkes for mulig kvikkleire forekomster. Når hyperloop traseen bygges i et område med kvikkleire bør kalksement-peler benyttes for å

stabilisere.

Torv og myr vil også kunne utvikle setninger (Statens Vegvesen, 2014b). Spesielt i område 7 vil bygges i torv og myr avsetninger. Dette betyr at de samme tiltakene mot setningsskader også må benyttes i disse delene av traseen. Hvis avsetningen ikke er av stor mektighet (< 6 m) kan det vurderes å forbelaste torven. Forbelastning utsetter torven for last som tilsvarer hyperloop konstruksjonen. Dette vil stabiliserende avsetningen og hindre videre setninger (Statens Vegvesen, 2012a). Andre tiltak som masseutskifting kan også benyttes. Valget av metode er helt avhengig av de lokale forholdene.

Teleskader kan oppstå på fundamentet hvis ikke riktige tiltak gjennomføres. Fra figur 17 er kornstørrelsen fin-sand/silt og mindre de mest telefarlige løsmassene. Det forventes at å finne disse kornfraksjonene i avsetningene langs traseen. Ifølge Statens Vegvesen (2014b) vil utskifting av telefarlig materiale ned til frostdybden sikre fundamenter mot telehiv. Frostdybden er dybden det må fundamenteres til for at det ikke skal fryse. Fundamentet til hyperloop bør derfor fundamenteres ned til under frostdybden der traseen går i løsmasser for å forhindre teleskader.

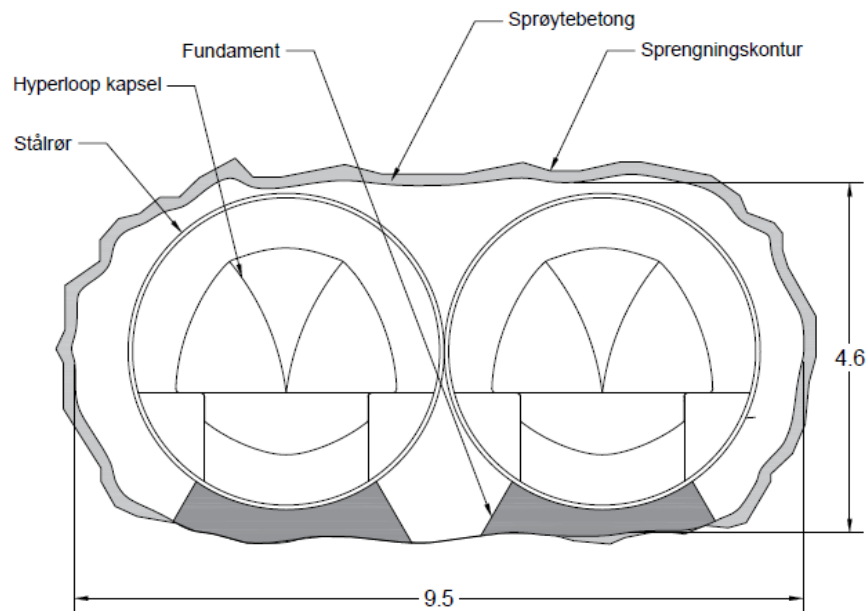
De ekstra kostnadene for hyperloop over ømfintlige løsmasser vil være avhengig av lokale forhold og kan fastsettes med mer detaljerte undersøkelser. Selv om kun marine avsetninger er sett på som ømfintlige kan telefarlige vil telefarlige løsmasser ha en innvirkning på kostnader knyttet til fundamentering av pålene. Det forventes ikke at disse kostnadene vil være på samme nivå som setningsfarlige løsmasser. Kostnadene knyttet til de ømfintlige løsmassene vil være basert på dimensjonering av peler og eventuelt masseutskifting. Som tidligere nevnt vil dette være avhengig av lokale forhold. Det er derfor ikke hensiktsmessig å forsøke å estimere dette direkte. En doubling av kostnadene for en hyperloop i dagen der traseen bygges i ømfintlige løsmasser vil i mangel på informasjon om de lokale forholdene være hensiktsmessig.

13.4 Tunnelverrsnitt

For hyperloop gir tunneler drevet med TBM det mest optimale tunnelverrsnittet. Hyperloop rørets sirkulære geometri er sammenliknet med vei og jernbane bedre tilpasset tunnelverrsnittet fra TBM. Veitunneler drevet med TBM vil på grunn av kravene til kjørebanebredde ha overskuddsareal siden diameteren på maskinen er stor (Bruland, 2000, vol. 2). Geometrien til hyperloop-røret gjør at i tunneler drevet med TBM vil tunnelverrsnittet ha lite overskuddsareal. Andre fordeler med å bruke TBM er at fremdriften ofte er høyere enn ved konvensjonell drift. Dette vil være fordel for de lange tunnelene langs traseen (Jakobsen et al., 2015).

Ved å drive et større tunnelverrsnitt vil det være mulig å montere flere hyperloop rør innenfor samme tunnellop. Dette øker kapasiteten til hyperloop traseen og gir en mulighet til godstransport langs samme trase. Med 5 rør som vist i figur 34 kan flere kapsler kjøre samtidig i samme, antall kapsler kan variere avhengig av etterspørselen. I tillegg kan rørene brukes til varetransport. Ulempen med store tunnelverrsnittet er ifølge Zare (2007b) en høyere drivekostnad sammenliknet med små tunnelverrsnitt. Større tverrsnitt vil også kreve flere bolter og mer sprøytebetong. Det er derfor viktig at økningen av kapasiteten kan forsvare de økte kostnadene.

For å montere hyperloop rørene i tunnelen kan det være nødvendig med en form for krybbe for å hindre at det beveger på seg. I kapittel 11 er hyperloop rørene i tverrsnittene drevet konvensjonelt lagt på fyllmasser. Det er usikkert om røret er stivt nok til at fyllmassene gir nok støtte. Kapslene vil i svinger oppleve opp til 0,5 G, med en vekt på 60 tonn (Transpod, 2017) vil det være store krefter i systemet. Det må derfor vurderes om rørene skal sette på påler som vist i figur 40. Disse bør ha en avstand på 25 m som pålene i dagen. I tverrsnittene med rør som stables over hverandre må rørene festes til hverandre. Tverrsnittene i figur 32, 33, 35 og 36 er bare noe større enn rørene.



Figur 40: Tverrsnittet er en variant av figur 32 der rørene er fundamentert på små piler i tunnelen.

Etter Bane Nor sine retningslinjer for tunneltversnitt kreves areal for evakuering og tverrforbindelser i alle tunneler over 1000 meter. Ved å senke kravene til evakueringsareal i en hyperloop-trase vil redusere tverrsnittarealet. Tverrsnittene brukt i kostnadsberegningene har alle eget areal satt av til evakuering, med unntak av figur 32 der evakuering gjennomføres via hyperloop røret. Dette tverrsnittet har som vist i tabell 14, 15 og 16 en lavere drivekostnad enn resten. Kostnad for bergsikring er som vist i tabell 21 også lavere med dette tverrsnittet. Ved å ikke etablere en evakueringsmulighet på utsiden av hyperloop røret kan dette tverrsnittet benyttes for alle tunneler drevet konvensjonelt. Tverrsnittet har heller ingen tverrforbindelser. En reduksjon av evakueringskravene fra Bane Nor kan senke kostnadene for tunneler langs traseen.

13.5 Kostnadsberegning

Det vil være usikkerhet knyttet til i kostnadsestimatet for tunnelene langs traseen. Kostnadene er basert på geologiske data hentet fra geologiske kart, kataloger, avhandlinger og ingeniørgeologiske rapporter. Estimaten vil derfor være basert på parametere som ikke nødvendigvis vil representere hver tunnel.

Sammenliknet med høyhastighetsutredningene nevnt i kapittel 6 vil den estimerte kostnaden for hyperloop være rundt kostnaden for en høyhastighets-bane mellom Oslo og Trondheim. Det er viktig å poengtere at teknologien for en høyhastighets-bane allerede utviklet, noe ikke hyperloop er.

13.5.1 Parametere

De drivtekniske parameterne brukt i kostnadsberegningen er en tilnærming av forventede verdier og kan derfor avvike fra faktiske verdier i de planlagte tunnelene. Data fra katalogen over borbahetsindekser viser at verdien for DRI kan variere innenfor hver bergart. Grønnstein har som vist i tabell 6 en variasjon mellom 26-78. Variasjon innenfor samme bergart skyldes ifølge Bruland (2000, vol. 9) ulike forhold under dannelsen av bergarten og forvitring.

De drivtekniske parameterne vil variere mellom tunnelene siden forekomsten av ulike bergarter i hver gruppe varierer. Valg av bergarter er basert på geologiske kart som gir bergarter og bergartsgrenser på overflaten. Fra Trondheim til Mjøsa vil tunnelene drives gjennom skyvedekker fra den kaledonske fjellkjededannelsen som er overskjøvet hverandre. Tunneler med stor overdekning kan derfor ligge i en helt annen bergart enn den vist i berggrunnskartet. Det er derfor usikkert om bergartene valgt for indeksene vil forekomme i de ulike tunnelene.

For TBM-drift vil oppsprekking som nevnt i kapittel 5.2 påvirke drivekostnadene i stor grad. Det ble valgt å bruke ett sprekkesystem for alle tunnelene drevet med TBM. Drivekostnadene per meter med TBM viser seg å være lavere enn drivekostnaden for to løp drevet konvensjonelt. Det kan være resultatet av et noe optimistisk bilde av oppsprekkingen. Parameterne brukt var innenfor

oppsprekkingsklassen til bergartene i figur 18. Det kan hende at sprekketype *Fissure* skulle vært valgt istedenfor *Joints*, men uten egne felt-undersøkelser er det vanskelig å bestemme både type og klasse.

Ved å gruppere tunnelene og angi drivtekniske parametere for hele gruppen vil skjule variasjoner. Det forventes at parameteren vil variere også innenfor samme gruppe. Kostnad per meter tunnel vil da variere mellom tunneler selv om de ligger rett ved hverandre. Tunnelene innenfor gruppe 1 ligger i et område der ulike bergarter veksler hyppigere enn i de andre områdene. Det forekommer både hard og svake bergarter. Noen tunneler vil derfor ha gunstigere forhold, mens andre vil ha dårligere. Dette kommer ikke fram i kostnadsberegningene.

Sett samlet vil valget av like parametere for store områder kun gi en indikasjon på drivekostnadene for tunnelene langs traseen.

13.5.2 Anleggstekniske forhold

For en bedre fremdrift under bygging av tunnelene anlegges tverrslag for å kunne drive fra flere stuffer. I denne oppgaven er det totalt 18 339 m med tverrslag til en total pris på kr 438 950 707. Ved å bruke TBM for driving av tunnel kan antall tverrslag reduseres. Som ved Follobanen (kapittel 7.2) kan en tunnel på 20 km drives fra ett tverrslag. Det vil da være 10 km lange seksjoner per TBM. I Gotthard Base Tunnel ble tunnelene delt i fem seksjoner der totalt $\frac{2}{3}$ av tunnelen drives med TBM. En seksjon på 16 km ble drevet med en TBM. I Gotthard Base tunnel var den daglige fremdriften rundt 12 m for TBM'ene og 4 m for tunnelene drevet konvensjonelt (Simoni, 2014). Ved å benytte TBM i flere av tunnelen langs traseen kan antall tverrslag reduseres uten av fremdriften reduseres i for stor grad.

Tunnel 17 har ingen tverrslag og vil derfor drives som en lang seksjon. Tunnelen er 29 716 m lang og er tenkt drevet med TBM. Ifølge Bruland (2000, vol. 5) kan lange tunnellop drives med en TBM siden fremdriften er høy. Siden tunnelen har en stor overdekning vil mulige tverrslag bli flere km lange og vil derfor ikke være hensiktsmessig. Likevel vil driving av to løp med kun to maskiner fra en stoff ta lang tid. *The channel tunnel* mellom England og Frankrike ble bygget med 5 TBM'er

uten tverrslag, fire for de to hovedtunnelen og en for service-tunnelen. De fire maskinene startet i hver sin ende av tunnelene og møttes på midten. To av maskinene svingte da unna og ble forlatt, mens de to andre ble demontert (Robbins, n.d.). I tunnel 17 kan lignende løsning vurderes for å øke fremdriften uten å anlegge tverrslag. Ulempen er at to av maskinene vil gå tapt, noe som vil øke kostnadene og vil i dagens miljøsinn være ugunstig.

Kostnadene til utlasting av sprengte/borede masser kan i tunnelene med tverrslag være høyere enn estimert i prognosemodellene. Kostnadene kan øke fordi kostnadsestimatet ser på tunnelseksjonene som enkeltstående tunneler. Flere av tunnelene drives fra et tverrslag. I disse tunnelen må massene transporteres ut gjennom tverrslaget i tillegg til å transporten ut av tunnelen.

Valg av type TBM avhenger som beskrevet i kapittel 3.2.3 av grunnforhold. Dette vil i stor grad avhenge av kvaliteten på bergmassen. I en svak bergmasse bør skjold-TBM brukes. Mens gode bergmasser kan bruke åpen TBM. Sammenliknet med åpen TBM vil både enkelt- og dobbelt-skjold-TBM ha et beskyttende skjold mellom bergmassen og maskinen. På Follobanen ble det valgt å bruke betongsegmenter på grunnlag av høyt grunnvannstrykk langs traseen (kapittel 7.2). Tunnelene langs denne traseen vil ha ulike grunnforhold. Det forventes derfor at ulike typer TBM kan benyttes, men at det ikke kan bestemmes på dette stadiet.

13.5.3 Bergsikring

Sikringsomfanget i tunnelene vil være avhengig av lokale forhold som oppsprekking, svakhetssoner og type bergart. For å bergene kostnad for sikring ble det i denne oppgaven valgt samme bergsikring for alle tunnelene, 15 cm sprøytebetong og bolteavstand på 2 m. Det vil ikke være mulig å bestemme sikring på grunnlag av dataene tilgjengelig for traseen. Siden oppsprekking og mulige svakhetssoner ikke kan tolkes fra grunnlagsmaterialet. Det forventes at andel bolter og mengde sprøytebetong per meter vil variere innenfor hver tunnel.

Som nevnt i kapittel 3.2.2 brukes tyngre sikring når tunnelen drives gjennom svakhetssoner og dårlig bergmasse. De tyngre sikringsmetodene er full utstøping og armerte sprøytebetong-buer. Disse vil ifølge Nilsen og Palmström (2000, side. 142) ha en kostnad tilsvarende 150% og 250%

av drivekostnaden. Dette vil bli ved å bruke en drivekostnad på kr 23 110 (Se tabell 14) utgjøre en kostnad på kr 34 665 og kr 57 775 per meter.

Mengden forinjeksjon i tunnelene vil i stor grad være avhengig av forhold i bergmassen. Posisjonen til grunnvannspeilet i forhold til tunnelen, permeabiliteten til bergmassen og miljøkrav vil alle påvirke omfanget av forinjeksjon i tunnelene. Det er derfor vanskelig å estimere under videre undersøkelser. Ifølge Grøv og Woldmo (2012) bør inspeksjonshull bores rundt stoffen under driving for å sjekke vannlekkasjene i borehullet. Omfanget av forinjeksjon dimensjoneres deretter på grunnlag av vannføringen i borehullet.

For TBM er kostnadene for sikring basert på bruk av betongsegmenter. Disse har en høyere kostnad sammenliknet med sikringen valgt for tunneler drevet konvensjonelt. Som nevnt i kapittel 3.2.4 vil driving med TBM erfaringsvis senke kostnadene for bergsikring sammenliknet med en tunnel drevet konvensjonelt. Driving med TBM gir ofte en mindre skadet bergmasse rundt tunnelåpning enn ved konvensjonell driving. Ifølge Jakobsen et al. (2015) kan sikringsomfanget reduseres med mellom 40-90%. Ved å anta en reduksjon på 50% av sikringsomfanget ved konvensjonell drift vil det med en bolteavstand på 4 m og sprøytebetong-tykkelse på 8 cm kreve 3 bolter og $0,96\text{m}^3$ sprøytebetong. Dette gir en kostnad på kr 10 620 per/m for to løp drevet med TBM. Dette tilsvarer en 1/4 av kostnadene til betongsegmentene som koster kr 42 400 per/m (se tabell 24).

13.5.4 Hyperloop

I mangelen på kostnadsdata basert på erfaring for bygging av hyperloop vil kostnadene for hyperloop kun baseres på estimer. Både estimatene for Transpod og Musk gir en kostnad basert på enhetspriser for de ulike elementene som utgjør en hyperloop. I begge estimatene er påler og rør de største kostnadsdriverne. Estimaten er basert på noe ulikt grunnlag. For mens Musk foreslår en hyperloop der rørdiametrene er mellom 2,23 og 3,3 m, Transpods hyperloop rør har en diameter på 4 m. Musk foreslår et fremdriftssystem basert på propell, mens Transpod bruker maglev som fremdriftssystem. Disse forskjellene inkludert alder på estimatene kan forklare forskjellen mellom de to estimatene.

Der traseen passerer bratte daler hvor trasekriteriene ikke tillater at hyperloopen kan fortsette langs bakken må bruer etableres. Disse er ikke tatt med i denne oppgaven da det er utenfor undertegnede fagfelt. Likevel kan bruene ha en stor innvirkning på kostnadene da de noe steder vil være både lange og høye. Dette er en stor usikkerhet som ikke er tatt med i det totale kostnadsestimatet.

For hyperloop i tunnel er det valgt å bruke samme kostnad som ved hyperloop i dagen. I tunnel kan som nevnt i kapittel 13.4 hyperloop monteres på en krybbe eller legges direkte på sålen. Kostnadene for påler kan derfor reduseres eller fjernes helt i tunnel. Det vil heller ikke brukes solceller inne i tunnelene. Likevel kan kostnadene for å montere røret inne i en tunnel være større på grunn av et lite tverrsnittareal og lange tunneler. Pumper og elektriske utstyr må også monteres inne i tunnelen. Dette kan bety at de må etableres en form for nisjer langs tunnelen for å få plass til alt utstyret. Samlet sett vil kostnadene for påler senkes i tunnel, men ekstra arbeid knyttet til montering kan øke kostnadene. Det er vanskelig å estimere hvilken påvirkning dette vil ha på de totale kostnadene. Det er derfor valgt å beholde samme kostnad for hyperloop i og utenfor tunnel.

13.5.5 Kostnader til forundersøkelser

Før driving av tunnelen kan starte må det utføres omfattende forundersøkelser. Som nevnt i kapittel 6 avhenger omfanget av forundersøkelser av vanskelighetsgrad, krav til anlegget og tunnellengde. Dette må bestemmes for alle tunnelene. Høy overdekning og komplekse geologiske forhold med skyvedekker kan gi en høy geoteknisk kategori. Bruken av TBM på flere av tunnelene vil kreve mer omfattende grunnundersøkelser siden konsekvensene av maskinstopp ofte er kostbare. Ifølge Nilsen (2014) kan kostnadene til forundersøkelsene være mellom 1 – 10% av drivekostnadene. Dette vil for tunnelene langs traseen utgjøre en kostnad på mellom 65-650 millioner basert på drivekostnadene.

13.6 Sikkerhet

Sikkerhet er et av de største utfordringene for etableringen av en hyperloop. I en fjelltunnel vil hyperloop ha problemer knyttet til evakuering og vedlikehold av tunnelen. Kjernen i problemet er røret som tar stor del av plassen i tunnelen. Passasjersikkerhet vil kreve evakueringsløsninger ved uforutsette hendelser.

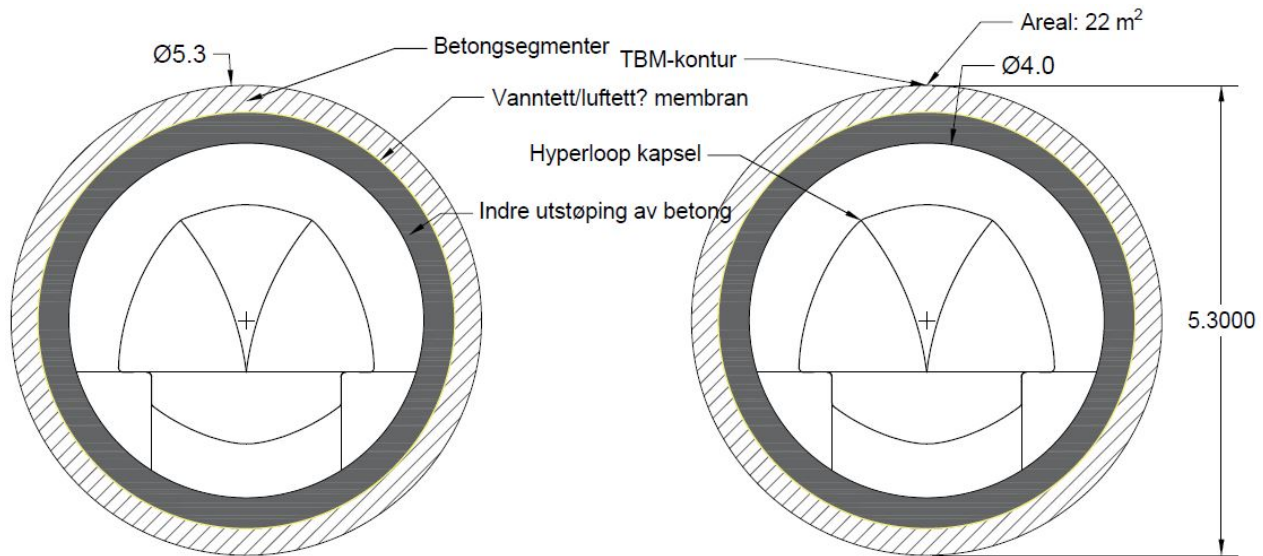
Når hyperloop røret er montert i tunnelene vil bergmassen skjules av røret slik at rørene må demonteres og flyttes ut av tunnelen hvis bergmassen skal inspiseres. Skulle noe av bergsikringen i tunnelen måtte erstattes vil det da være vanskelig å komme til. Dette vil også gjelde selve røret og utstyr tilknyttet hyperloopen. Det bør være mulighet for vedlikehold av hyperloop-røret. En løsning kan være å øke tunneltverrsnittet slik at det er mulig å bevege seg på utsiden av røret. Ved å bruke tverrsnittet vist i figur 34 og kun installere to rør vil det være plass til både evakuering av passasjerer og eventuelt vedlikehold. Tverrsnittet kan optimaliseres ved kortere vegger og en lavere heng. Ved TBM-drift kan tverrsnittet i figur 38 der det nederste røret fjernes brukes. Begge tverrsnittene vil øke kostnadene til driving sammenliknet med tverrsnittene som er brukt i denne oppgaven, men vil i større grad gi mulighet til vedlikehold og evakuering.

Hyperloop traseen må beskyttes mot naturfare og andre uønskede hendelser. Skred og flom kan i Norge gjøre store skader. Dette må traseen beskyttes mot, da helst ved å unngå problemet. Terrorisme vil alltid være en fare for hyperloopen når den er plassert i dagen. Med den høye hastigheten til kapselen og rørets lave trykk kan uønskede hendelser gjøre stor skade på passasjerer og hyperloop. Ved å plassere traseen i tunnel langs hele strekningen vil hyperloopen og kapslene være beskyttet mot disse hendelsene. Dette vil være en betydelig dyrere løsning enn å ha hyperloopen i dagen.

13.7 Tunneltverrsnitt uten hyperloop-rør

I denne oppgaven er hele hyperloop-systemet plassert inn i tunnelene, tunnelene er derfor bare en passasje for traseen gjennom fjell. Ifølge Transpod (2017) vil røret i et hyperloop-prosjekt utgjøre 40% av de totale kostnadene. Som nevnt i kapittel 13.2 og 13.6 vil røret være til hinder for

vedlikehold. Tverrsnittet i figur 41 er et forslag på hvordan røret kan fjernes fra tunnelen.



Figur 41: Tunneltverrsnitt drevet med TBM der vanntetting muligens fungerer som en lufttett barriere for å kunne erstatte hyperloop røret.

I dette tverrsnittet er røret for hyperloop fjernet og erstattet med bergsikring. Prinsippet er at bergsikringen skal tette tunnelen slik at et lavt lufttrykk kan opprettholdes. Bergsikringen i tverrsnittet ligner på det som ble brukt i Gotthard Base Tunnel, der det er montert en vanntett duk mellom betongsegmenter og en betongutstøping. Tverrsnittet drives med enten en enkel- eller dobbel-skjold TBM der det monteres betongsegmenter i hele tunneltverrsnittet. Som i Gotthard Base tunnel legges det en vanntett duk før hele tverrsnittet støpes ut med et støpeskjold. Skinner og fremdriftssystemet kan monteres i tunnelen uten bruk av et stålrør. Siden hyperloop er basert på at kapslene skal kjøre i et rør med lavt trykk må tunneltverrsnittet være like tett som rørene i dagen.

Det viktigste med dette tverrsnittet er lufttettingen. En bergmasse vil i seg selv ofte ikke være tett, som vist i kapittel 3.2.2 brukes forinjeksjon for å minimere vanninntrengingen. Dette vil også være nødvendig i denne løsningen for å holde lufttrykket lavt nok. Det forventes ikke at forinjeksjonen i seg selv vil gjøre helt bergmassen tett, som nevnt av Grøv og Woldmo (2012) bør forinjeksjon kun brukes for å redusere vannlekkasjene til et akseptabelt nivå.

I enden av tunnelen vil det i overgangen mellom stålrør i dagen og tunnel være problematisk å tette. Det er viktig i dette området at koblingen mellom duken og stålrøret er het tett. Stålrøret bør gå et kortere strekke inn i tunnelen, slik at de nye tunneltverrsnittet starter før det forventes at luftlekkasjer fra overflaten unngås.

En annet bergrom som krever en lufttetting av bergmassen er uforede luftputekamre. Luftputekamre brukes i vannkraft-anlegg for å dempe trykkbølger under enn endring av vannføringen i kraftverket. Bergrommet bygges nær trykktunnelen og trykkes til et lufttrykk høyere enn atmosfærisk med pumper. Det er derfor er avhengig av en tett bergmasse slik at det ikke blir store luftlekkasjer (Ødegaard og Vereide, 2018). Ved en riktig plassering av bergrommet, der spenninger i bergmassen tilsvarer lufftrykket og forinjeksjon kan luftlekkasjer reduseres. Ifølge Kjørholt og Broch (1992) kan *vanngardiner* brukes for å redusere luftlekkasjene. Konseptet baserer seg på pumpe vann inn i bergmassen rundt bergrommet, slik at vannet tetter sprekkene. Det er usikkert om disse prinsippene kan overføres til foreslått tunneltverrsnitt, da lufftrykket er i tverrsnittet skal være lavere enn atmosfærisk. Hvis duken er tett skal tettheten til bergmassen ha ingen innvirkning. Hvis duken ikke er tett vil vakuum vil skape et sug i bergmassen som kan trekke vann i sprekkene til seg.

Det bør drives en parallell servicetunnel for tilkobling til pumper og elektrisk utstyr. Mellom servicetunnelen og hovedtunnelene må det etableres tverrforbindelser. Mellom tunnelen og tverrforbindelsene må det være en lufttett dør for evakuering. Tverrforbindelsen og servicetunnelen kan være kilder til luft-innlekkasjer i hovedløpet. Bergmassen mellom løpene må derfor være nødvendig tett.

Det er usikkert hvordan vakuum vil påvirke bergsikringen i tunnelen. Kreftene som virker på duken og betongstøpen kan negativt påvirke bergsikringen. Det bør derfor utføres forsøk for å se hvordan vakuum påvirker bergsikringen. Forsøket kan også gi en avklaring på om tverrsnittet er tett nok slik at luft lekkasjene ikke er for store til at pumpene kan opprettholde et riktig trykk i tunnelen.

14 Konklusjon

En hyperloop-trase mellom Trondheim og Gardermoen vil under bygging støte på flere ulike utfordringer. Utfordringen vil være knyttet til topografi og geologi. Traseen vil bygges i ulike geologiske områder der mekaniske egenskaper varierer mellom områdene. I denne studien har foreslått trase for hyperloop mellom Trondheim og Gardermoen en lengde på 414 053 meter. Det er viktig å fremheve at studien og estimatene er basert på generelle grunnlagsdata og bør derfor kun ses på som grove estimater. Følgende konklusjoner kan trekkes fra studien:

- Traseen vil ha 27 tunneler med en lengde på mellom 385 og 29716 meter, der tunnelen deles i seksjoner med anleggelse av 19 tverrslag.
- I skyvesonene mellom skyvedekkene fra den kaledonske fjellkjededannelsen vil bergmassen være sterkt oppsprukket og kan ha leirslepper. Der tunnelen passere en skyvesone forventes det at kvaliteten på bergmassen vil være dårlig slik at tyngre sikring må benyttes.
- Det forventes at stor overdekning og bratte dalsider vil gi høye spenninger i tunnelene mellom Oppdal og Lillehammer. Tunnelene langs Gudbrandsdalen vil ligge i nærheten av bratte dalsider og spenningene vil derfor påvirkes av topografien.
- Der traseen bygges på avsetninger som inneholder leire vil setninger og utglidninger utgjøre en fare for fundamentet og hyperloop-røret som er montert over. I disse områdene må tiltak som peler og grunnstabilisering vurderes. Det forventes at hyperloop-røret vil være sensitiv ovenfor setninger og det bør derfor være mulighet for å justere røret fortløpende etter ferdigstilling slik at bevegelse fra setninger kan kompenseres.
- Basert på drivtekniske parametere og geometrien til tunnelene vil et estimat av kostnadene for tunnelene i en hyperloop-trase mellom Trondheim og Gardermoen være 15 milliarder NOK.
- Usikkerheten rundt valg av drivtekniske parametere og sikringsomfang vil i stor grad påvirke kostnadsestimatet.

- Et grovt estimat på kostnaden for en hyperloop-trase mellom Trondheim og Gardermoen vil inkludert tunneler, og tiltak i ømfintlige løsmasser være 130 milliarder NOK.
- Med en diameter på 4 m på hyperloop-røret vil et tunnelverrsnitt med to tunnellop på 27m² drevet konvensjonelt gi mulighet til evakuering på utsiden av hyperloop-røret. Tunneler drevet med TBM bør ha en parallell drevet redningstunnel for å følge samme krav.
- Under installering av hyperloop i tunnel kan lave påler benyttes for å sikre en større stivhet i systemet.
- For å øke kapasiteten langs hyperloop-traseen kan flere rør monteres i et stor tunnelverrsnitt.
- Størrelsen på hyperloop-røret vil i tunnel være til hinder for vedlikehold og reparasjoner.

15 Videre arbeid

Konsept-studien har avdekket flere momenter som kan undersøkes med videre arbeid:

- Ingeniørgeologisk feltkartlegging av tunnelene langs traseen for å definere sikringsomfanget og drivtekniske parametre.
- Kartlegging og prøvetaking av løsmasser for å dimensjonere peler i setningsfarlige løsmasser og avdekke kvikkleire.
- Undersøke stivheten til hyperloop-rør for å bestemme om rørene må bygges på påler i tunnel, eller om de kan legges rett på sålen.
- Undersøke om hyperloop-røret kan droppes i en tunnel der bergmassen, bergsikringen og vannetting brukes for å ha en lufttett tunnel.

Referanser

Aksenes, J., Myhre, ø., Lindblad, T., Berntsen, G., Aursand, P. og Evensen, R. (2013),

Frostsikring av norske veger, Statens vegvesen rapporter Vegdirektoratet.

Tilgjengelig fra: [https://www.vegvesen.no/_attachment/749531/binary/1006783?fast_title = Frostsikring + av + norske + veger.pdf](https://www.vegvesen.no/_attachment/749531/binary/1006783?fast_title=Frostsikring+av+norske+veger.pdf)

Anleggsdrift NTNU (2018), *Kostnadsindeks anleggsmaskiner*.

Tilgjengelig fra: <https://www.ntnu.no/documents/1272524419/1273263734/Indeks+januar.pdf/58049759-92c7-4c8a-a740-b2aa689c75d8>

Atkins (2012), *Norway High Speed Rail Assessment Study: Phase III. Estimation and Assessment of Investment Costs, Final Report*.

Tilgjengelig fra: https://www.banenor.no/contentassets/926d558c0e1d453585a268def24fa432/norway-hsr-phase-iii_journey-times-analysis_final-report_atkins_25-01-12.pdf

Bane Nor (2017), *Ringeriksbanen Sundvollen/Høgkastet - Bymoen Jernbane Normalprofil, berg- og betongtunnel*. Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16 Detalj- og reguleringsplan.

Tilgjengelig fra: <https://www.banenor.no/globalassets/documents/prosjekter/ringeriksbanen-og-e16/reguleringsplan/tekniske-rapporter/s3/normalprofil-tunneler-strekning-3.pdf>

Bane Nor (2018), *Fremdrift i bilder*.

Tilgjengelig fra: <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/follobanen/om-follobaneprojektet/innhold/2018/fremdrift-i-bilder/> (Hentet: 23.04.2019)

Bane Nor (2019), *Prosjekteringsveileder - anbefalt konstruksjonsprinsipp for jernbanetunneler*.

Tilgjengelig fra: <https://proing.opm.jbv.no/wiki/veiledere/konstruksjonsprinsipp>
(Hentet: 04.04.2019)

Bergstrøm, B., Sveian, H., Olsen, L. og Riiber, K. (2016), *Hedmark fylke, løsmassekart M 1:300 000*. NGU-biblioteket.

- Bingen, B., Nordgulen, Ø. og Viola, G. (2008), A four-phase model for the Sveconorwegian orogeny, SW Scandinavia, *Norwegian Journal of Geology vol.88*,
Tilgjengelig fra: https://foreninger.uio.no/ngf/ngt/pdfs/NJG_88_43-72.pdf
- Brattli, B. (2015), *Ingeniørgeologi løsmasser*, NTNU - Institutt for geologi og bergteknikk. Andre utgave.
- Bruland, A. (2000), *Hard rock tunnel boring*, Doktoravhandling, Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi, NTNU.
- Bruland, A. (2014), The ntnu prediction model for tbn performance, *Norwegian Tunnelling Technology*,23, s. 197–189. Norwegian Tunnel Society.
- Bruland, A. (2016), *Kompendium i anleggsteknikk*, Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU.
- Carstens, H. (1965), Contributions to the mineralogy of norway, *Norsk Geologisk Tidsskrift*,45, s. 397.
- Corfu, F., Andersen, T. og Gasser, D. (2014), The scandinavian caledonides: main features, conceptual advances and critical questions, *Geological Society, London, Special Publications*,390, s. SP390–25.
- Ehrbar, H. (2008), Gotthard base tunnel, switzerland. experiences with different tunnelling methods, *Proc. 2^o Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas*,23.-25. juni, 2008. Sao Paulo.
- Ehrbar, H. (2013), Base tunnels in the alps - helpful experiences for strait crossings from the gotthard base tunnel, *Strait Crossings 2013*,. 16.– 19. June, Bergen, Norway.
- Ehrbar, H. (2016), Long railway tunnels system choice - review for the future, *GeoResources Journal*,.

Faggruppe for Geoteknikk (2018), *Introduksjon til GEOTEKNIKK*, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Grøv, E. (2019), Personlig kommunikasjon over mail, 2019-13-04.

Grøv, E. og Woldmo, O. (2012), Modern pre-grouting technology in norway, i *Grouting and Deep Mixing 2012*, American Society of Civil Engineers, s. 805–815.

Handmer, C. (2016), *How and Why We're Levitating the Hyperloop*. Virgin Hyperloop One.
Tilgjengelig fra: <https://hyperloop-one.com/blog/how-and-why-were-levitating> (Hentet: 20.03.2019)

Henke, A. (2006), *Excavation, using TBM, of the longest rail tunnel of the world concepts and experiences*. 2006 China International Symposium & Exhibition on High Speed Railway Tunnels.

Herrenknecht, A. (n.d.a), *Double Shield TBM*.

Tilgjengelig fra: <https://www.herrenknecht.com/en/products/productdetail/double-shield-tbm/> (Hentet: 21.03.2019)

Herrenknecht, A. (n.d.b), *Gripper TBM*.

Tilgjengelig fra: <https://www.herrenknecht.com/en/products/productdetail/gripper-tbm/> (Hentet: 21.03.2019)

Herrenknecht, A. (n.d.c), *Single Shield TBM*.

Tilgjengelig fra: <https://www.herrenknecht.com/en/products/productdetail/single-shield-tbm/> (Hentet: 21.03.2019)

Hognestad, H., Fagermo, J., Kveen, A., Backer, L., Grøv, E., Frogner, E. og Aarset, A. (2010), Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg, *Norsk forening for fjellsprengningsteknikk*,6, s. 98.

Holmer, P. (2003), Faster than a speeding bullet train, *IEEE Spectrum*,40(8), s. 30–34.

Holter, K. G., Nerموen, B., Buvik, H. og Nilsen, B. (2013), Future trends for tunnel lining design for modern rail and road tunnels in hard rock and cold climate, i *Proceedings of the world tunnel congress*, Geneva 2013.

Hyperloop one media gallery (n.d.), *Hyperloop one media gallery*.

Tilgjengelig fra: <https://hyperloop-one.com/media-gallery> (Hentet: 01.10.2018)

Hyperloop Transportation Technologies (2018), *Hyperloop Transportation Technologies Reveals Full-Scale Passenger Capsule*.

Tilgjengelig fra: <https://www.prnewswire.com/news-releases/hyperloop-transportation-technologies-reveals-full-scale-passenger-capsule-300722775.html> (Hentet: 05.03.19)

Jakobsen, D., Log, S., Skjeggedal, T., Hanen, M. og Palm, A. (2015), Kort innføring i bruk av tbm, *Oslo: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*.,

Tilgjengelig fra: <http://nff.no/wp-content/uploads/2015/02/Teknisk-rapport-17-web.pdf>

Jernbaneverket (2012), *Høyhastighetsutredningen 2010-2012, Konklusjoner og oppsummering av arbeidet i fase 3, Del 1*. Tilgjengelig fra: <https://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/155161>

Kalager, A. K. (2011), Vurdering av drivemetode for tunnel på follobanen, *Oslo*,

Fjellsprengningskonferansen 2011., Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/05/Fjellsprengningsdagen-2011_del1.pdf

Kjørholt, H. og Broch, E. (1992), The water curtain—a successful means of preventing gas leakage from high-pressure, unlined rock caverns, *Tunnelling and Underground Space Technology*,7(2), s. 127–132.

KPMG (2018), *Fremsyn 2050 – trender innen samferdsel frem mot 2050, Rapport, Norge: Prognosesenteret, Sintef, HRP Prosjekt AS*.

Tilgjengelig fra: https://www.ntp.dep.no/Forside/_attachment/2245103/binary/1248702?_ts=162cec11880 (Hentet: 01.05.19)

- KPMG, FS links og Rambøll (2016), *Pre-feasibility study Stockholm – Helsinki using HyperloopOne technology Short summary*.
Tilgjengelig fra: <https://home.kpmg.com/content/dam/kpmg/pdf/2016/07/fs-links-pre-feasibility-study-summary.pdf>
- Larsen, B. T., Olaussen, S., Sundvoll, B. og Heeremans, M. (2008), The permo-carboniferous oslo rift through six stages and 65 million years, *Episodes*,31(1), s. 52–58.
- Li, C. C. (2017), *Rockbolting: Principles and Applications*, Butterworth-Heinemann.
- Loew, S., Ziegler, H.-J., Keller, F. et al. (2000), Alptransit: Engineering geology of the world's longest tunnel system, *i ISRM International Symposium*, International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.
- Løset, F. (2006), *Norges tunnelgeologi*, Norges Geotekniske Institutt (NGI).
- Musk, E. (2013), *Hyperloop Alpha*.
Tilgjengelig fra: https://www.spacex.com/sites/spacex/files/hyperloop_alpha-20130812.pdf
- Nilsen, B. (2014), Ground investigations for norwegian tunnelling, *Norwegian Tunnelling Technology*,23, s. 19–33.
- Nilsen, B. og Broch, E. (2016), Ingeniørgeologi-berg grunnkurskompendium, *Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU*,.
- Nilsen, B. og Palmström, A. (2000), *Engineering geology and rock engineering*, no. 2, Norwegian Group for Rock Mechanics.
- Nilsen, F. (1998), Lærdalstunnelen, verdens lengste veitunnel, *Fjellsprenningskonferansen 1998*,.
- Norges geologiske undersøkelse (2014), *Landheving og havnivåendringer*.
Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/fagomrade/landheving-og-havnivaendringer> (Hentet: 27.11.18)

Norges geologiske undersøkelse (2015), *Regionalgeologi*.

Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/regionalgeologi> (Hentet: 30.10.2018)

Norges geologiske undersøkelse (2017), Marin grense og marin leire, *NGU-fokus*.

Tilgjengelig fra: https://www.ngu.no/sites/default/files/Marin_grense_og_leire_05.12.17_0.pdf

Norges Geotekniske Institutt (2014), Identifisering og karakterisering av syredannende bergarter, Rapport Veileder for miljødirektoratet.

Tilgjengelig fra: <https://www.miljodirektoratet.no/globalassets/publikasjoner/M310/M310.pdf>

Norges Geotekniske Institutt (2015), *Bruk av Q-systemet; Bergmasseklassifisering og bergforsterkning*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise-AA/Ingenioergeologi-og-bergteknikk/Q-systemet>

Norges statsbaner (1991), *Høyhastighetsbane Eidsvoll - Trondheim : prosjektplan*.

Tilgjengelig fra: <https://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/155218>

NTNU-Anleggsdrift (1998a), *Prosjektrapport 13A-98 BORBARHET Testmetoder*.

NTNU-Anleggsdrift (1998b), *Prosjektrapport 13B-98 BORBARHET Katalog over borbarhetsindekser*.

Ødegaard, H. og Vereide, K. (2018), Uforede luftputekammer - tre forslag til designforbedringer, *Oslo, Fjellsprengningskonferansen 2018*.

Tilgjengelig fra: <http://nff.no/wp-content/uploads/2018/12/Fjellsprengningsdagen-2018.pdf>

Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K. B. og Grundt, L. (2003), Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg, rapport Vegdirektoratet.

Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61906/binary/15128

Pompée, P.-J. (2012), *Channel Tunnel. Project Overview*. Tilgjengelig fra: http://batisseurs-tunnel.com/wp-content/uploads/2015/03/1-Le-Projet-Tunnel-sous-La-Manche_C1.pdf

Robbins (n.d.), *The channel tunnel*.

Tilgjengelig fra: <https://www.therobbinscompany.com/projects/the-channel-tunnel/> (Hentet: 29.04.19)

Schulze, E. (2019), *Hyperloop firm unveils first images of its new test track in Toulouse*.

Tilgjengelig fra: <https://www.cnbc.com/2019/02/26/hyperloop-firm-unveils-first-images-of-its-new-test-track-in-toulouse.html> (Hentet: 05.03.19)

Simoni, R. (2014), Gotthard base tunnel, switzerland—the world’s longest railway tunnel, *i*

Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Civil Engineering, Vol. 167, Thomas Telford Ltd, s. 159–166.

Statens Vegvesen (2012a), Håndbok v221, Veiledning Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.

Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61506/binary/964921

Statens Vegvesen (2012b), *Slik blir ein tunnel bygd*. Illustrasjon: Arild W Solerød, Statens

vegvesen. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ryfast/Fakta/Tunnelbygging> (Hentet: 25.03.2019)

Statens Vegvesen (2014a), Håndbok n200 vegbygging, Rapport Vegdirektoratet.

Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/2364236/binary/1269980?fast_title=H%C3%A5ndbok+N200+Vegbygging+-+gjeldende+fra+15.+juli+2018+%2810+MB%29.pdf

Statens Vegvesen (2014b), Håndbok v220 - geoteknikk i vegbygging, Veiledning Statens

Vegvesen. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/70057/binary/1305835?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+%2818+MB%29.pdf

Statens Vegvesen (2015), Håndbok r761 - standard beskrivelse for vegkontrakter, Retningslinje

Prosesskode 1.

Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61418/binary/1077236?fast_title=H%C3%A5ndbok+R761+Prosesskode+1+Standard+beskrivelsestekster+for+vegkontrakter.pdf

Statens Vegvesen (2016), Håndbok n500 - vegtunneler, Håndbok Vegdirektoratet.

Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61913

Sweco (2009), *Byggeplan E6 Øyer-Tretten, Øyertunnelen, Geologisk rapport til konkurransegrunnlaget*. Statens Vegvesen Region Øst.

The Engineer (2018), *HyperloopTT unveils full-scale capsule for 760mph travel*.

Tilgjengelig fra: <https://www.theengineer.co.uk/hyperlooptt-capsule/> (Hentet: 05.03.19)

Transpod (2017), *Initial order of magnitude analysis for transpod hyperloop system*

infrastructure. Tilgjengelig fra: https://transpod.com/wp-content/uploads/2017/07/TransPod-infrastructure_EN_July-17-update2.pdf

Transpod (n.d.), *Media kit gallery*.

Tilgjengelig fra: <https://transpod.com/en/press/media-kit/#gallery> (Hentet: 23.03.2019)

Vara, F. (2016), Fire tunnelboremaskiner fra ett sentralt anleggsområde, *Oslo,*

Fjellsprengningskonferansen 2016,.

Tilgjengelig fra: <http://nff.no/wp-content/uploads/2016/12/Fjellsprengningsboken%202016.pdf>

Virgin hyperloop One (2017a), *Hyperloop One Reveals First Images of Nevada Desert*

Development Site (DevLoop) at Middle East Rail | Hyperloop One.

Tilgjengelig fra: <https://hyperloop-one.com/hyperloop-one-reveals-first-images-nevada-desert-development-site-devloop-middle-east-rail> (Hentet: 25.09.18)

Virgin hyperloop one (2017b), *We Made History Two Minutes After Midnight On May 12 |*

Hyperloop One. Tilgjengelig fra: <https://hyperloop-one.com/blog/we-made-history-two-minutes-after-midnight-may-12> (Hentet: 25.09.18)

Zainal, S. (2019), Uae's hyperloop system to cost up to 40m usd per km, *Arabianbusiness.com*,.

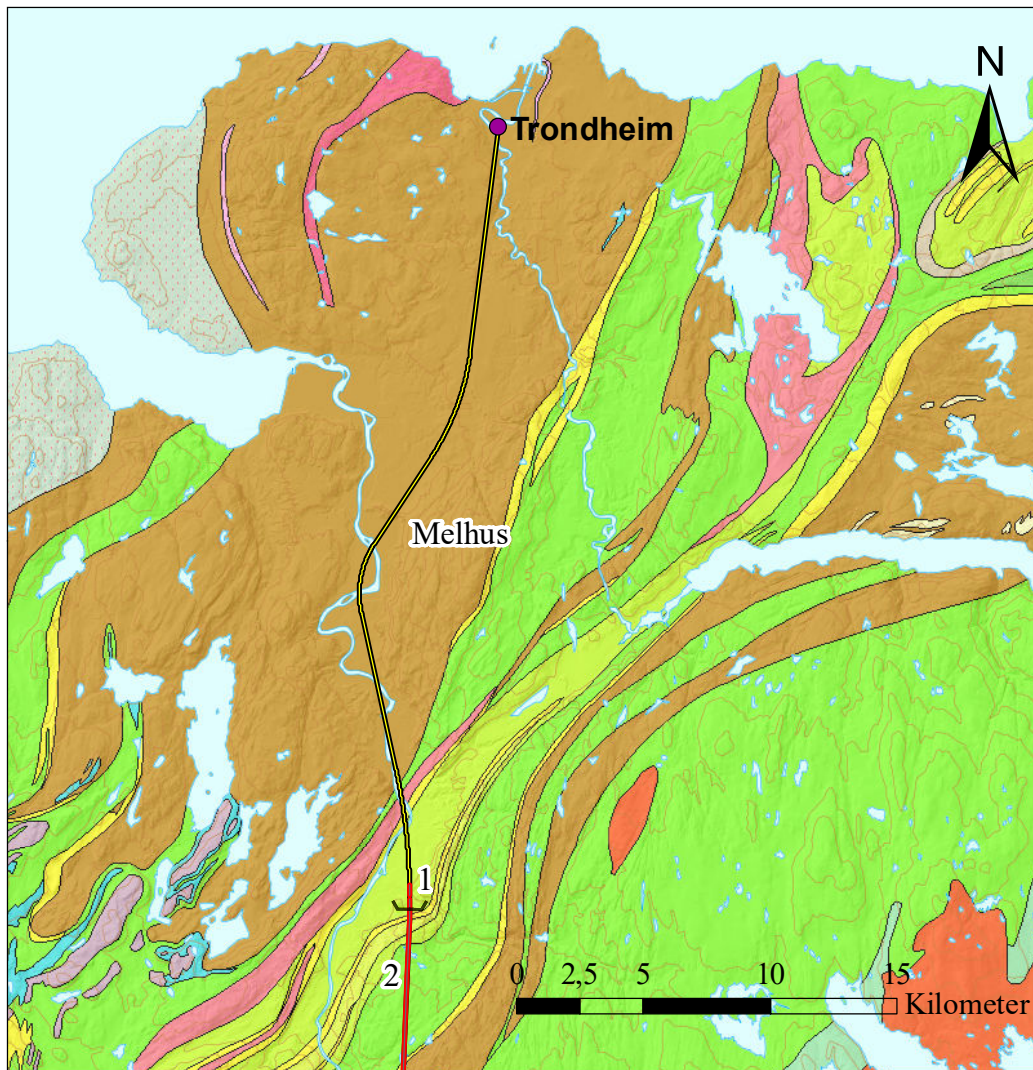
Tilgjengelig fra: <https://search.proquest.com/docview/2168008803?accountid=12870>

(Hentet: 19.03.2019)

Zare, S. (2007a), *Drill and Blast Tunnelling, Blast Design*, Doktoravhandling, Norwegian University of science and Technology.

Zare, S. (2007b), *Prediction model and simulation tool for time and cost of drill and blast tunnelling*, Doktoravhandling, NTNU: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Vedlegg A1 - Berggrunnskart område 1



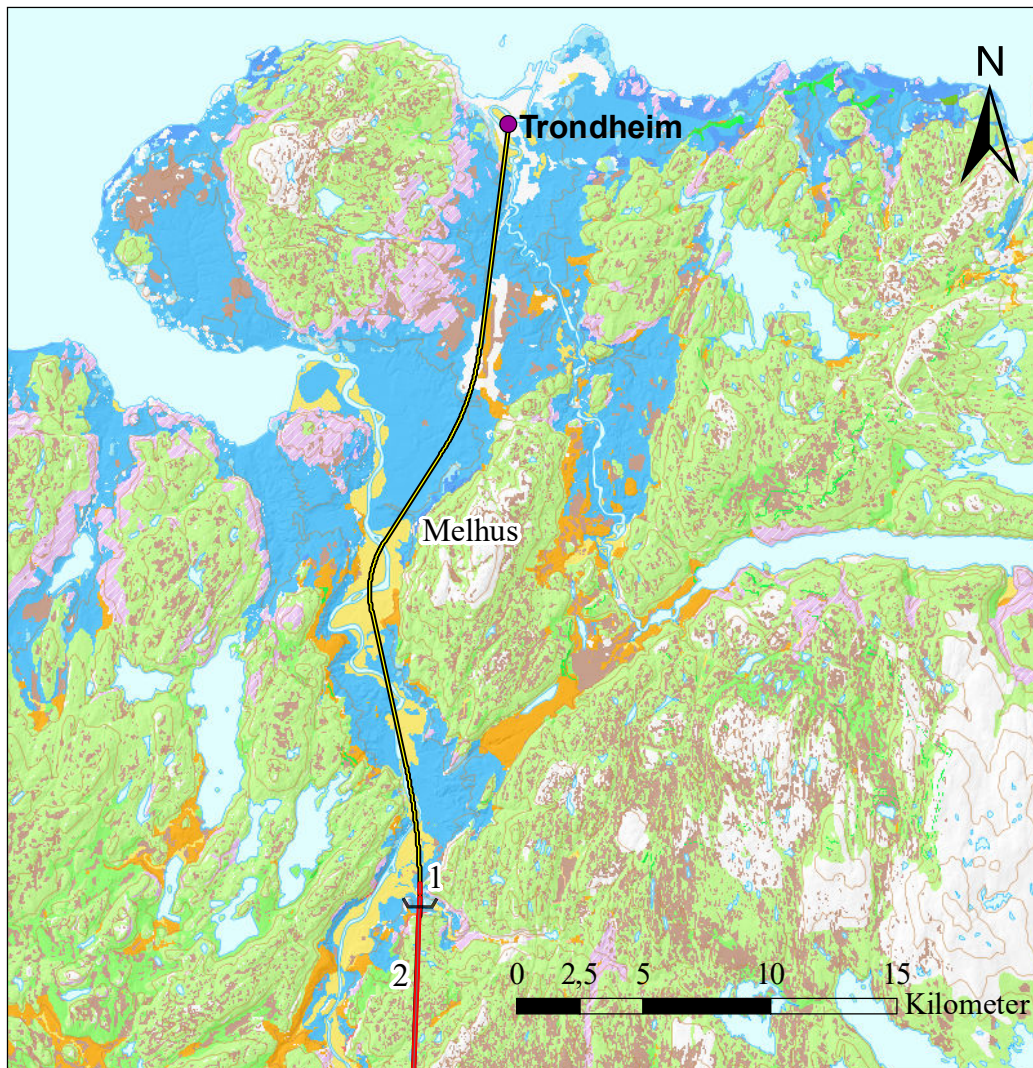
Tegnforklaring

Berggrunn 1:250 000

● Stasjoner	Granitt	Siltstein	Glimmerskifer
⊕ Tunnel	Trondhemitt	Konglomerat	Granatglimmerskifer
— Trase	Felsisk vulkansk bergart	Kalkstein	Kalkglimmerskifer
	Ryolitt	Tuffitt	Kiselstein
	Andesitt	Leirskifer	Granittisk gneis
		Fyllitt	Grønnstein

Figur A1: Berggrunnskart område 1

Vedlegg A2 - Løsmassekart område 1

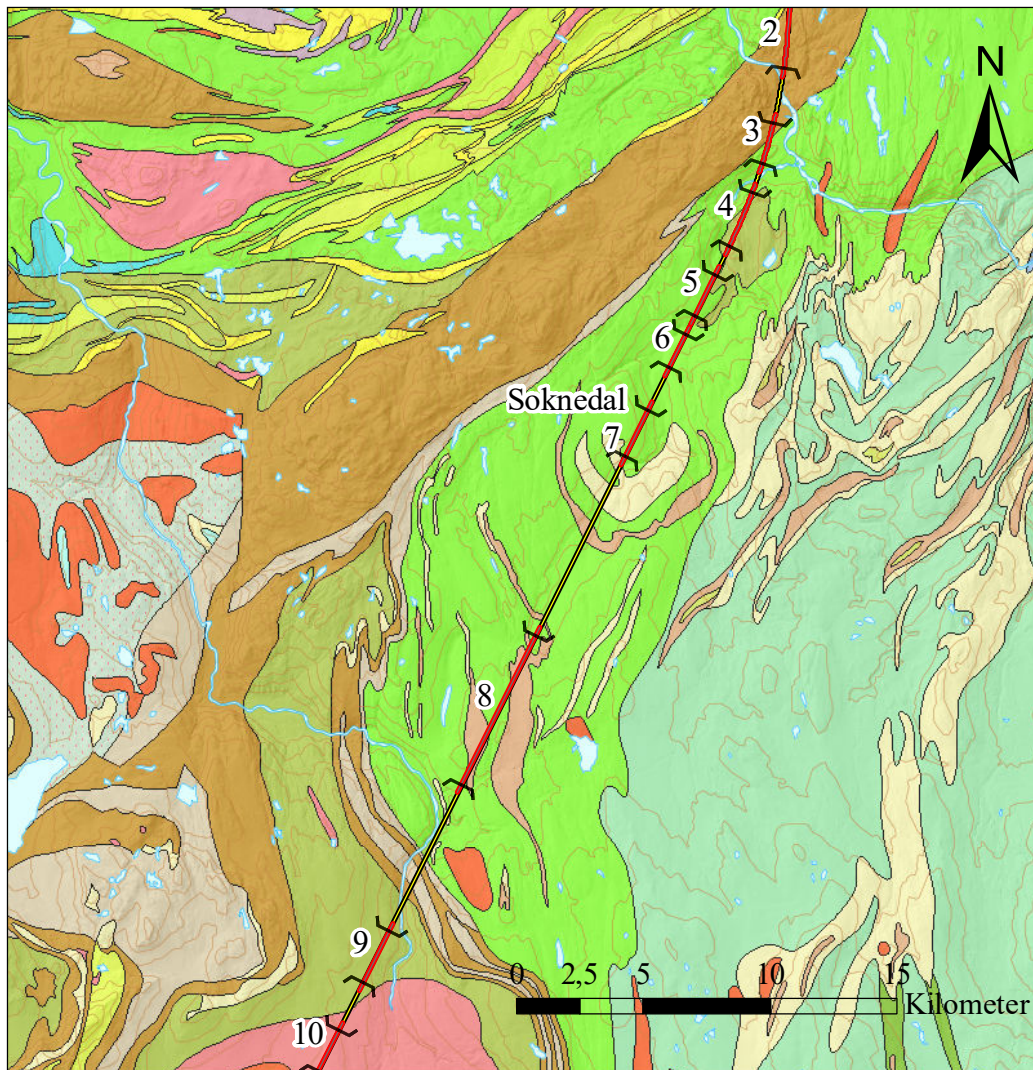


Tegnforklaring

● Stasjoner	Løsmasser	□ Hav- og fjordavsetning og strandavsetning, tynt dekke
⊕ Tunnel	□ Morenemateriale, tynt dekke	□ Hav- og fjordavsetning, stor mektighet
— Trase	□ Morenemateriale, stor mektighet	□ Marin strandavsetning
	□ Randmorene/randmorenebelte	□ Forvittringsmateriale, tynt dekke
	□ Moreneleire	□ Torv og myr
	□ Elve- og bekkeavsetning	□ Skredmateriale
	□ Bresjø-/eller brekammeravsetning	□ Skredmateriale, tynt dekke
	□ Breelvavsetning	

Figur A2: Løsmassekart område 1

Vedlegg A3 - Berggrunnskart område 2

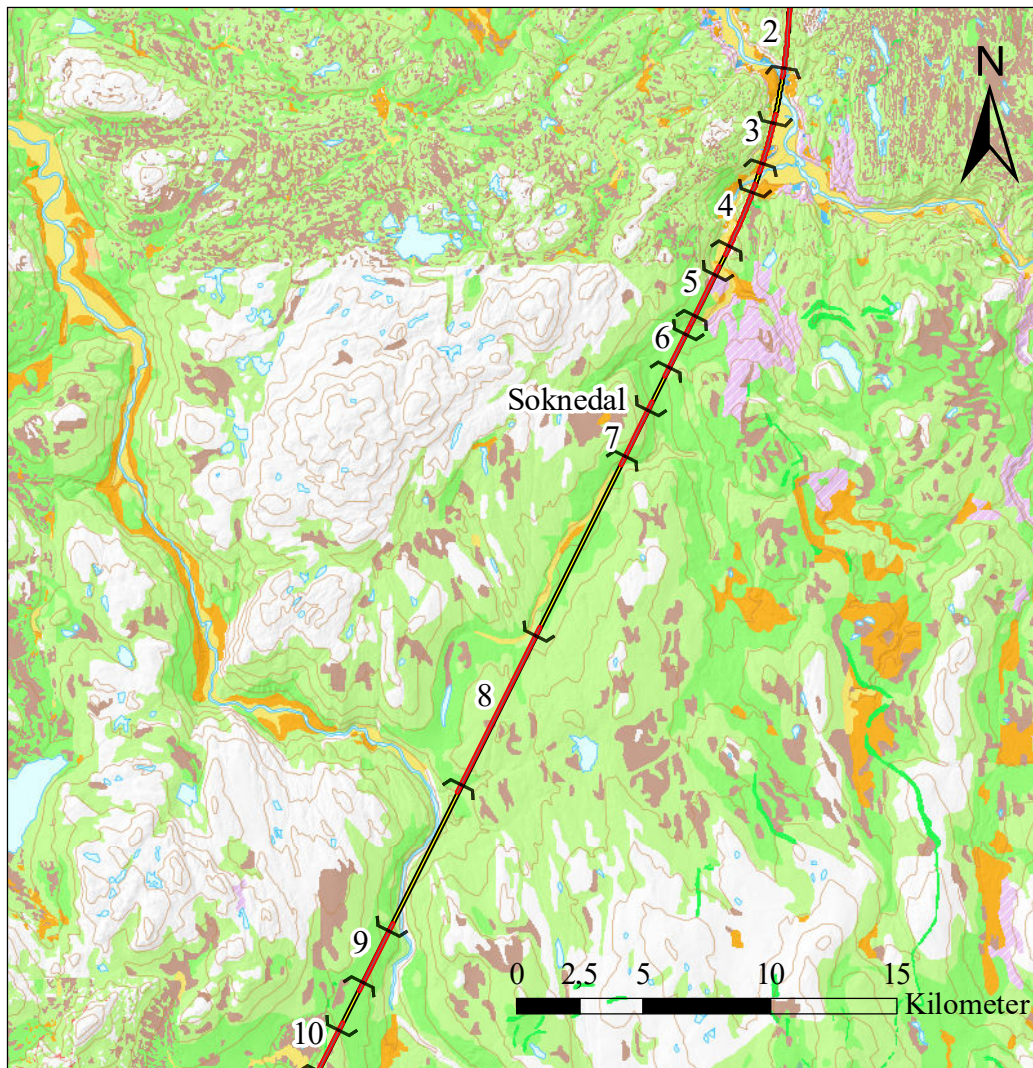


Tegnforklaring

Tunnel	Berggrunn 1:250 000	Kalkstein	Grafittskifer
Trase	Granodioritt	Kiselstein	Marmor
	Trondhemitt	Tuffitt	Kvartsskifer
	Ryolitt	Leirskifer	Kalksilikarbergart
	Andesitt	Fyllitt	Grønnstein
	Siltstein	Granatglimmerskifer	Amfibolitt
	Gråvakke	Kalkfyllitt	Metagabbro
	Konglomerat	Kalkglimmerskifer	

Figur A3: Berggrunnskart område 2

Vedlegg A4 - Løsmassekart område 2

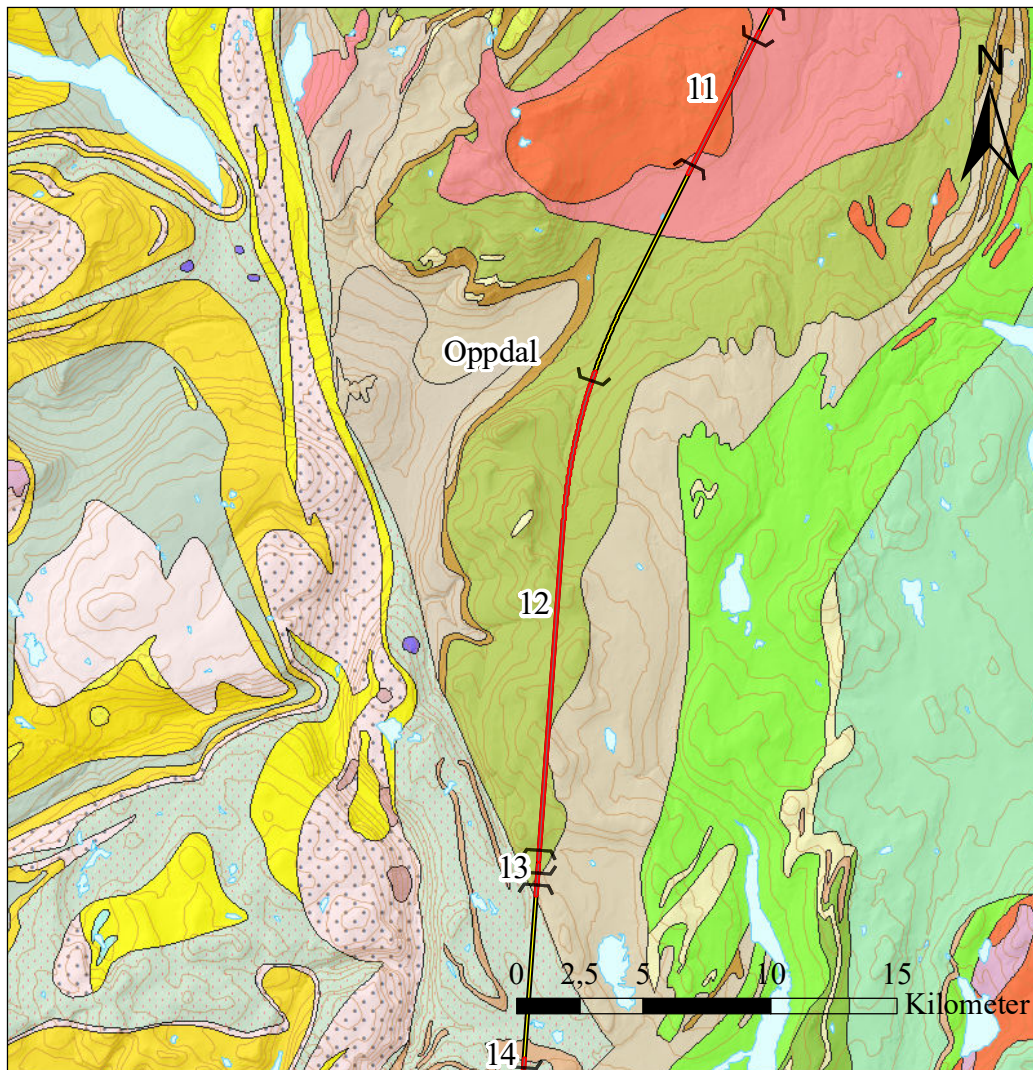


Tegnforklaring

	Tunnel	Løsmasser		Breelavsetning
	Trase			Hav- og fjordavsetning, stor mektighet
				Marin strandavsetning
				Forvittringsmateriale, tynt dekke
				Torv og myr
				Skredmateriale

Figur A4: Løsmassekart område 2

Vedlegg A5 - Berggrunnskart område 3

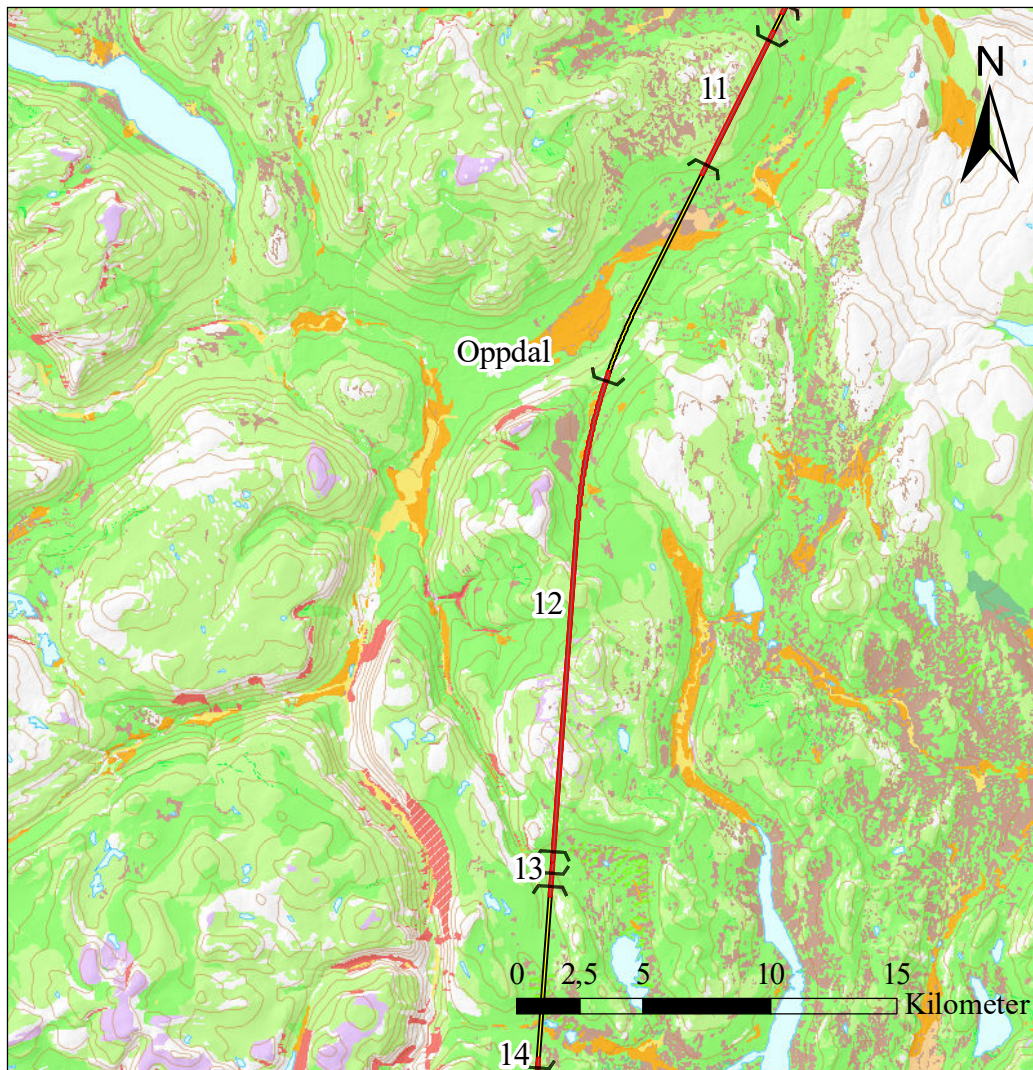


Tegnforklaring

Berggrunn 1:250 000		Arkose	Meta-arkose
Tunnel	Granodioritt	Konglomerat	Kvartsitt
Trase	Trondhjemit	Kiselstein	Kiselstein
	Dioritt	Tuffitt	Glimmersgneis
	Anortositt	Fyllitt	Granittisk gneis
	Ryolitt	Granatglimmerskifer	Øyegneis
	Vulkansk breksje	Kalkfyllitt	Grønnstein
	Siltstein	Kalkglimmerskifer	Amfibolitt
	Gråvakke	Grafittskifer	Serpentinitt

Figur A5: Berggrunnskart område 3

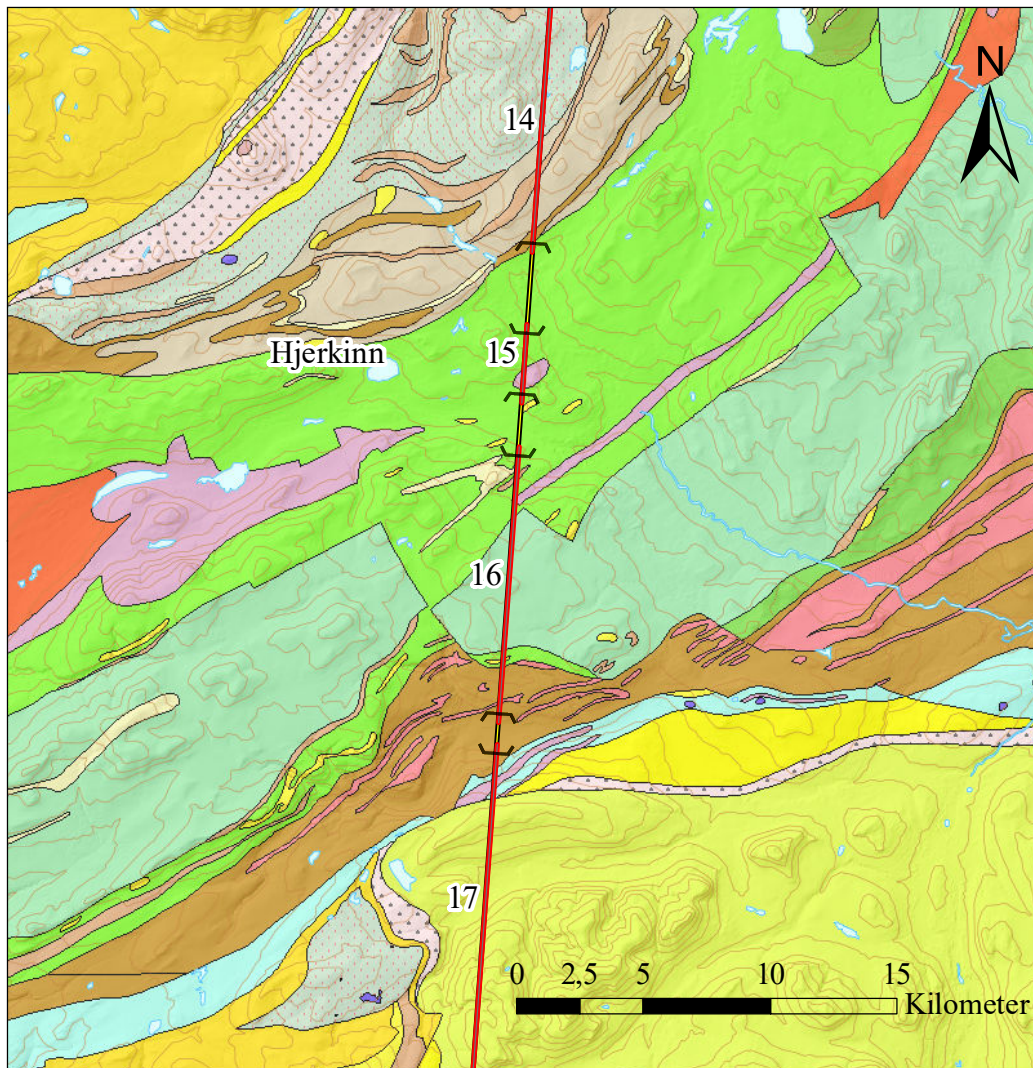
Vedlegg A6 - Løsmassekart område 3



Tegnforklaring	
	Tunnel
	Trase
Løsmasser	
	Morenemateriale, tynt dekke
	Morenemateriale, stor mektighet
	Rogenmorene
	Randmorene/randmorenebelte
	Avsmeltningsmorene
	Elve- og bekkeavsetning
	Bresjø-/eller brekammeravsetning
	Breelavsetning
	Forvittringsmateriale
	Forvittringsmateriale, tynt dekke
	Torv og myr
	Skredmateriale
	Skredmateriale, tynt dekke

Figur A6: Løsmassekart område 3

Vedlegg A7 - Berggrunnskart område 4

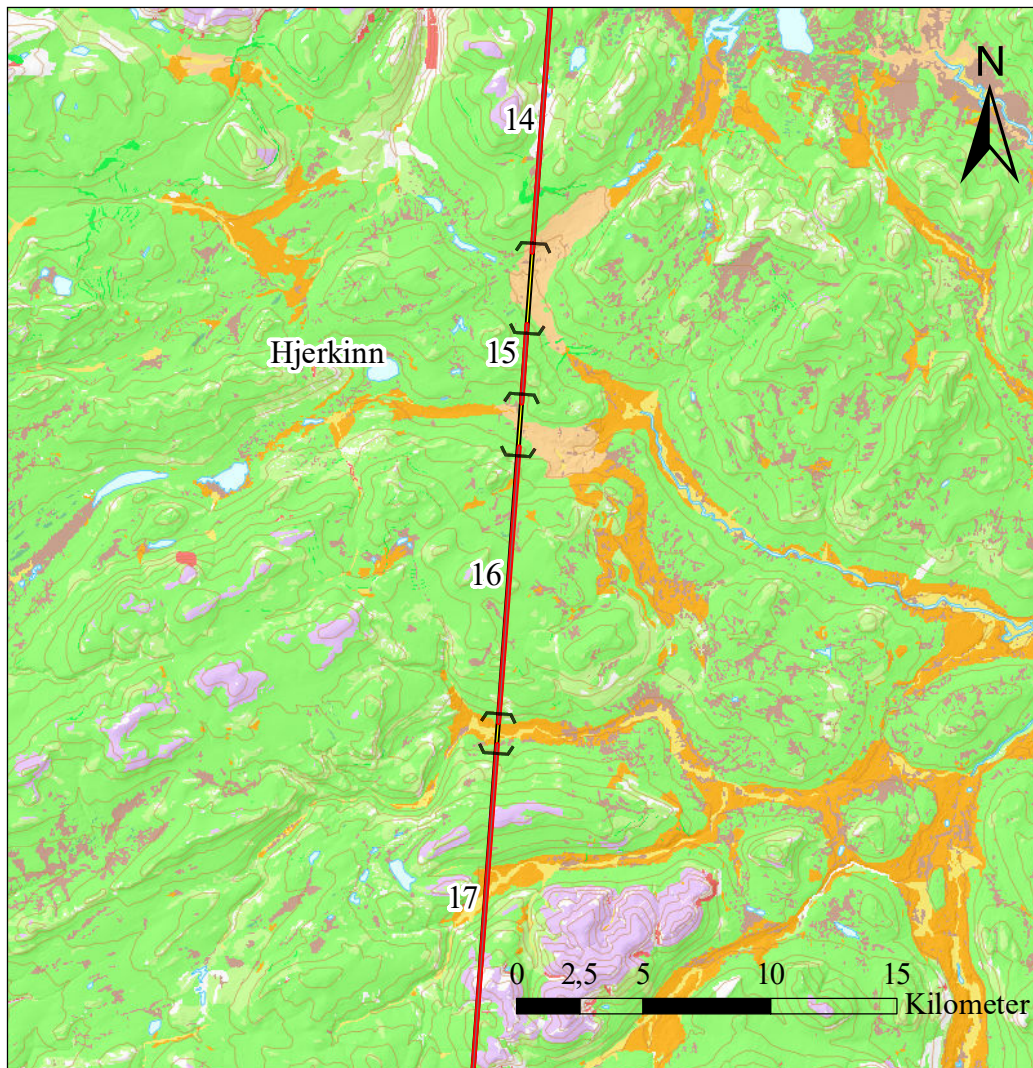


Tegnforklaring



Tegnforklaring		Berggrunn 1:250 000	
	Tunnel		Tuffitt
	Trase		Fyllitt
	Trondhemitt		Glimmerskifer
	Dioritt		Granatglimmerskifer
	Anortositt		Kalkfyllitt
	Ryolitt		Kalkglimmerskifer
	Konglomerat		Grafittskifer
	Kiselstein		Metasandstein
			Meta-arkose
			Kvartsitt
			Kiselstein
			Øyegneis
			Grønnstein
			Amfibolitt
			Serpentinit

Figur A7: Berggrunnskart område 4

Vedlegg A8 - Løsmassekart område 4

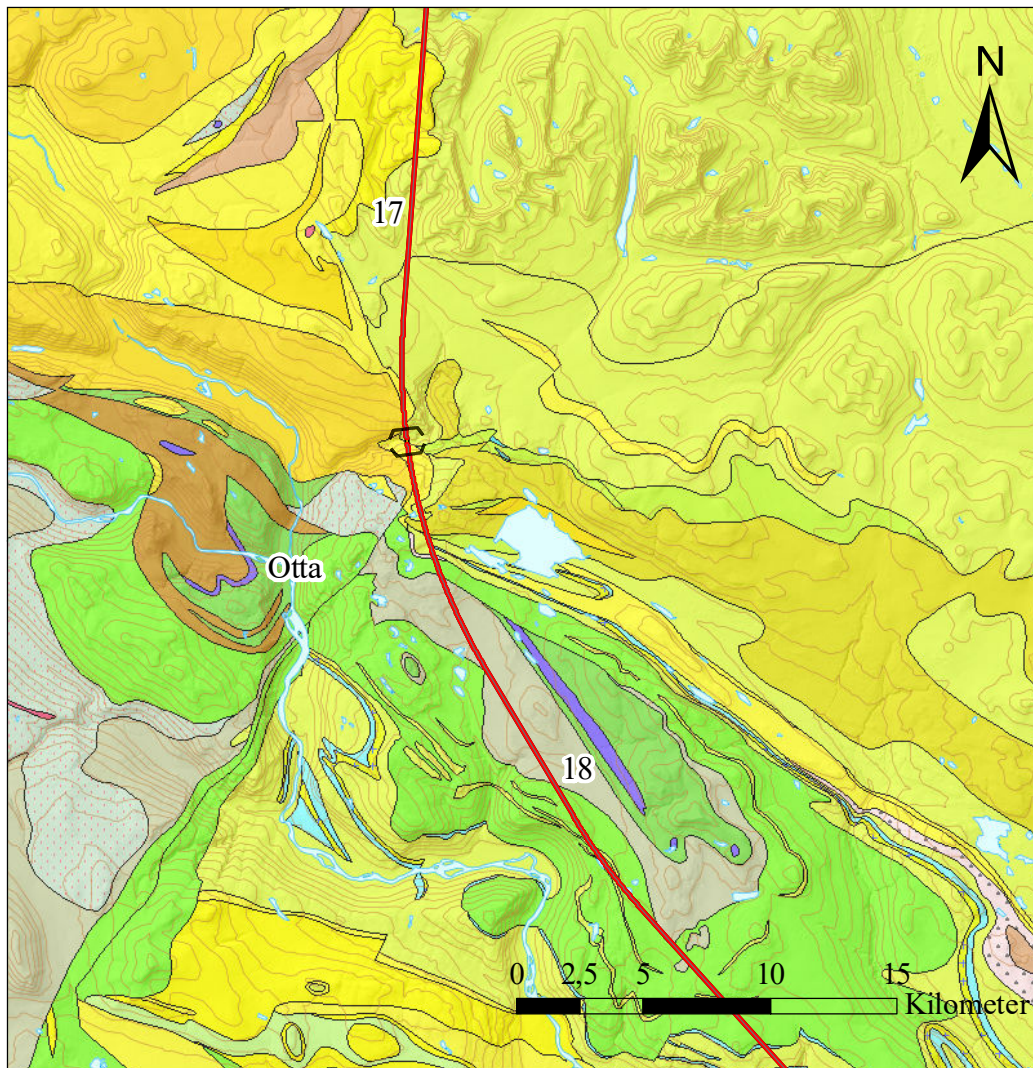


Tegnforklaring

	Tunnel	Løsmasser		Breelavsetning
	Trase			Forvittringsmateriale
				Forvittringsmateriale, tynt dekke
				Steinbreavsetning
				Torv og myr
				Skredmateriale
				

Figur A8: Løsmassekart område 4

Vedlegg A9 - Berggrunnskart område 5

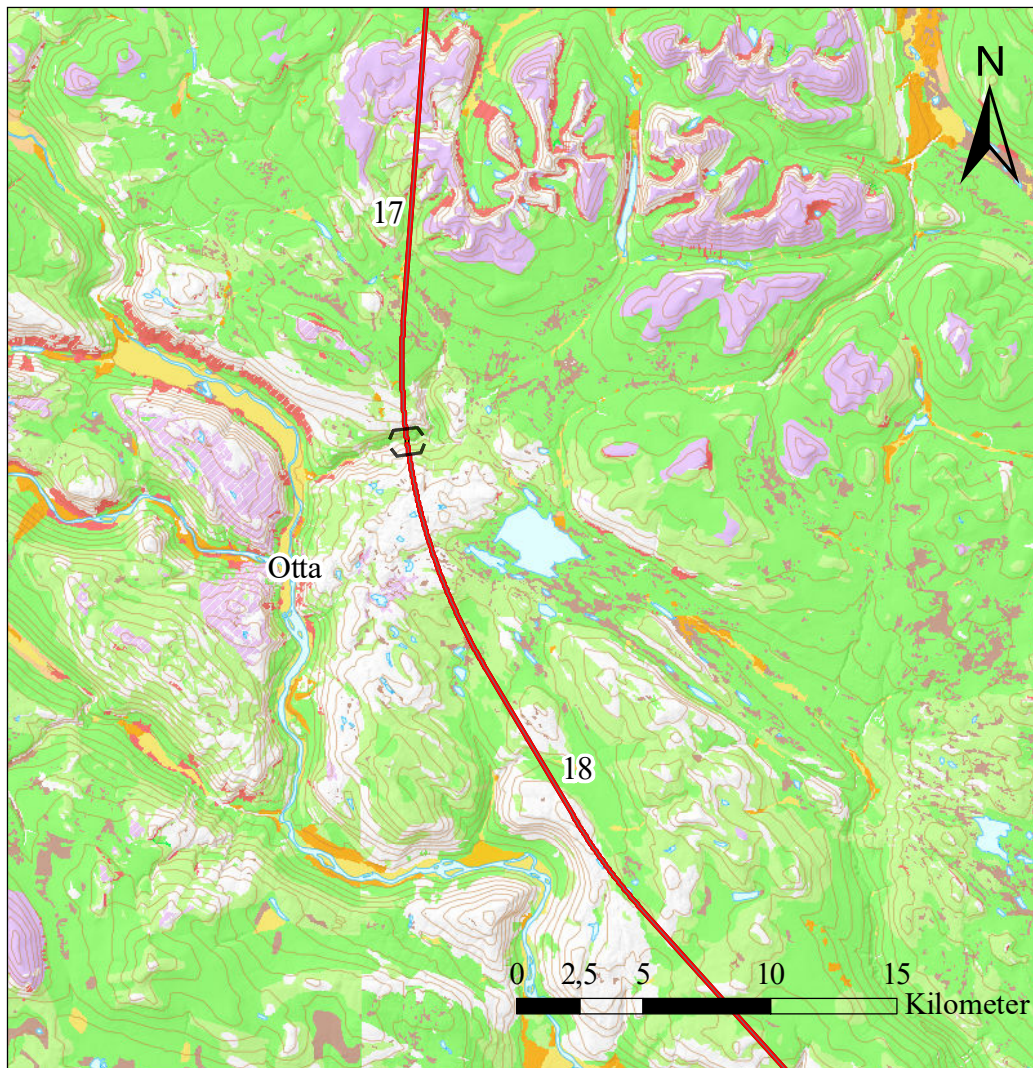


Tegnforklaring

	Tunnel		Kalkstein		Kvartsitt
	Trase		Granitt		Hornblendegneis
	Leirstein		Leirskifer		Øyegneis
	Sandstein		Fyllitt		Grønnstein
	Arkose		Glimmerskifer		Amfibolitt
	Konglomerat		Granatglimmerskifer		Metagabbro
	Kvartsarenitt		Dolomitmarmor		Serpentinitt
	Diamiktitt		Metasandstein		Meta-arkose

Figur A9: Berggrunnskart område 5

Vedlegg A10 - Løsmassekart område 5

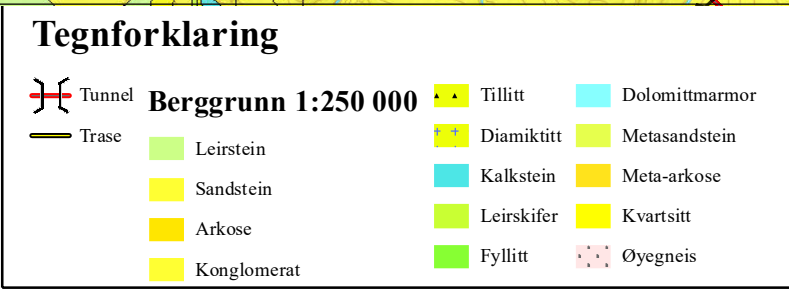
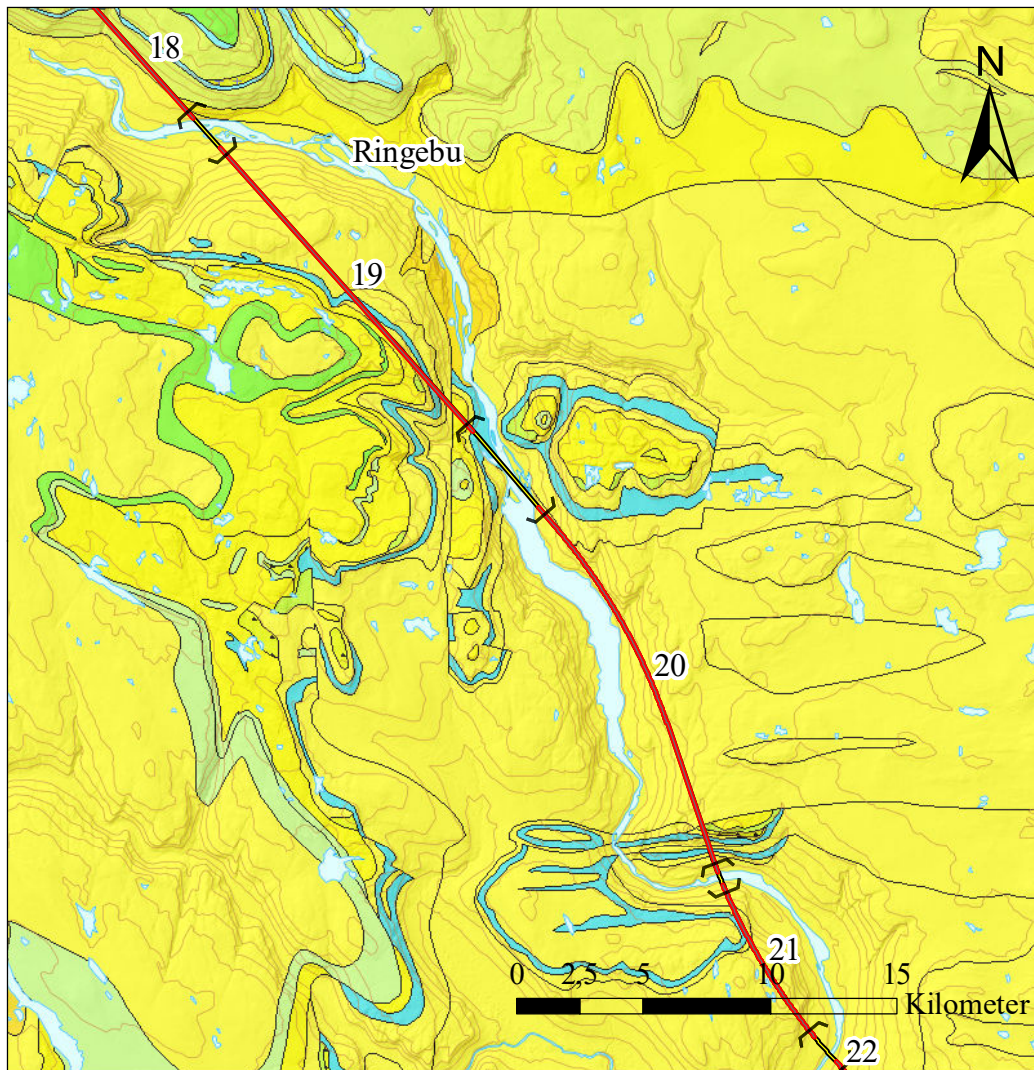


Tegnforklaring

	Tunnel	Løsmasser		Vindavsetning
	Trase			Breelavsetning
				Forvittringsmateriale
				Forvittringsmateriale, tynt dekke
				Torv og myr
				Skredmateriale
				Skredmateriale, tynt dekke

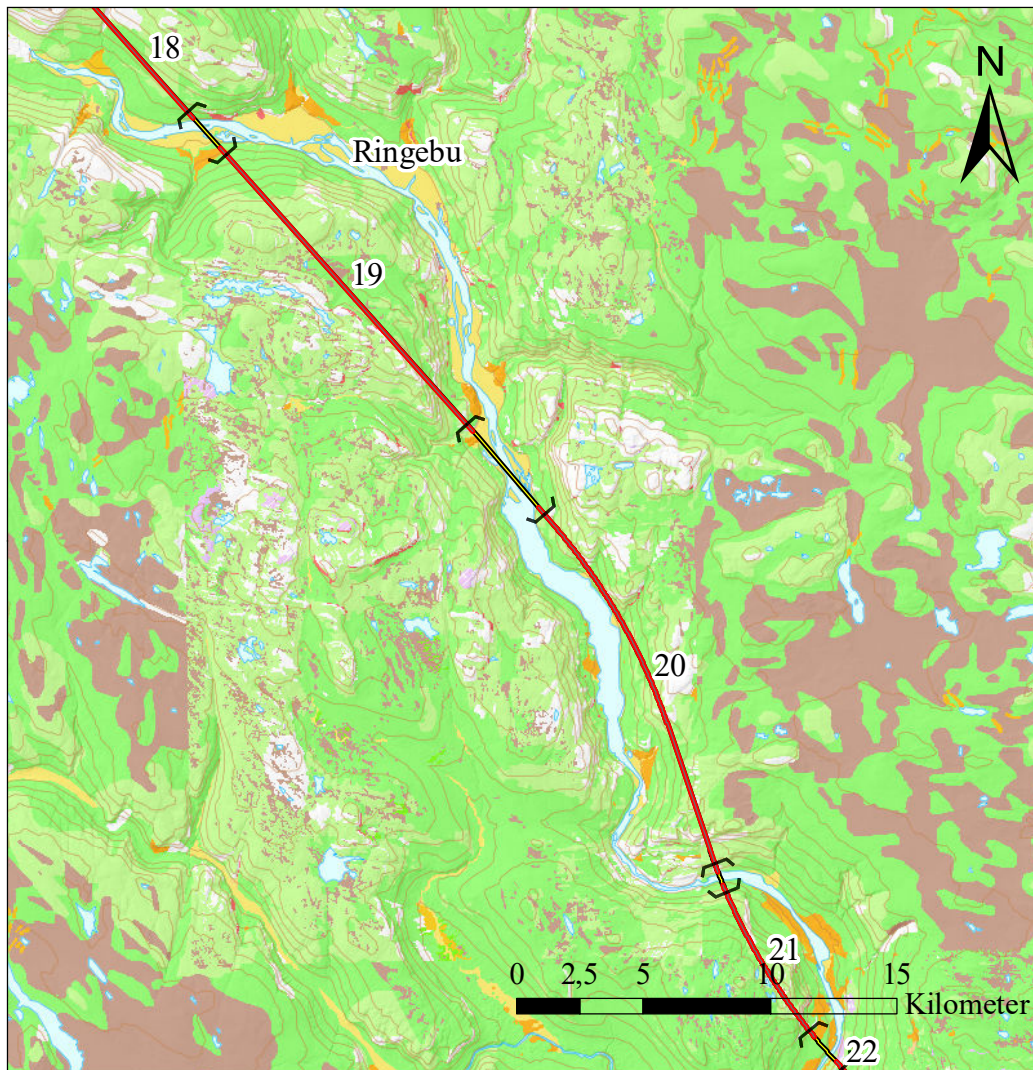
Figur A10: Løsmassekart område 5

Vedlegg A11 - Berggrunnskart område 6



Figur A11: Berggrunnskart område 6

Vedlegg A12 - Løsmassekart område 6

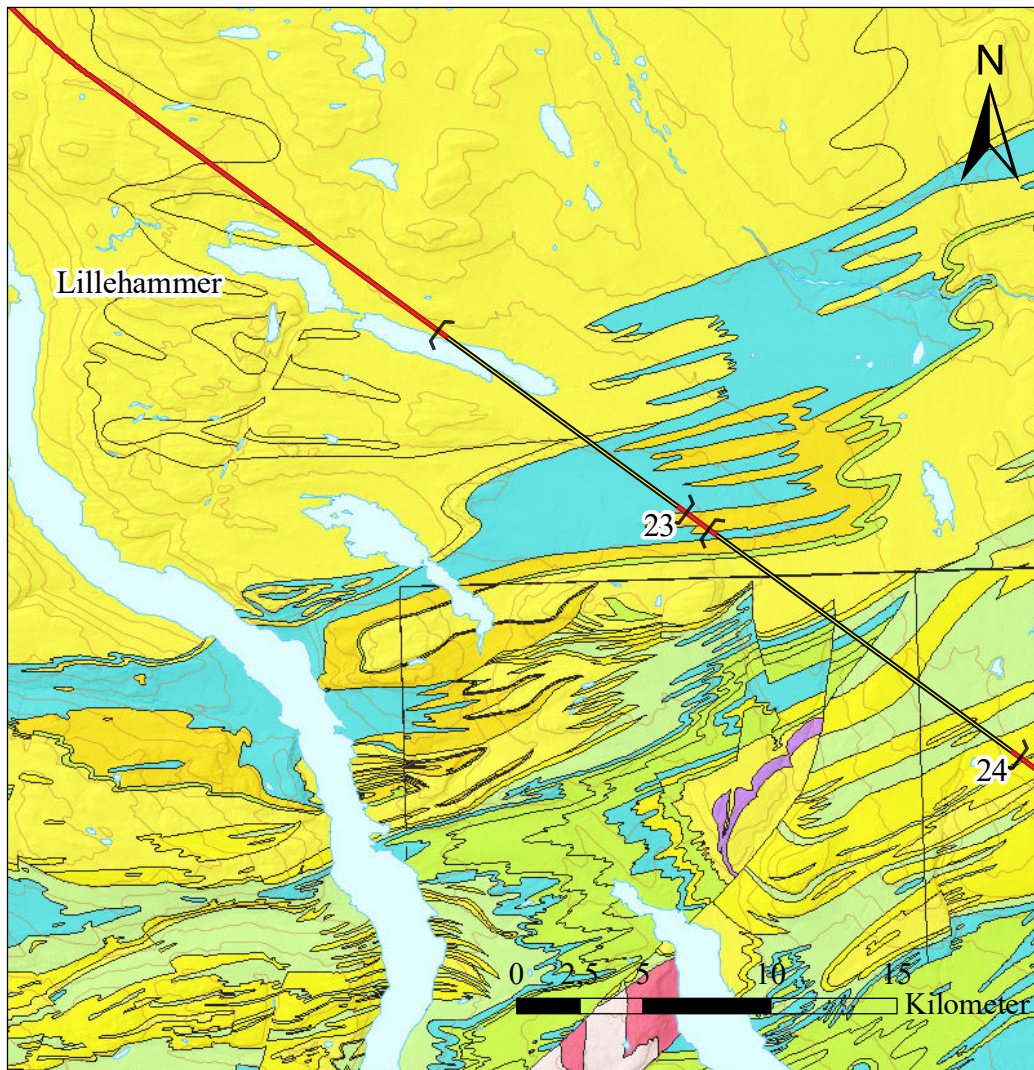


Tegnforklaring

	Tunnel	Løsmasser		Ryggformet breelvavsetning
	Trase			Breelvavsetning
				Forvittringsmateriale
				Forvittringsmateriale, tynt dekke
				Torv og myr
				Skredmateriale
				Skredmateriale, tynt dekke

Figur A12: Løsmassekart område 6

Vedlegg A13 - Berggrunnskart område 7

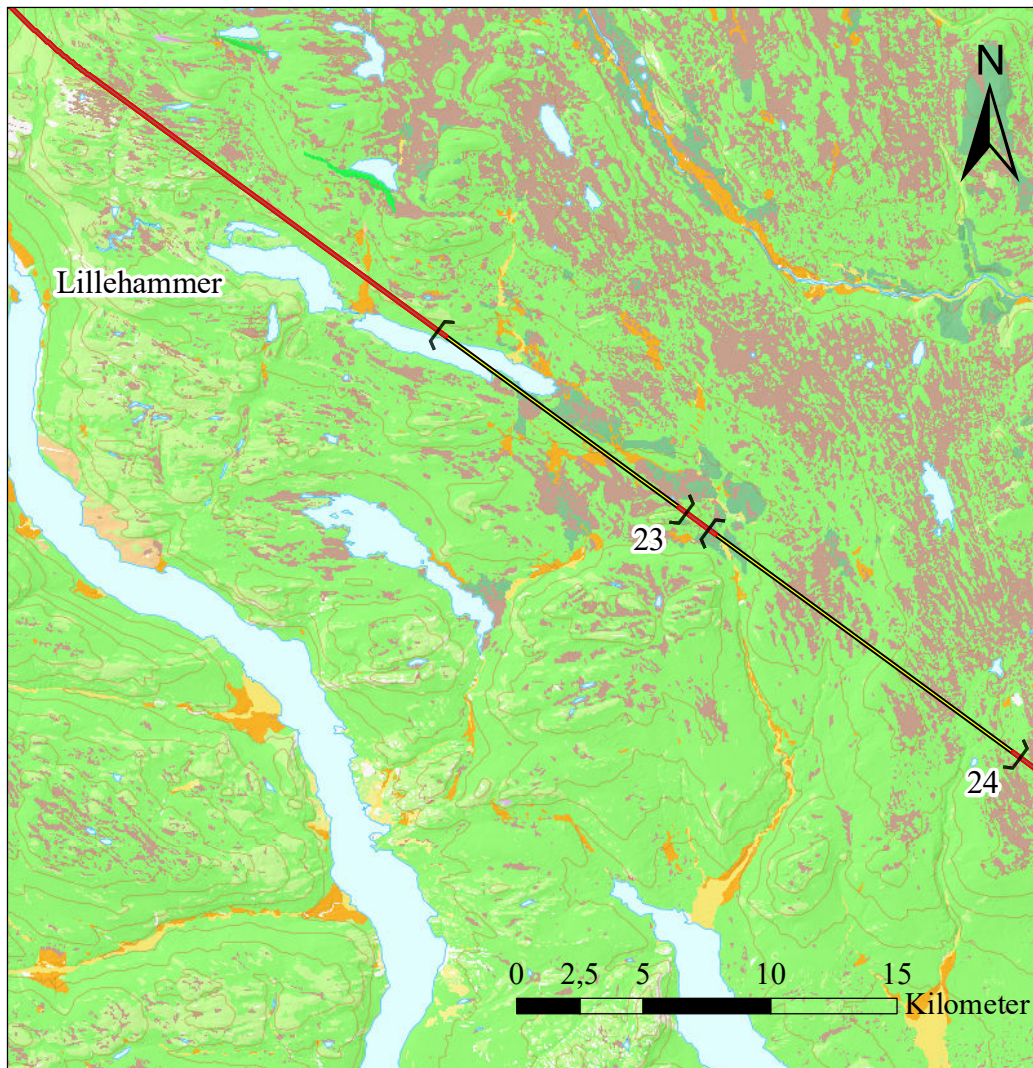


Tegnforklaring

	Tunnel	Berggrunn 1:250 000		Arkose		Kvartsitt
	Trase		Granitt		Konglomerat	Granittisk gneis
			Rombeporfy		Tillitt	Diorittisk gneis
			Leirstein		Kalkstein	
			Sandstein		Leirskifer	

Figur A13: Berggrunnskart område 7

Vedlegg A14 - Løsmassekart område 7

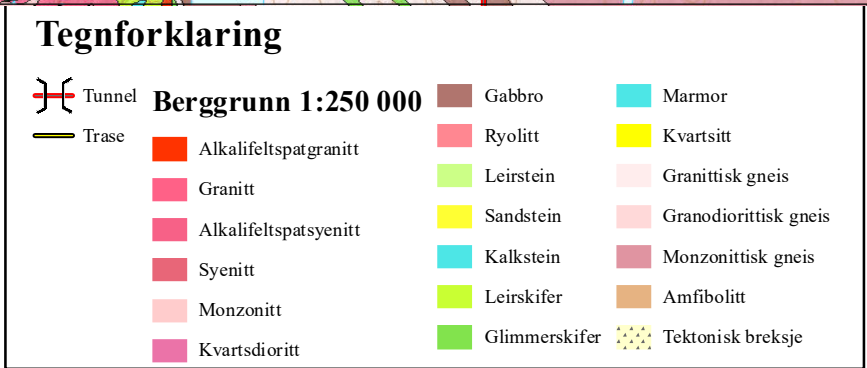
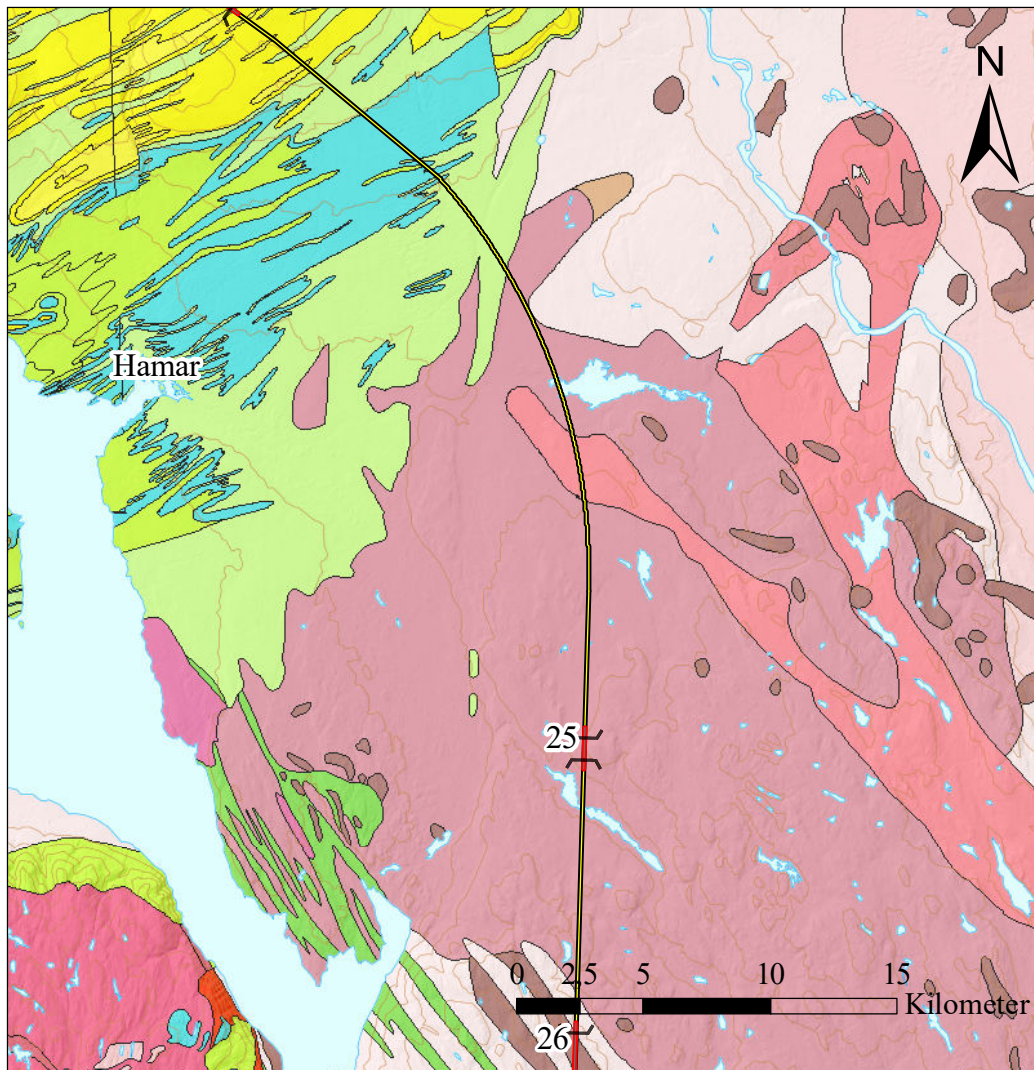


Tegnforklaring

	Tunnel		Morenemateriale, tynt dekke		Elve- og bekkeavsetning
	Trase		Morenemateriale, stor mektighet		Bresjø-/eller brekammeravsetning
			Randmorene/randmorenebelte		Breelavsetning
			Avsmeltningsmorene		Forvittringsmateriale
			Bresjø-/brekammer og innsjøavsetning		Torv og myr
					Skredmateriale, stor mektighet

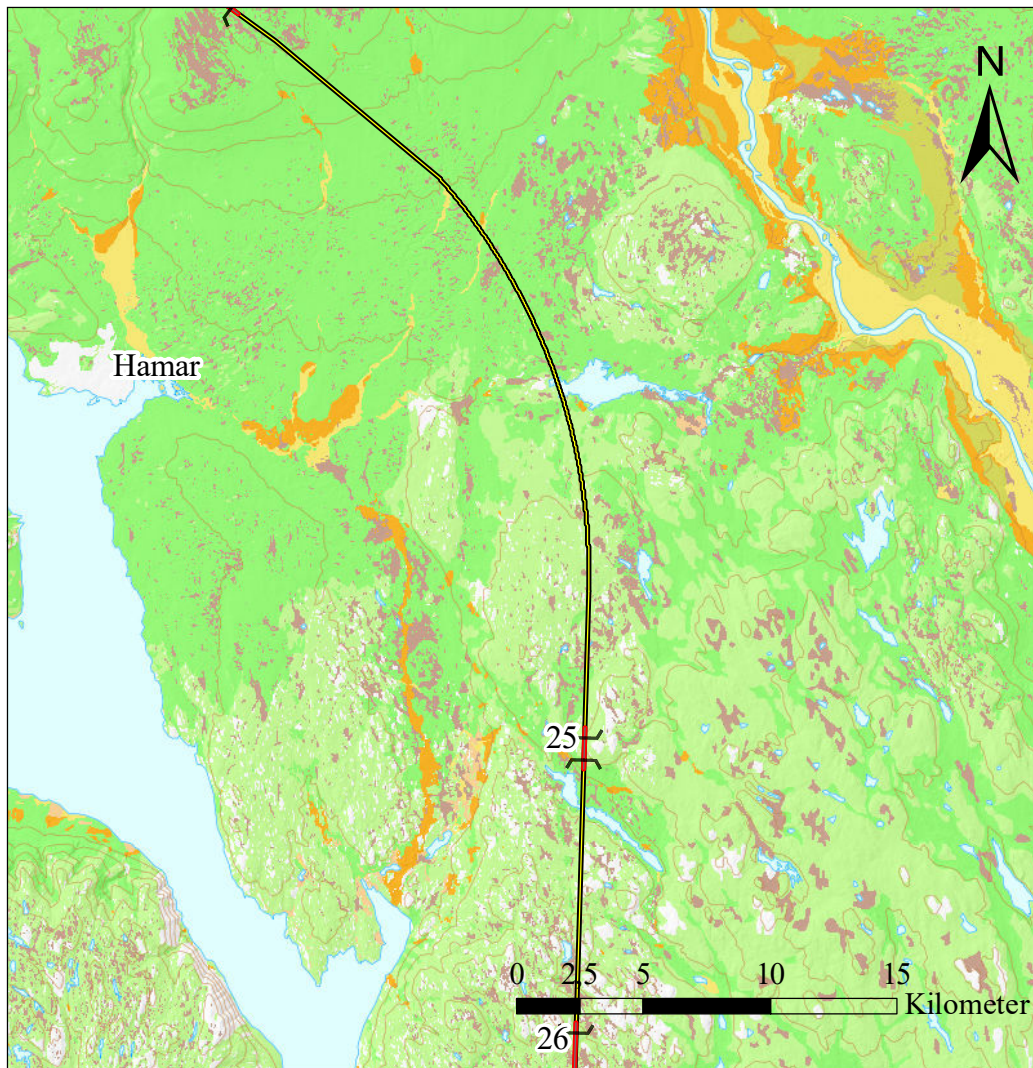
Figur A14: Løsmassekart område 7

Vedlegg A15 - Berggrunnskart område 8



Figur A15: Berggrunnskart område 8

Vedlegg A16 - Løsmassekart område 8

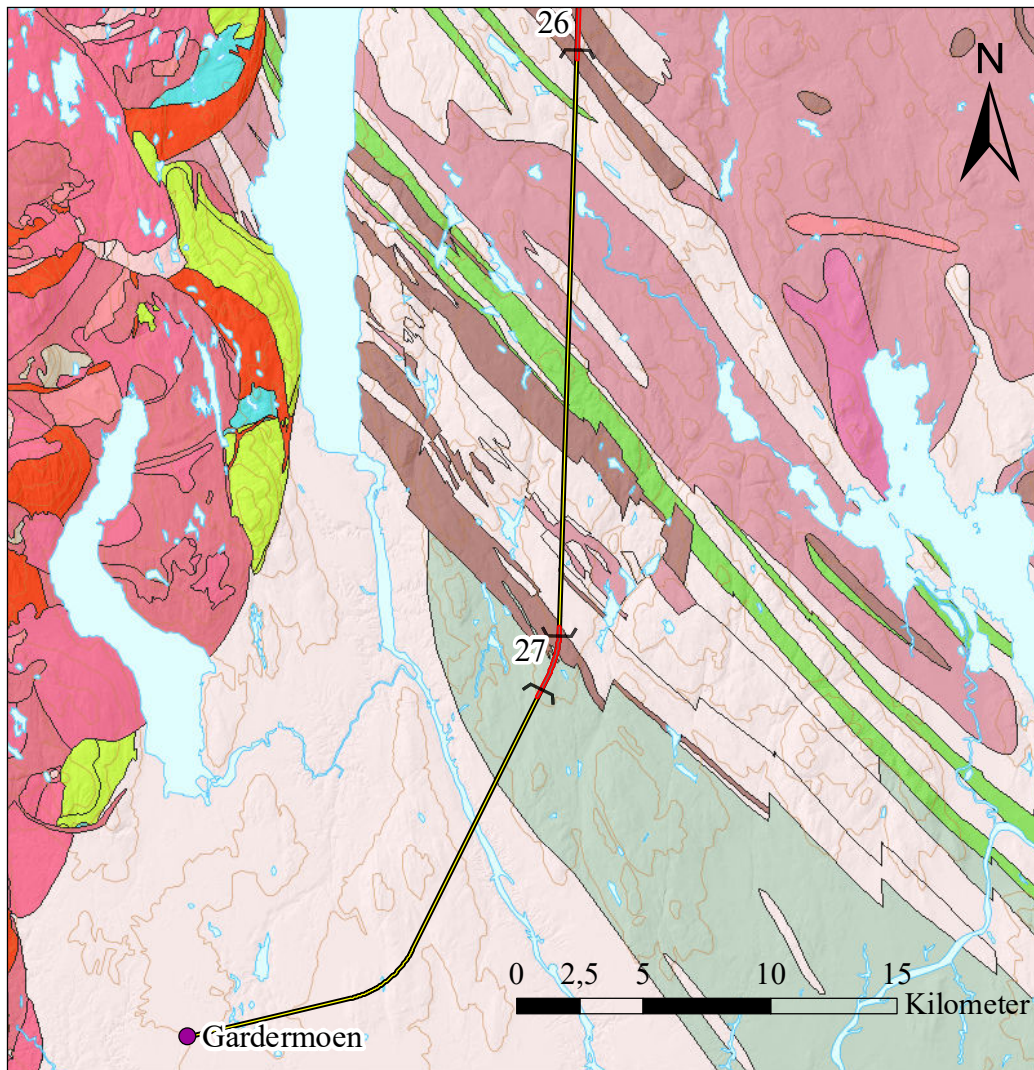


Tegnforklaring

	Tunnel	Løsmasser NGU		Bresjø-/eller brekammeravsetning
	Trase			Vindavsetning
				Breelvavsetning
				Torv og myr

Figur A16: Løsmassekart område 8

Vedlegg A17 - Berggrunnskart område 9

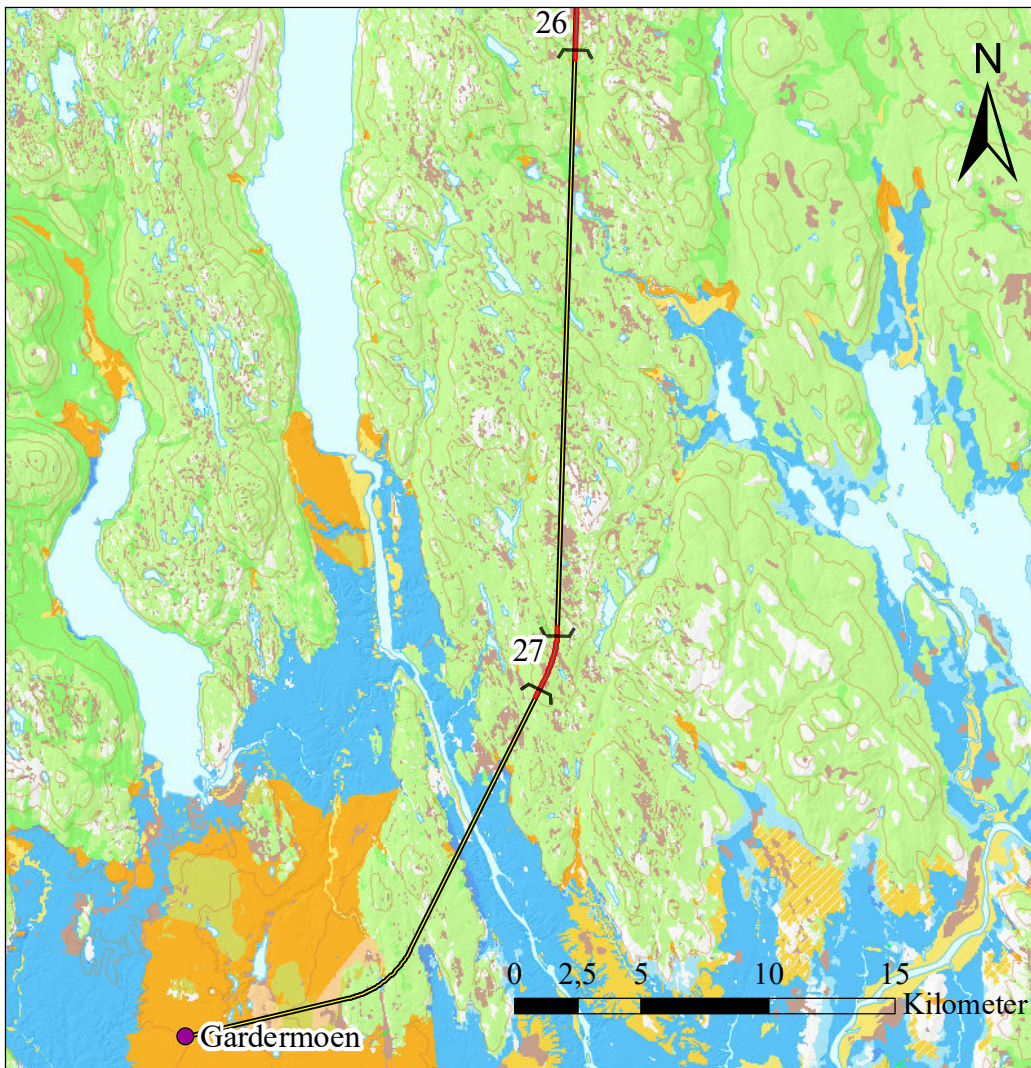


Tegnforklaring

● Stasjoner	Berggrunn 1:250 00	● Kvartsdioritt	● Glimmerskifer
⊢ Tunnel	● Alkalifeltspatgranitt	● Gabbro	● Marmor
— Trase	● Granitt	● Ryolitt	● Glimmersgneis
	● Alkalifeltspatsyenitt	● Vulkansk breksje	● Granittisk gneis
	● Syenitt	● Kalkstein	● Monzonittisk gneis
	● Monzonitt	● Leirskifer	

Figur A17: Berggrunnskart område 9

Vedlegg A18 - Løsmassekart område 9

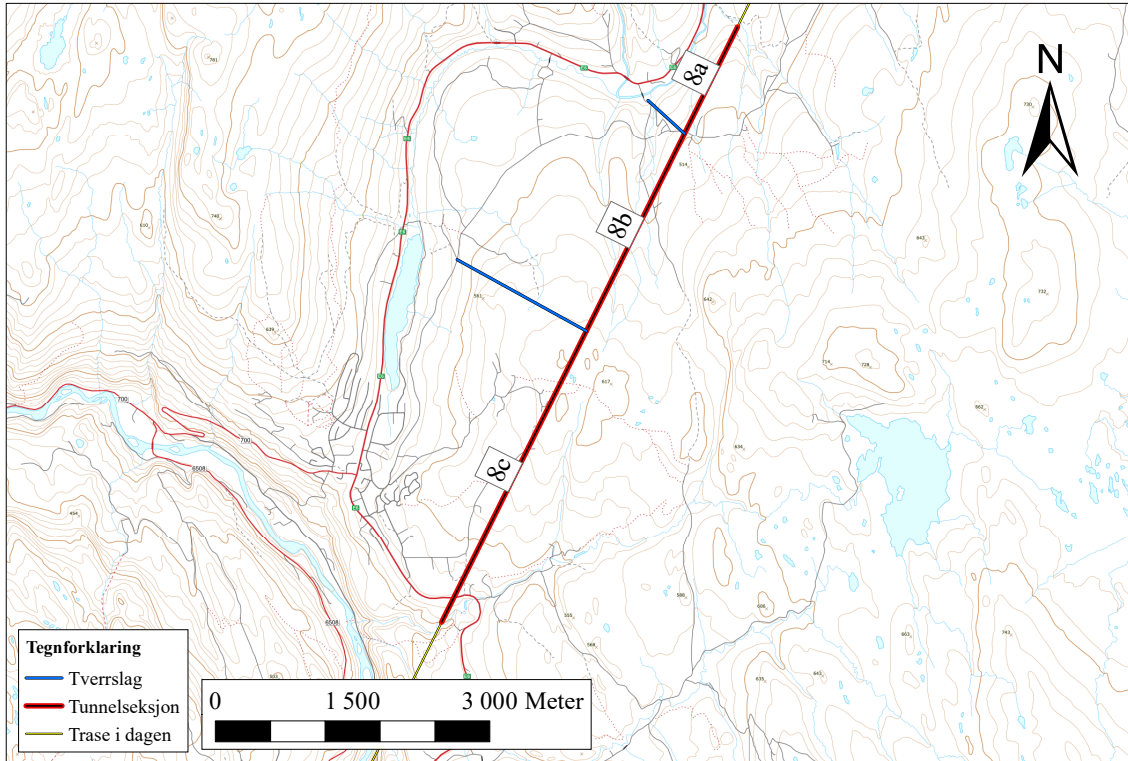


Tegnforklaring

● Stasjoner	Løsmasser	■ Flomavsetning
⊢ Tunnel	■ Morenemateriale, tynt dekke	▨ Flomavsetning, tynt dekke
— Trase	■ Morenemateriale, stor mektighet	■ Vindavsetning
	■ Randmorene/randmorenebelte	■ Breelvavsetning
	■ Bresjø-/brekammer og innsjøavsetning	■ Hav- og fjordavsetning og strandavsetning, tynt dekke
	■ Elve- og bekkeavsetning	■ Hav- og fjordavsetning, stor mektighet
	■ Breelv- og elveavsetning	■ Marin strandavsetning
	■ Bresjø-/eller brekammeravsetning	■ Torv og myr

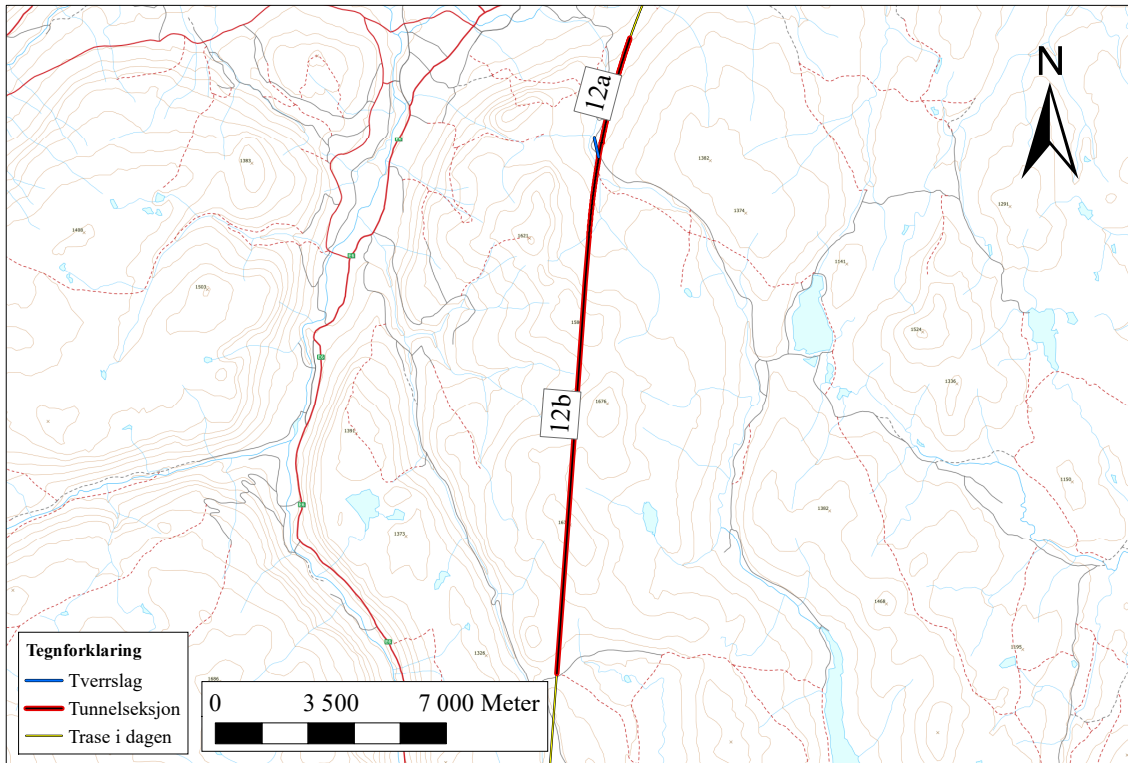
Figur A18: Løsmassekart område 9

Vedlegg B1 - Tunnel 8 med tverrslag



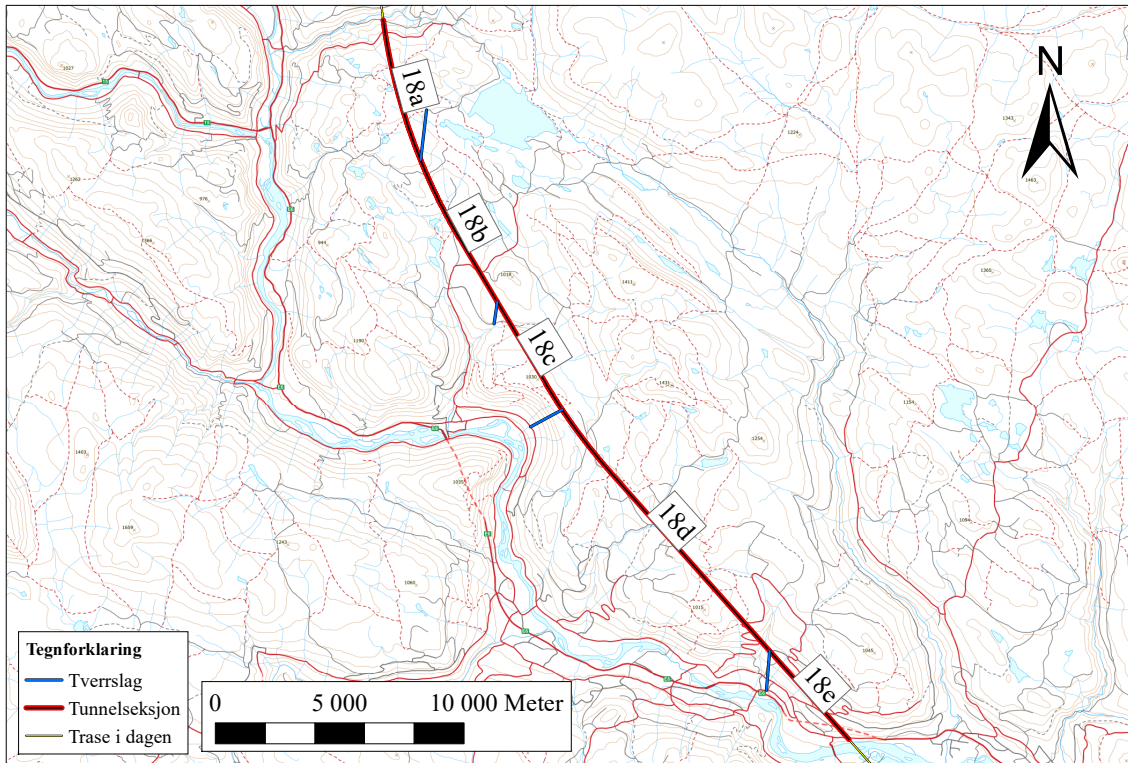
Figur B1: Tunnel 8 har en lengde på 7266 m. Med 2 tverrslag på 540 m og 1614 m deles tunnelen i 3 deler på 1303 m, 2411 m og 3552 m.

Vedlegg B2 - Tunnel 12 med tverrslag



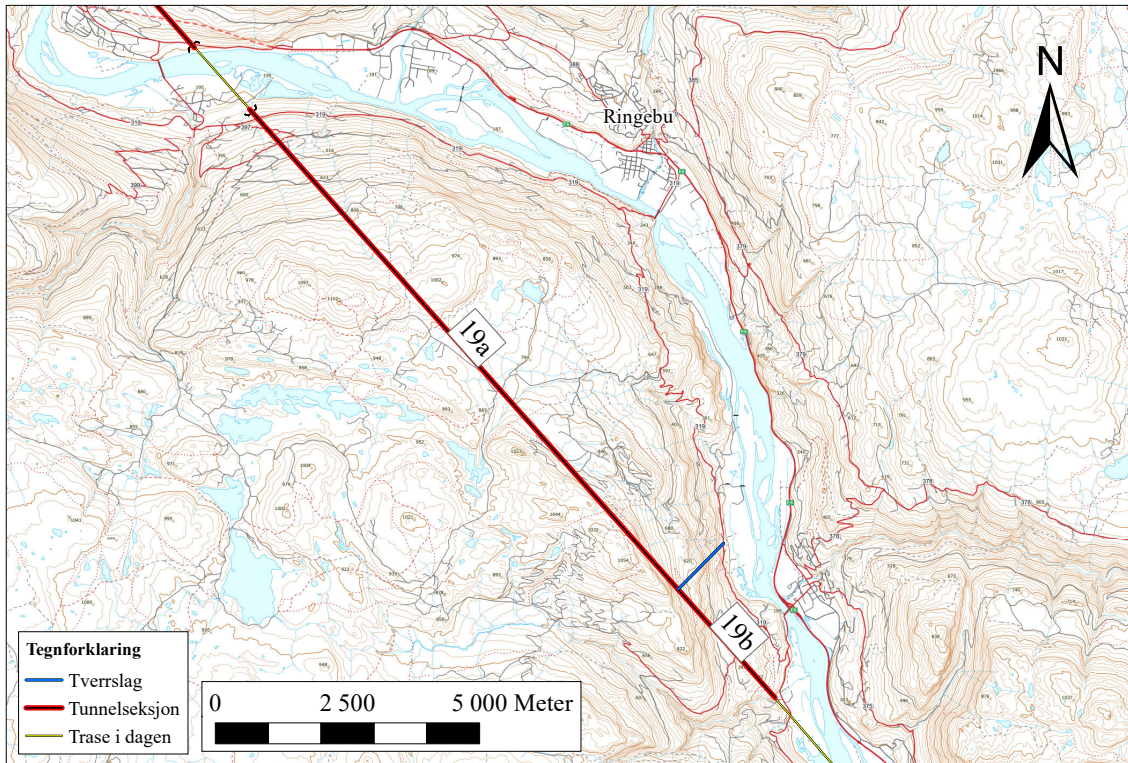
Figur B2: Tunnel 12 har en lengde på 19430 m. Med et tverrslag på 612 m deles tunnelen i to deler på 3741 m og 15689 m.

Vedlegg B3 - Tunnel 18 med tverrslag



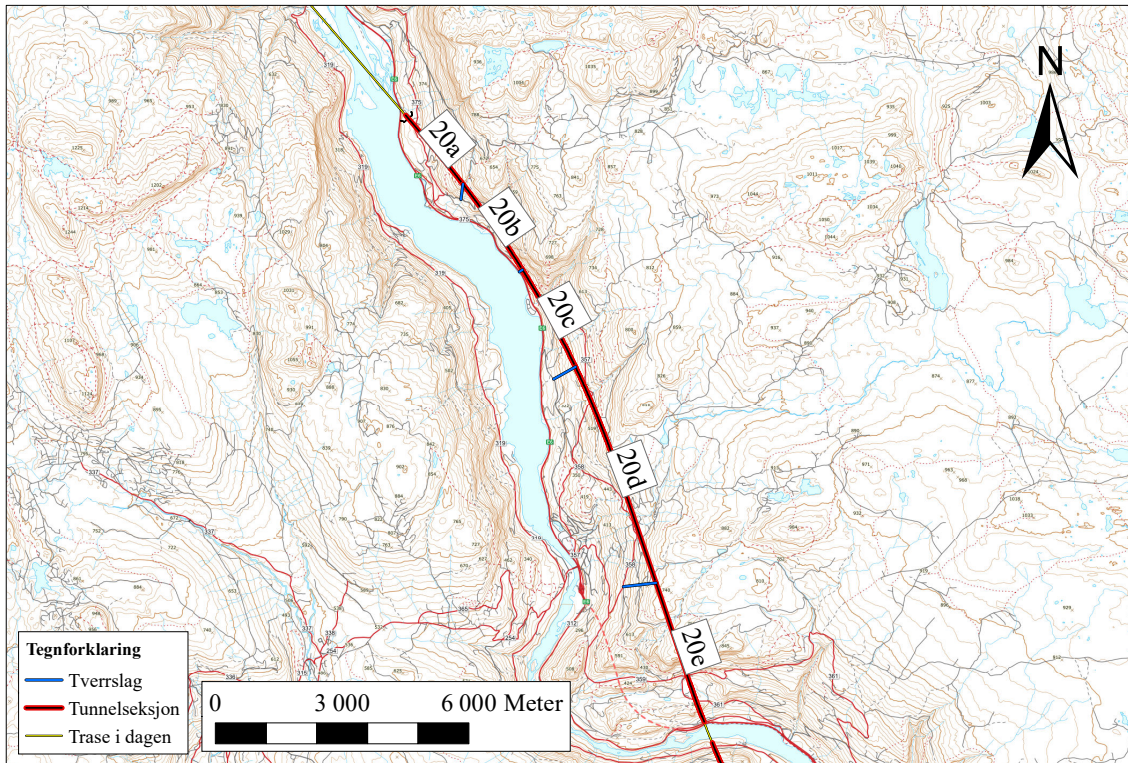
Figur B3: Tunnel 18 har en lengde på 35023 m. Med fire tverrslag på 1452 m, 881 m, 1599 m, og 2013 m deles tunnelen i fem deler på 5831 m, 6518 m, 5070 m, 12804 m og 4799 m.

Vedlegg B4 - Tunnel 19 med tverrslag



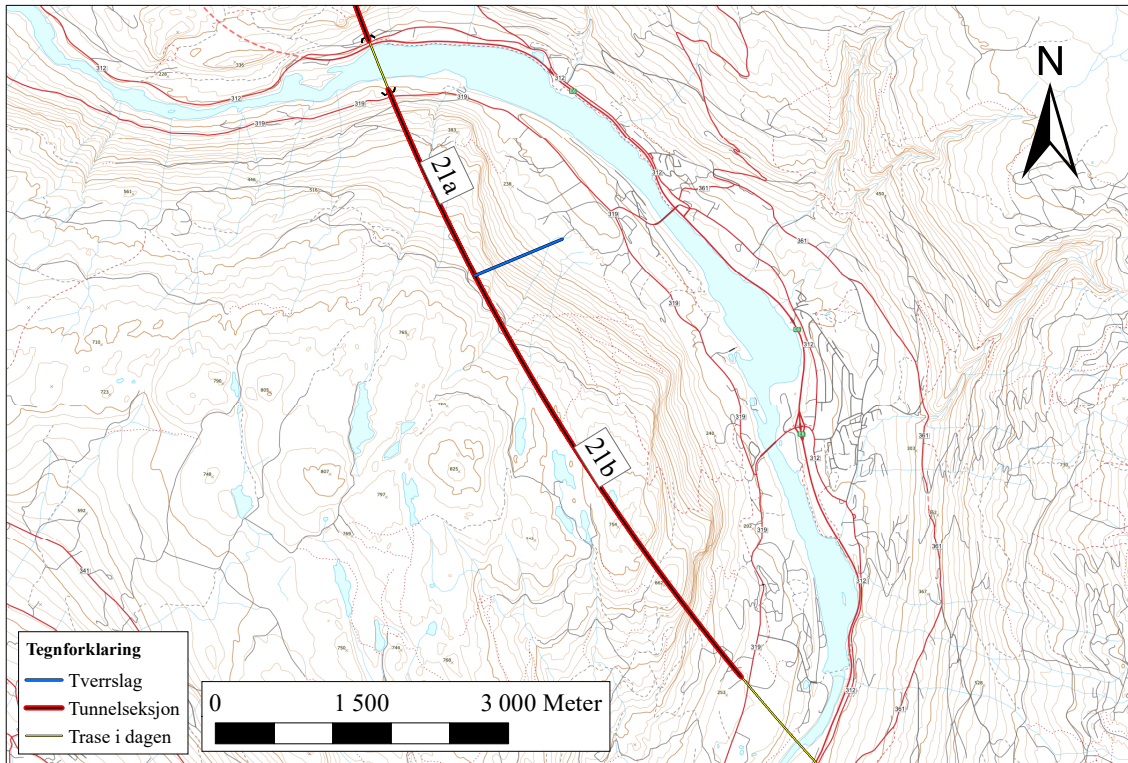
Figur B4: Tunnel 19 har en lengde på 14939 m. Med et tverrslag på 1229 m deles tunnelen i to deler på 12184 m og 2755 m.

Vedlegg B5 - Tunnel 20 med tverrslag



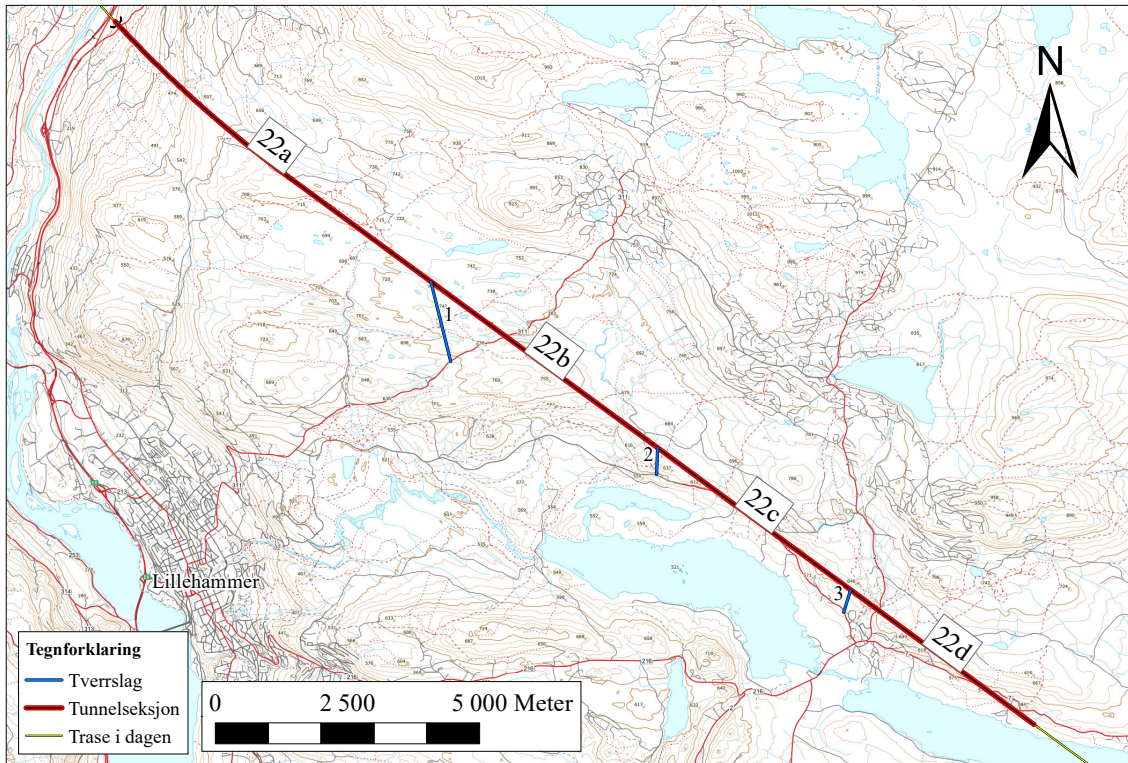
Figur B5: Tunnel 20 har en lengde på 16154 m. Med fire tverrslag på 369 m, 88m, 600m og 783 m deles tunnelen i fem deler på 2121 m, 2473 m, 2612 m, 5463 m og 3485 m.

Vedlegg B6 - Tunnel 21 med tverrslag



Figur B6: Tunnel 21 har en lengde på 7044 m. Med et tverrslag på 972 m deles tunnelen i to deler på 2106 m og 4938 m.

Vedlegg B7 - Tunnel 22 med tverrslag



Figur B7: Tunnel 22 har en lengde på 21935 m. Med tre tverrslag på 508 m, 1559 m og 44 m deles tunnelen i fire deler på 7768 m, 5321 m, 4545 m og 4300 m.