



**InterCity-prosjektet
Vestfoldbanen
Tønsberg - Larvik**

**Fagrappport ingeniørgeologi og hydrogeologi
Stokke – Larvik**

<input checked="" type="checkbox"/>	Akseptert
<input type="checkbox"/>	Akseptert m/kommentarer
<input type="checkbox"/>	Ikke akseptert / kommentert Revider og send inn på nytt
<input type="checkbox"/>	Kun for informasjon
Sign:	

01A	Oppdatert etter kommentarer fra Bane NOR	25.05.2018	AKVi	HaK	MFa
00A	Første utgave	27.04.2018	AKVi	HaK	MFa
Revisjon	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
Tittel: InterCity-prosjektet, Vestfoldbanen Tønsberg - Larvik Fagrappport ingeniørgeologi og hydrogeologi Stokke – Larvik		Sider: 93 + 1 vedl.			
		Produsert av:	Norconsult  asplan viak		
		Prod.dok.nr.:		Rev:	
		Erstatter:			
		Erstattet av:			
Prosjekt: 965003 Parsell: 36	Dokumentnummer: ICP-36-V-25757		Revisjon: 01A		
		Drift dokumentnummer:	Drift rev.:		

SAMMENDRAG

Denne rapporten beskriver ingeniørgeologiske og hydrogeologiske forhold knyttet til tunneler og bergskjæringer, samt dype byggegrop, for InterCity-strekningen mellom Stokke og Larvik.

De ulike korridorene har følgende strekninger med bergtunnel:

- Gokstadkorridoren (ingen tunneler)
- Torp vest-korridoren
 - Feensåsen, ca. 400 meter
 - Unneberg, ca. 200 meter
 - Drakeåsen, ca. 300 meter
 - Breidablikk – Mokollen, ca. 1280 meter
- Torp vest-korridoren via Storås
 - Storåstunnelen ved Unnebergskogen, ca. 900 meter
 - Storåstunnelen ved Storåsen, ca. 200 meter
 - Unneberg – Øvre Hasle, ca. 590 meter
 - Breidablikk – Mokollen, ca. 1300 meter
- Unnebergkorridoren
 - Unnebergtunnelen, ca. 75 meter
 - Drakeåsen, ca. 300 meter
 - Breidablikk – Mokollen, ca. 1280 meter
- Verningenkorridoren
 - Hegdaltunnelen, ca. 65 meter
 - Yttersøveien, ca. 55 meter
 - Byskogentunnelen, ca. 800 meter
- Stålakerkorridoren
 - Ramsåstunnelen (Stålaker vest), ca. 580 meter
 - Løkåsentunnelen (Stålaker øst), ca. 755 meter
 - Åsmundrødtunnelen, ca. 1155 meter
 - Yttersøveien, ca. 25 meter
 - Byskogentunnelen, ca. 790 meter
- Kongegatakorridoren
 - Byskogentunnelen, ca. 1240 meter
 - Kleivertunnelen, ca. 700 meter
- Indre havn-korridoren
 - Byskogentunnelen, ca. 940 meter
 - Herregården, ca. 50 meter
 - Kleivertunnelen, ca. 710 meter

Strekninger med høye bergskjæringer er identifisert og det er gjort en foreløpig vurdering av skjæringshelning og bredde på fanggrøfter. Bergskjæringer langs traseene varierer i høyde. Det er kun langs noen få strekninger at høyde på bergskjæringer blir mer enn 10-15 meter.

Spesielt utfordrende elementer forventes å være:

- Partier med minimal eller manglende bergoverdekning for tunnel.
- Tunneldriving i områder med leirsoner og tett oppsprukket eller oppknust bergmasse, forårsaket av forkastninger og sprekker, intrusivganger eller mulig dypforvitret bergmasse.
- Flere krevende tunnelpåhugg.
- Punktene over i kombinasjon med tett bebyggelse og annen nærliggende infrastruktur.

Det er utført grunnundersøkelser på strekningen i flere omganger i perioden 2015 – 2017, hovedsakelig totalsonderinger og refraksjonsseismikk. Det er utført til sammen ca. 13 000 meter med refraksjonsseismikk på strekningen Stokke – Larvik, og ca. 800 totalsonderinger mellom Tønsberg og Larvik. Pr. mars 2018 gjenstår utførelse av refraksjonsseismikk i to områder i Larvik; disse er planlagt utført våren 2018.

Registreringer av bergblotninger, tolkning av svakhetssoner og utførte grunnundersøkelser er sammenstilt på kart vedlagt rapporten.

Plan for supplerende grunnundersøkelser anbefales utarbeidet når det er besluttet hvilke korridorer som skal utredes videre i detaljplanfasen.

INNHOLDSFORTEGNELSE

SAMMENDRAG	2
1 INNLEDNING	7
1.1 HENSIKT	7
1.2 BESKRIVELSE AV PROSJEKTET	7
1.3 FORUTSETNINGER	9
1.3.1 <i>Geoteknisk kategori</i>	9
1.3.2 <i>Tunneltverrsnitt</i>	10
1.4 GRUNNLAGSMATERIALE	10
1.5 BERGMODELL	11
2 GRUNNUNDERSØKELSER	12
2.1 HELIKOPTERBASERT AEM	12
2.2 GEOTEKNISKE GRUNNUNDERSØKELSER	12
2.3 HYDROGEOLOGISKE UNDERSØKELSER	12
2.4 AKUSTISK PROFILERING	13
2.5 REFRAKSJONSSEISMISKE UNDERSØKELSER	13
2.6 RESISTIVITETSMÅLINGER	13
2.7 INGENIØRGEOLOGISK FELTKARTLEGGING	13
2.8 GRUNNUNDERSØKELSER UTFØRT FOR ANDRE PROSJEKTER	14
2.9 ERFARINGER FRA NÆRLIGGENDE ANLEGG	14
2.9.1 <i>Kleivertunnelen</i>	14
2.9.2 <i>E18 Larvikstunnelen og Martineåstunnelen</i>	14
3 GRUNNFORHOLD	17
3.1 TOPOGRAFI	17
3.2 LØSMASSER - KVARTÆRGEOLOGI	17
3.3 REGIONALGEOLOGI	17
3.4 BERGARTER	17
3.4.1 <i>Monzonitt / larvikitt</i>	18
3.4.2 <i>Intrusivganger</i>	19
3.5 BERGMASSENS OPPSPREKKING	20
3.6 SVAKHETSSONER	22
3.7 BERGSPENNINGER	25
3.8 SKRED	25
4 OVERORDNEDE INGENIØRGEOLOGISKE VURDERINGER	26
4.1 GJENNOMFØRBARHET	26
4.2 BERGSKJÆRINGER	26
4.3 SVAKHETSSONER	27
4.4 PÅHUGGSFORHOLD	27
4.5 BERGSPENNINGER	27
4.6 BERGMASSEKVALITET	28
4.6.1 <i>Sammenheng mellom Q-verdi og bergmasseklasser</i>	28
4.6.2 <i>Tolket fordeling av bergmassekvalitet i tunnelene</i>	28
4.7 STABILITET OG BERGSIKRING I TUNNELER	29
4.8 TUNNELDRIVING ETTER OBSERVASJONSMETODEN	31
4.9 MULIGE TILTAK I PROBLEMOMRÅDER	31
4.10 ANVENDELSE AV SPRENGSTEINSMASSER	32
4.11 HENSYN TIL EKSISTERENDE BEBYGGELSE OG INFRASTRUKTUR	32
4.11.1 <i>Måleprogram, registrering og vibrasjonskrav</i>	32
4.11.2 <i>Nærhet til eksisterende tunneler og bergrom</i>	33
5 HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER	34
5.1 GENERELLE HYDROGEOLOGISKE BETRAKTNINGER	34
5.1.1 <i>Vannbalanse</i>	34
5.1.2 <i>Grunnvann i berg</i>	34

5.1.3	Grunnvann i løsmasser.....	34
5.1.4	Grunnvannsbetinget kulturminner og naturmiljø.....	35
5.1.5	Grunnvannsdrenering omkring byggegrøper.....	36
5.2	TETTEKRAV TIL TUNNEL	38
5.3	TETTING AV VANNLEKKASJER	38
5.4	VANN- OG FROSTSIKRING.....	39
6	VURDERINGER FOR GOKSTADKORRIDOREN	40
6.1	INGENIØRGEOLOGISKE VURDERINGER AV HØYE BERGSKJÆRINGER	41
6.2	HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER	41
6.3	FAGETS PÅVIRKNING PÅ VALG AV LØSNING / TRASÉ.....	41
6.4	FORSLAG TIL VIDERE OPTIMALISERING	41
7	VURDERINGER FOR TORP VEST-KORRIDOREN.....	42
7.1	GEOLOGISKE FORHOLD.....	42
7.2	INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD LANGS TRASEENE.....	42
7.2.1	Torp Sandefjord lufthavn – Mokollen.....	42
7.2.2	Torp Sandefjord lufthavn – via Storås – Mokollen.....	46
7.3	BERGMASSEKLASSIFISERING.....	48
7.3.1	Torp Sandefjord lufthavn – Mokollen.....	48
7.3.2	Torp Sandefjord lufthavn via Storås – Mokollen.....	50
7.4	HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER	52
7.5	FAGETS PÅVIRKNING PÅ VALG AV LØSNING / TRASÉ.....	53
7.6	FORSLAG TIL VIDERE OPTIMALISERING	53
8	VURDERINGER FOR UNNEBERGKORRIDOREN.....	54
8.1	GEOLOGISKE FORHOLD.....	54
8.2	INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD LANGS TRASEEN.....	54
8.2.1	Stavnum – Unneberg.....	54
8.2.2	Unneberg – Mokollen.....	54
8.3	BERGMASSEKLASSIFISERING.....	55
8.4	HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER	55
8.5	FAGETS PÅVIRKNING PÅ VALG AV LØSNING / TRASÉ.....	55
8.6	FORSLAG TIL VIDERE OPTIMALISERING	55
9	VURDERINGER FOR VERNINGENKORRIDOREN	56
9.1	GEOLOGISKE FORHOLD.....	56
9.2	INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD LANGS TRASEEN.....	56
9.2.1	Virik – Lågen.....	56
9.2.2	Lågen – Byskogen.....	57
9.3	BERGMASSEKLASSIFISERING.....	57
9.4	HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER	58
9.5	FAGETS PÅVIRKNING PÅ VALG AV LØSNING / TRASÉ.....	59
9.6	FORSLAG TIL VIDERE OPTIMALISERING	59
10	VURDERINGER FOR STÅLAKERKORRIDOREN.....	60
10.1	GEOLOGISKE FORHOLD.....	60
10.2	INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD LANGS TRASEENE.....	60
10.2.1	Virik – via Stålaker vest	60
10.2.2	Virik – Stålaker via Stålaker øst.....	61
10.2.3	Stålaker – Byskogen.....	62
10.2.4	Tverrslag.....	64
10.3	BERGMASSEKLASSIFISERING.....	64
10.4	HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER	66
10.5	FAGETS PÅVIRKNING PÅ VALG AV LØSNING / TRASÉ.....	67
10.6	FORSLAG TIL VIDERE OPTIMALISERING	67
11	VURDERINGER FOR KONGEGATAKORRIDOREN	68
11.1	GEOLOGISKE FORHOLD.....	68
11.2	INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD LANGS TRASEEN.....	68

11.2.1	<i>Byskogen-Kleivertunnelen</i>	68
11.2.2	<i>Tverrslag/rømningsstunnel</i>	69
11.3	BERGMASSEKLASSIFISERING.....	69
11.4	HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER.....	70
11.4.1	<i>Grunnvann i berg</i>	71
11.4.2	<i>Grunnvann i løsmasser</i>	71
11.4.3	<i>Ytre påvirkning</i>	73
11.4.4	<i>Lekkasje til bergtunnel</i>	73
11.4.5	<i>Spunting</i>	74
11.4.6	<i>Sprengning</i>	75
11.4.7	<i>Peling</i>	75
11.4.8	<i>Komprimering</i>	75
11.5	FAGETS PÅVIRKNING PÅ VALG AV LØSNING / TRASÉ.....	76
11.6	FORSLAG TIL VIDERE OPTIMALISERING.....	76
12	VURDERINGER FOR INDRE HAVN-KORRIDOREN	77
12.1	GEOLOGISKE FORHOLD.....	77
12.2	INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD LANGS TRASEENE.....	77
12.3	BERGMASSEKLASSIFISERING.....	78
12.4	HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER.....	79
12.4.1	<i>Lekkasje til bergtunnel</i>	81
12.4.2	<i>Spunting</i>	82
12.4.3	<i>Tiltak ved sperring av naturlig grunnvannsstrøm</i>	82
12.4.4	<i>Sprengning</i>	83
12.4.5	<i>Peling</i>	83
12.4.6	<i>Komprimering</i>	84
12.5	FAGETS PÅVIRKNING PÅ VALG AV LØSNING / TRASÉ.....	84
12.6	FORSLAG TIL VIDERE OPTIMALISERING.....	84
13	FAGETS VURDERING AV KORRIDORENE	85
13.1	STOKKE – VIRIK.....	85
13.1.1	<i>Fagets vurdering av korridorene</i>	85
13.1.2	<i>Fagets anbefaling</i>	85
13.2	VIRIK – BYSKOGEN.....	86
13.2.1	<i>Fagets vurdering av korridorene</i>	86
13.2.2	<i>Fagets anbefaling</i>	86
13.3	BYSKOGEN – KLEIVERTUNNELEN.....	87
13.3.1	<i>Fagets vurdering av korridorene</i>	87
13.3.2	<i>Fagets anbefaling</i>	87
14	VIDERE ARBEID OG UNDERSØKELSER	89
14.1	VIDERE ARBEIDER I DETALJPLANFASEN.....	89
14.1.1	<i>Ingeniørgeologiske undersøkelser</i>	89
14.1.2	<i>Hydrogeologiske undersøkelser</i>	89
14.2	RIKTIG OMFANG AV FORUNDERSØKELSER.....	89
15	VEDLEGG	91
15.1	VEDLEGG 1 – INGENIØRGEOLOGISKE PLAN- OG PROFILTEGNINGER.....	91
16	DOKUMENTINFORMASJON	92
16.1	ENDRINGSLOGG.....	92
16.2	TERMINOLOGI.....	92
16.3	REFERANSELISTE.....	93

1 INNLEDNING

1.1 Hensikt

Fagrapport ingeniørgeologi og hydrogeologi danner, sammen med andre fagrapporter, grunnlag for utarbeidelse av teknisk hovedplan for InterCity-prosjektet Tønsberg-Larvik.

I rapporten beskrives ingeniørgeologiske og hydrogeologiske forhold knyttet til tunneler og bergskjæringer for gjeldende korridorer og alternativer på strekningen Stokke – Larvik. Når det gjelder bergskjæringer er det kun skjæringer med høyde ca. 10 meter eller mer som er omtalt spesielt.

Hovedfokus i denne fasen har vært å gi råd og innspill til arbeidet med å fastlegge trasé og linjeføring, identifisere områdene hvor det forventes størst utfordringer, og vurdering av gjennomførbarhet.

For fagområdet ingeniørgeologi har arbeidet med hovedplan i hovedsak bestått av følgende:

- Planlegging, oppfølging og tolkning av grunnundersøkelser
- Overordnede ingeniørgeologiske vurderinger av ulike traséalternativer
- Innspill/samarbeid med fagområde spor angående linjeføring
- Innspill/samarbeid med fagområdene geoteknikk og anleggsteknikk angående byggemetoder og utførelse
- Kostnadsestimering

Fagområdet hydrogeologi har vurdert ulike tema som er betinget av grunnvannsnivå, grunnvannstrykk, grunnvannskjemi, samt til dels markfuktighet i umettet sone over grunnvannsspeilet. Tema som er vurdert sammen med grunnvannsforhold er løsmasse- og berggrunnsgeologi, grunnvannstrykk i forhold til setningspotensialet, effekten av en grunnvannsendring på naturmiljø og kulturminner, grunnvannsressurser og overflatevann. Hensikten med vurderingene er å kunne anslå nødvendige begrensninger for grunnvannsendringer ved lekkasjer i form av tettekrav til tunneler og konstruksjoner. Dette skal gi begrenset risiko for negative konsekvenser på de nevnte tema i forbindelse med en eventuell utbygging.

Beskrivelse av utførte grunnundersøkelser og generelle grunnforhold på hele strekningen mellom Stokke og Larvik er beskrevet i kapittel 2 og 3 (faktadel). I kapittel 4 – 13 (vurderingsdel) er det gitt nærmere beskrivelser av ingeniørgeologiske og hydrogeologiske vurderinger overordnet og for de ulike korridor-alternativene. Anbefaling om videre arbeid er oppsummert i kapittel 14.

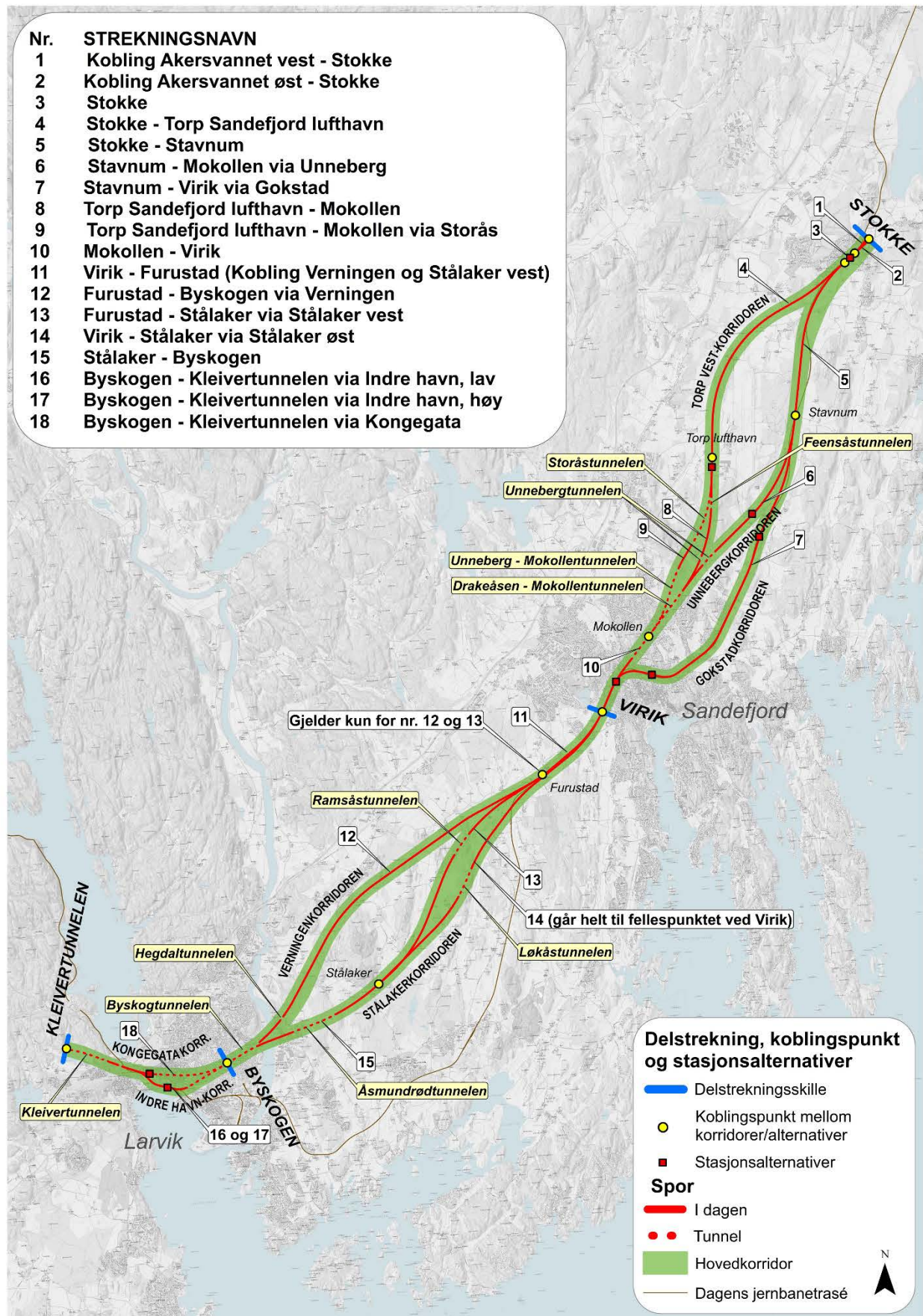
1.2 Beskrivelse av prosjektet

Prosjektet omfatter strekningen Tønsberg – Larvik, en strekning på ca. 40 km, som utgjør en del av InterCity-strekningen på Vestfoldbanen. I denne rapporten beskrives strekningen Stokke – Larvik (ca. 30 km).

For teknisk hovedplan foreligger det tre korridorer mellom Stokke og Furustad, og to/tre korridorer mellom Furustad og Larvik. De ulike korridorene er vist i Figur 1-1. Innenfor de ulike korridorene beskrives gjeldende løsninger til hovedplan.

Leseren av denne rapporten bør også ha tilgang til prosjektets samordningsmodell i 3D i InfraWorks. Samordningsmodellen er blitt brukt aktivt gjennom prosjektet som et hjelpemiddel for faglige og tverrfaglige vurderinger.

Der det er oppgitt km-referanser, vises det til samordningsmodellen i InfraWorks og tegninger i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger.



Figur 1-1: Oversikt over alternative korridorer mellom Stokke og Larvik, pr. mars 2018. Korridorene er hentet fra fastsatt planprogram for strekningen Stokke – Larvik.

På strekningen Stokke – Larvik er det planlagt en eller flere tunneler i alle korridorene med unntak av Gokstadkorridoren. Tabell 1-1 viser en oversikt over tunnelene i hver korridor. Byggemetode og fordeling mellom bergtunnel og betongtunnel/løsmassekulvert er beskrevet i kapitlene med vurderinger for hver korridor.

Tabell 1-1: Oversikt tunneler på strekningen Stokke -Larvik. Km fra/til og lengde angir start, slutt og lengde tunnel inkludert portaler.

Korridor, strekning	Km fra	Km til	Bergtunnel / sted	Lengde [m]
Torp vest-korridoren, Torp Sandefjord lufthavn til Mokollen	129,230	129,670	Feensåstunnelen	440
	130,600	130,860	Unnebergtunnelen	260
	131,550	133,600	Drakeåsen – Mokollentunnelen	2050
Torp vest-korridoren, Torp Sandefjord lufthavn via Storås til Mokollen	129,250	130,610	Storåstunnelen	1360
	131,070	133,525	Unneberg – Mokollentunnelen	2455
Unnebergkorridoren	130,040	130,490	Unnebergtunnelen	450
	131,155	133,205	Drakeåsen – Mokollentunnelen	2050
Verningenkorridoren	145,680	145,785	Hegdaltunnelen	105
	146,460	147,350	Byskogentunnelen *	890
Stålakerkorridoren, Furustad via Stålaker vest til Stålaker	139,540	140,170	Ramsåstunnelen	630
Stålakerkorridoren, Stålaker øst til Byskogen	139,935	140,780	Løkåsentunnelen	845
	144,580	145,775	Åsmundrødtunnelen	1195
	146,585	147,420	Byskogentunnelen *	835
Kongegatakorridoren	147,420	149,130	Byskogentunnelen **	1710
	150,180	151,000	Kleivertunnelen	820
Indre havn-korridoren, Byskogen via Larvik stasjon til Kleivertunnelen	147,420	148,600	Byskogentunnelen **	1180
	150,395	151,210	Kleivertunnelen ***	815/1115

*) Tunnelen fortsetter i enten Indre Havn-korridoren eller Kongegatakorridoren.

**) Tunnelen fortsetter fra Stålaker- eller Verningenkorridoren ved Byskogen.

***) Ved høy stasjonsplassering i Larvik blir total tunnellende ca. 815 meter, og ca. 1115 meter ved lav stasjonsplassering. Strekning i bergtunnel blir omtrent lik, forskjellen utgjøres av lengde betongtunnel.

Oversikt over strekninger med høye bergskjæringer er gitt i kapittel 4.2.

1.3 Forutsetninger

1.3.1 Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori benyttes for å definere omfanget av geotekniske undersøkelser og kontroll, og settes i henhold til Eurokode 7. Geoteknisk kategori vil kunne framkomme som en funksjon av prosjektets pålitelighetsklasse (Consequence class/Reliability class) og vanskelighetsgrad, se Tabell 1-2.

Tabell 1-2: Definisjon av geoteknisk kategori.

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4	Vurderes særskilt		

Iht. Teknisk designbasis for IC, kapittel 7.3.3 skal jernbanetunneler som har en bergoverdekning mindre enn halve tunnelbredden, senketunneler og tunneler med høye spenninger kategoriseres i geoteknisk kategori 3.

Det forventes partier med dårlig bergkvalitet og strekninger med strenge krav til innlekkasjer, store tverrsnitt og partier med liten bergoverdekning. I tillegg vil en funksjonssvikt i tunnel kunne få meget alvorlig konsekvens i form av tap av menneskeliv og/eller svært store økonomiske konsekvenser i form av langvarig stengning av jernbanen. Basert på dette, klassifiseres alle bergtunnelene i pålitelighetsklasse 3.

Prosjektets vanskelighetsgrad kan klassifiseres som middels til høy, med vanskelige grunnforhold på deler av tunnelstrekninger og driving i urbane områder med strenge krav til sprengningsrystelser og innlekkasjer.

Basert på en samlet vurdering av pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad, plasseres prosjektet i geoteknisk kategori 3 (Tabell 1-2).

I NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner stilles det krav om egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll av geoteknisk (bergteknisk) prosjektering for anlegg i pålitelighetsklasse 3. Pålitelighetsklasse 3 medfører også at prosjektet havner i utførelseskontrollklasse 3, hvor det stilles krav om egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll av entreprenørens utførelse.

1.3.2 Tunneltverrsnitt

Det legges til grunn at jernbanetunneler etableres som ett-løps dobbeltsporetunnel. Tunnelprofil utformes i henhold til anbefaling gitt i Teknisk designbasis for IC, kapittel 7.3.8 Tunneltverrsnitt. Jernbanetunnelene får teoretisk sprengningstverrsnitt på ca. 123 m², med bredde ca. 13,9 meter og høyde ca. 9,1 meter (fra overkant skinne). For tverrsnittstunneler vil tverrsnittet være 9 meter bredt og 7,5 meter høyt med teoretisk sprengningstverrsnitt på ca. 60 m². Rømningstunnelene blir 5,4 meter brede og 5,14 meter høye med teoretisk sprengningstverrsnitt på ca. 25 m².

For tunneler med total lengde mer enn 1000 meter skal det etableres rømningstunneler hver 1000. meter eller parallell rømningstunnel.

Valg av tunnelkonsept er nærmere beskrevet i temarapport tunnel [6].

1.4 Grunnlagsmateriale

For litteraturreferanser, andre fagrapporter og rapporter fra nærliggende anlegg som er benyttet i forbindelse med utarbeidelsen av rapporten henvises til kapittel 16.3.

Følgende kartgrunnlag er benyttet i forbindelse med utarbeidelse av rapporten:

- Berggrunnskart 1:250 000, NGU karttjenester web
- Løsmassekart, NGU karttjenester web
- Aktsomhetskart dypforvitring, NGU karttjenester web
- Skredatlas, NVE karttjenester web

1.5 Bergmodell

Det er generert en bergmodell (3D-flate) basert på geotekniske grunnboringer, registreringer av berg i dagen, refraksjonsseismiske undersøkelser, samt angivelse av bart berg i kvartærgeologisk kart fra NGU. Datagrunnlaget for bergmodellen er generelt lite på strekningen, og det er derfor stedvis stor usikkerhet i bergnivået som vises i modellen. Ved bruk av bergmodellen er det alltid nødvendig å kjenne grunnlaget for modellen og begrensningene i den.

Der hvor det er boret i berg, eller til antatt berg, er bergdybde lagt inn i bergmodellen. Der hvor boringene er avsluttet i løsmasser er bergmodellen lagt 10 meter under boret dybde i løsmasser. Dette må gjøres slik at bergoverflaten dyttes ned der hvor berg ikke er påtruffet. Bergmodellen er modellert slik at den følger terrengmodellen i en viss dybde. Dybden fra terrengmodellen bestemmes ved at dybde til berg interpoleres mellom sikre punkter. Dette er gjort for å hindre at bergmodellen kan bli liggende over terrenget i dalsøkk.

Det er stedvis store avvik mellom bergnivå registrert i borpunkter og bergnivå tolket fra AEM-data (se kapittel 2.1). AEM-data er derfor ikke lagt til grunn for bergmodellen.

2 GRUNNUNDERSØKELSER

2.1 Helikopterbasert AEM

NGI har på oppdrag fra Bane NOR utført helikopterbasert geoskanning (AEM) av prosjektområdet. Undersøkelsene ble utført i juni 2015.

AEM (Airborne Electromagnetics) kartlegger grunnens elektriske resistivitet, og tolker dybde til berg. AEM-undersøkelser er utført på strekninger utenfor bebyggelse, trafikkerte veier og annen infrastruktur.

Resultater fra målingene viser generelt en kupert bergoverflate, med daler fylt med marin leire. Nordøst for Larvik og vest for Tønsberg er det registrert store mektigheter (≥ 60 meter) av marin leire med veldig lav resistivitet.

For dekningsområde, resultater og ytterligere informasjon om undersøkelsene henvises det til datarapport utarbeidet av NGI [3].

Det er stedvis store avvik mellom bergnivå registrert i borpunkter og bergnivå tolket fra AEM-data.

2.2 Geotekniske grunnundersøkelser

Det er utført geotekniske undersøkelser i flere omganger og for flere ulike trasévarianter.

Borplaner er utarbeidet av NOAV (Norconsult / Asplan Viak). Felt- og laboratoriearbeid er utført av NGI på oppdrag fra Bane NOR. Undersøkelsene omfatter totalsonderinger, trykksonderinger (CPTU), prøvetaking og poretrykksmålinger. Det er hittil utført ca. 800 totalsonderinger på hele strekningen mellom Tønsberg og Larvik.

Lokalisering av utførte undersøkelser som er relevante for ingeniørgeologiske problemstillinger er vist på vedlagte plantegninger. Videre er undersøkelsene benyttet i utarbeidelse av bergmodell (se kapittel 1.5).

NOAV har utarbeidet borplaner som viser omfang og resultater av utførte undersøkelser. For nærmere beskrivelse av undersøkelsene, tolkning av resultater og borplaner henvises til fagrapport geoteknikk [4].

2.3 Hydrogeologiske undersøkelser

Det er utført flere befaringer langs korridorene sammen med ingeniørgeologer, geoteknikere, og fagmedarbeidere for naturmiljø og kulturminner.

Feltdata og erfaringer fra tidligere feltundersøkelser for Statens vegvesen, særlig for utbygging av nye E18 Larviktunnelen, samt undersøkelser for Farris er også inkludert i vurderingene.

I denne fasen av prosjektet er vurderingene i hovedsak basert på tidligere innhentede data, samt data samlet inn for geoteknikk, ingeniørgeologi, kulturminner og naturmiljø. For nærmere beskrivelse av undersøkelsene, borplaner og resultater henvises til fagrapport geoteknikk [4].

Det er utført hydrogeologiske undersøkelser i form av grunnvannsbrønner og poretrykksmålere. I tillegg til brønner etablert av Ringnes i tilknytning til Farrisakviferen, er det etablert en supplerende brønn sentralt i Larvik som en del av prosjektet (BW1, Figur 11-4). Det er etablert poretrykksmålere på begge sider av Hammerdalen i Larvik.

Utvidede hydrogeologiske feltundersøkelser vil være nødvendige i detaljplanfasen av prosjektet, både for å få et mer eksakt bilde av grunnvannstrykket, samt for å opprette et overvåkningssystem for grunnvannsnivå og grunnvannstrykk.

2.4 Akustisk profilering

Akustisk profilering er utført av Geophysix AS i perioden september – oktober 2015.

Akustisk profilering er utført i Lågen (Larvik kommune). Det er utført undersøkelser i hele elvens bredde over en strekning på ca. 1200 meter (ca. 270 000 m²).

For resultater og ytterligere informasjon om undersøkelsene henvises det til datarapport fra geofysiske undersøkelser, ICP-36-V-25752 rev. 02A [5].

2.5 Refraksjonsseismiske undersøkelser

For å undersøke løsmassemekktighet og bergmassekvalitet, er det utført refraksjonsseismiske undersøkelser i flere omganger og for flere ulike trasévarianter. Undersøkelsene er utført av Geophysix AS, med feltarbeid i periodene september – oktober 2015, oktober – november 2016 og august – oktober 2017.

Beliggenhet av utførte målinger som er relevante for gjeldende traseer er vist på vedlagte plantegninger. Det er utført til sammen ca. 13 000 meter med refraksjonsseismikk mellom Stokke og Larvik.

Det er planlagt ytterligere refraksjonsseismikk i to områder i Larvik, for henholdsvis tunnel ved Løkåsen og ved Åsmundrød i Stålakerkorridoren (øst). Undersøkelsene er planlagt utført i løpet av våren 2018.

Det presiseres at resultatene fra refraksjonsseismiske undersøkelser er basert på tolkning. Resultatene er benyttet som et hjelpemiddel ved tolkning av dybde til berg, vurdering av generell bergmassekvalitet, samt tolkning av svakhetssoners mektighet og forløp.

For resultater og ytterligere informasjon om undersøkelsene henvises det til datarapport, ICP-36-V-25752 rev. 02A [5].

2.6 Resistivitetmålinger

Det er utført resistivitetmålinger i et område ved Øvre Hasle i Sandefjord kommune. Målingene ble utført av Geophysix AS i oktober 2017. Formålet med undersøkelsen var å kartlegge løsmasser og bergkvalitet.

For resultater og ytterligere informasjon om undersøkelsene henvises det til datarapport fra geofysiske undersøkelser, ICP-36-V-25752 rev. 02A [5].

2.7 Ingeniørgeologisk feltkartlegging

Det er utført befaringer med innledende feltkartlegging, først i forbindelse med forstudiet i 2015, og deretter i arbeidet med hovedplan i 2016 og 2017.

Feltarbeidet er konsentrert om å registrere bergblotninger og markerte svakhetssoner, samt vurdere mulige påhuggsområder for tunneler. Det er også utført en overordnet ingeniørgeologisk kartlegging av bergmassen.

Tolkning av svakhetssoner er vist på vedlagte planer, sammen med registrerte bergblotninger og utførte grunnundersøkelser.

En oppsummering av kartlagt bergmassekvalitet er vist i Tabell 2-1. Kartlegging er utført på bergblotninger langs traseene og antas å være representative for aktuelle bergarter. Det poengteres at det er Q' (merket) – verdier som er vist i Tabell 2-1, det vil si at parameterne J_w og SRF er satt til 1 (og dermed ikke vurdert).

Det bemerkes at det ved kartlegging i dagen i prosjektområdet forventes at det er berggrunn med best kvalitet som stikker opp. Ved overflaten vil også ofte sprekkeinnfylling være vasket bort og J_a -verdien kan derfor være vanskelig å anslå.

Tabell 2-1: Oppsummering av kartlagte parametere. Plassering av lokaliteter er vist i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger.

Lokalitet	Bergart	Oppsprekningsgrad [sprekker/m ³]	Antall sprekesett	Sprekkeoverflate	Beregnet Q'-verdi
G	Monzonitt	< 1	3	Ru, svakt bølget	33
H	Monzonitt	< 1	2 + sporadiske	Ru, svakt bølget	50
I	Monzonitt	1 – 3	2 +sporadiske	Ru, svakt bølget	48
J	Monzonitt	< 1	1 + sporadiske	Ru, svakt bølget	100
K	Monzonitt	1 – 3	2	Ru, svakt bølget	71
L	Monzonitt	1 – 3	1 + sporadiske	Ru, svakt bølget	95
M	Monzonitt	1 – 3	3	Ru, svakt bølget	32
N	Monzonitt	1 – 3	3	Sterkt bølget	32
O	Rombeporfy	1 – 3	3	Ru, moderat bølget	32
P	Monzonitt	1 - 3	2 + sporadiske	Ru, moderat bølget	48
Q	Monzonitt	1 – 3	2 + sporadiske	Ru, svakt bølget	48
R	Monzonitt	< 1	Massivt		100

2.8 Grunnundersøkelser utført for andre prosjekter

Det er innhentet resultater fra geotekniske borer fra en rekke andre prosjekter innenfor prosjektområdet. I forstudien ble det laget kart med grov oversikt over innhentede rapporter fra tidligere undersøkelser. Relevante undersøkelser er benyttet til vurdering av bergnivå, og borpunkter i nærheten av planlagte traseer er inkludert i bergmodellen.

For mer informasjon, se fagrapport geoteknikk [4].

2.9 Erfaringer fra nærliggende anlegg

Det er drevet flere tunneler i området. I det følgende beskrives kort de anleggene som anses som mest relevante.

2.9.1 Kleivertunnelen

Kleivertunnelen er en 3670 meter lang jernbanetunnel, og del av nytt dobbeltspor mellom Farriseidet og Porsgrunn. Tunnelen ligger rett vest for Farris, og er klargjort for at ny tunnel fra InterCity-strekningen Tønsberg – Larvik skal kunne kobles på ved Kleiver. Tunnelen er planlagt åpnet høsten 2018.

I arbeidet med denne rapporten er det ikke mottatt noen dokumentasjon fra driving av Kleivertunnelen, med unntak av resultater fra refraksjonseismikk utført som forundersøkelse for prosjektet. Beliggenhet av seismikkprofiler med angivelse av tolkede lavhastighetssoner er angitt i plan i vedlegg 1, side 16 (for Kongegatakorridoren) og side 18 (Indre havn-korridoren). Seismikk-profilene er merket P08/10, P09/10, P10/10 og P11/10.

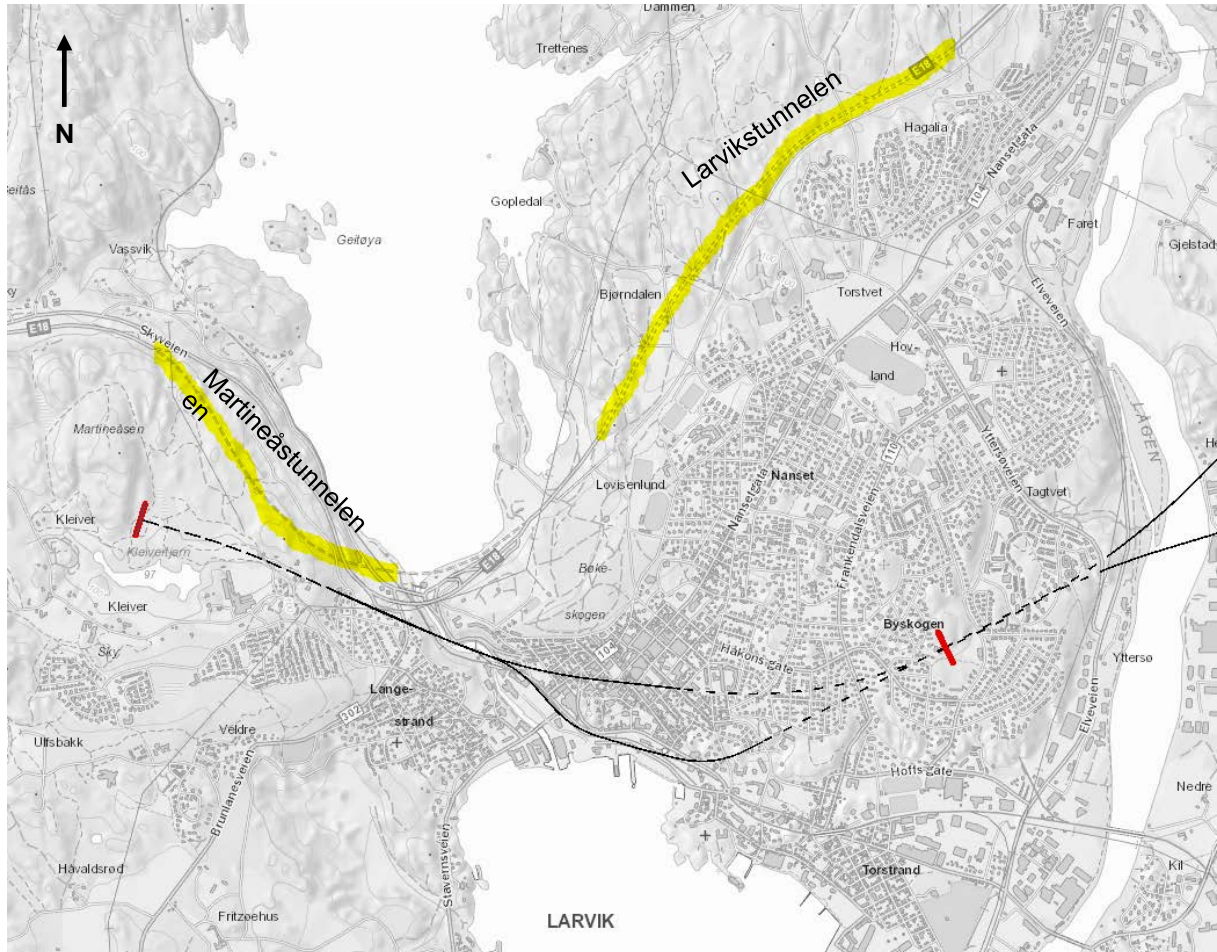
Ved videre arbeid med detaljplan bør ingeniørgeologisk sluttrapport med erfaringer fra driving av tunnelen innhentes.

2.9.2 E18 Larvikstunnelen og Martineåstunnelen

Larvikstunnelen og Martineåstunnelen inngår begge som deler av vegprosjektet E18 Bommestad – Sky. Begge tunnelene er drevet i bergarten larvikitt.

I forbindelse med grunnundersøkelser for tunnelene på vegprosjektet E18 Bommestad – Sky, ble det testet trykkfasthet på kjerneprøver fra larvikitt. Det ble funnet store variasjoner i trykkfasthet for alle typer av larvikitt, men de testede bergartene hadde gjennomsnittlig trykkfasthet > 50 MPa (høy

trykkfasthet). Rød larvikitt har generelt en middelværdi som er lavere enn andre larvikitttyper. Frisk grå larvikitt med få innslag av rødligge striper med feltspat, har gjennomsnittlig trykkfasthet på ca. 180 MPa. Rød men frisk larvikitt ligger ca. 50 MPa lavere. Rød forvitret larvikitt ligger ca. 75 MPa lavere enn dette igjen.[11]



Figur 2-1: E18 Larvikstunnelen og Martineåstunnelen markert med gult, Larvikstunnelen lengst øst (høyre). Tunneltraseer gjennom Larvik i Kongegatakorridoren og Indre havn-korridoren vist med stiplet sort linje.

Larvikstunnelen

Larvikstunnelen ble drevet i 2014-2015 og består av to tunnelløp med tverrsnitt T9,5. Lengden er ca. 2,5 km. Opplysninger fra driving av tunnelen foreligger i Ingeniørgeologisk sluttrapport [10].

Det ble påtruffet hyppig opptredende diabasganger, som fremsto som svakhetssoner og flere meter brede forsenkninger i terrenget, hovedsakelig i retning NNV-SSØ. I tunnelen ble det kartlagt typisk 0,5 – 2 meter brede diabasganger med forvitret sideberg. Gangene ble ofte sikret med armerte sprøytebetongbuer.

Det ble under driving utført analyser av svelleegenskaper til leirmateriale. Prøvemateriale ble typisk tatt fra cm-tykke forekomster av leir i diabasganger, og fra rødlig forvitret larvikitt som sideberg til diabasganger. Det ble stedvis målt høyt til meget høyt svelletrykk på prøvene, varierende mellom 0,41 og 1,16 MPa [10].

Kartlagt bergmassekvalitet i tunnelen er presentert i Tabell 2-2.

Tabell 2-2: Kartlagt bergmassekvalitet i Larvikstunnelen [10].

	Bergmasseklasse					
	A/B	C	D	E	F	G
Sørgående løp	5 %	42 %	22 %	22 %	9 %	0 %
Nordgående løp	10 %	38 %	28 %	19 %	5 %	0 %

Krav til innlekkasje var generelt satt til 10 liter/min/100 meter for hvert tunnellop, men på en ca. 350 meter lang strekning (Breimyrområdet) var kravet 5 liter/min/100 meter for hvert tunnellop. Det ble utført behovsprøvd injeksjon basert på sonderboring. Det fremgår ikke av foreliggende sluttokumentasjon hvor stor del av tunnelen som er forinjisert, men det ble utført 48 og 46 injeksjonsskjermer i henholdsvis sørgående og nordgående løp. Totalt medgikk ca. 1 800 000 kg injeksjonsmiddel. Det ble i hovedsak benyttet industrisement [10].

Martineåstunnelen

Tunnelen ble drevet i 2014-2015, og veganlegget er planlagt åpnet i april 2018. Opplysninger om tunnelen i dette avsnittet er hentet fra Ingeniørgeologisk sluttrapport [12].

Martineåstunnelen er en ca. 1,2 km lang 2-løps vegtunnel med tverrsnitt T11,3-T14,75 (store tverrsnitt grunnet siktutvidelser), beliggende sørvest for Farris (vannet). Det østre påhugget og første del av tunnelen ligger like nord for planlagt tunnel i Indre havn- og Kongegatakorridorene.

Det ble påtruffet en del diabasganger med 1,5 – 3 meter bredde, med forvitret sideberg. Gangene ble som regel sikret med armerte sprøytebetongbuer.

Det ble under driving utført analyser av svelleegenskaper til leirmateriale. Prøvemateriale ble typisk tatt fra cm-tykke forekomster av plastisk leir i diabasganger, og fra rødlig forvitret larvikitt som sideberg til diabasganger. Det ble stedvis målt høyt til meget høyt svelletrykk på prøvene, varierende mellom 0,3 og 1,08 MPa, men også enkelte prøver viste lavere verdier [12].

Kartlagt bergmassekvalitet i tunnelen er presentert i Tabell 2-3.

Tabell 2-3: Kartlagt bergmassekvalitet i Martineåstunnelen [12].

	Bergmasseklasse					
	A/B	C	D	E	F	G
Sørgående løp	31 %	29 %	31 %	10 %	0 %	0 %
Nordgående løp	13 %	24 %	40 %	23 %	0 %	0 %

Krav til innlekkasje var generelt satt til 5 og 10 liter/min/100 meter for henholdsvis nordgående og sørgående løp over en strekning på 750 m. For resterende del av tunnelen var det ikke satt konkrete krav til innlekkasje. Det ble utført behovsprøvd injeksjon basert på sonderboring. Det ble utført 6 og 11 injeksjonsskjermer i henholdsvis sørgående og nordgående løp. Totalt medgikk ca. 288 000 kg injeksjonsmiddel. Det ble kun benyttet industrisement [12].

3 GRUNNFORHOLD

3.1 Topografi

Topografien langs traseen veksler mellom koller med bart berg og forsenkninger/flate partier med til dels store mektigheter av løsmasser. Kollene er ofte avgrenset av bratte skrenter og stup.

Bergrygger, definert av forkastninger og større sprekkesoner, dominerer området med lengderetning omtrent N – S til NNØ – SSV. Vest for Lågen dreier denne retningen mer mot NNV – SSØ.

3.2 Løsmasser - kvartærgeologi

Det er meget varierende løsmassetykkelser på strekningen. Bergoverflaten er kupert, med daler fylt med løsmasser. Det kan variere fra berg i dagen til over 50 meter løsmassetykkelse på få meters avstand. Mellom bergryggene er det generelt store løsmassemektigheter med et noen meter tykt topplag av tørrskorpe over bløt og hovedsakelig kvikk leire. Under leira er det generelt fast morene som går ned til berg. Stedvis er morenelaget fraværende slik at den bløte leira ligger direkte ned på berg.

Larvik skiller seg ut fra det generelle bildet ved at det her i hovedsak er fast morene over berg, med lokale forekomster av leire over morenen. Nord for Torget, opp mot Bøkeskogen, er det registrert bløt og sensitiv leire. Under vestre del av byen, Bøkeskogen og Hammerdalen er det stor mektighet av morene og dypt til berg. I Hammerdalen er det boret ned til kote -80 meter uten at berg er påtruffet.

3.3 Regionalgeologi

Området mellom Tønsberg og Farriseidet ligger geologisk i den sørvestlige delen av Oslofeltet. Berggrunnen innenfor Oslofeltet er svært varierende, og det forekommer en rekke forskjellige bergarter av ulik alder. Strekningen Tønsberg – Farriseidet ligger innenfor det området som kalles Vestfoldgrabenen og er dominert av dypbergarter og vulkanske bergarter fra permiden.

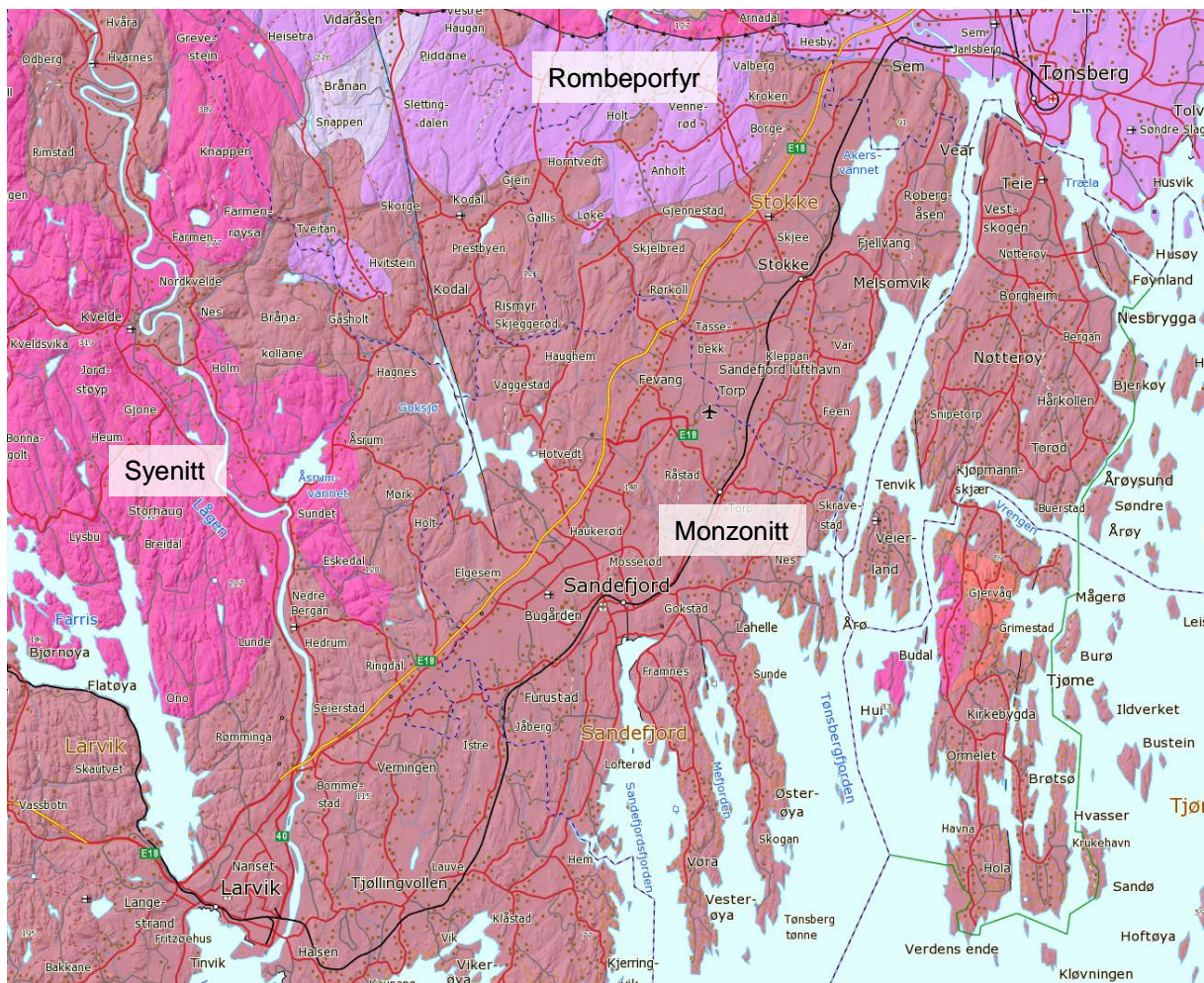
Lengst nord, i Tønsberg, er det vulkanske bergarter som dominerer. Fra Tønsberg og sørover til Farriseidet er det dypbergarter som dominerer.

Mellom markerte bergrygger ligger ofte forsenkning med løsmasser og mulig dypforvitret berg. Dybden til berg i forsenkningene kan være opptil flere titalls meter.

Fra Tønsberg og sørover til Sandefjord ligger forsenkningene omtrent i retning nord-nordøst – sør-sørøst. I Sandefjordområdet ligger forsenkningene orientert nordvest - sørøst. Fra Sandefjord og sørover til Larvik ligger de fleste forsenkningene orientert omtrent nord – sør til nordvest – sørøst.

3.4 Bergarter

Figur 3-1 viser hovedtrekkene i bergartsfordeling. Under gis en beskrivelse av aktuelle bergarter.



Figur 3-1: Utsnitt fra berggrunnskart 1:250 000 (NGU)

3.4.1 Monzonitt / larvikitt

Monzonitten er en typisk massiv og grovkornet dybbergart, se Figur 3-2. Monzonitten finnes også som kvartsmonzonitt og nefelinførende monzonitt innenfor det aktuelle området.

I Larvikområdet og området like øst for Lågen karakteriseres bergarten som larvikitt, med en lys/mørk grå farge med blålig skjær. Larvikitten består av ca. 90 % feltspat og mørke mineraler som amfibol, pyroksen, olivin og biotitt. Den inneholder bare mindre mengder kvarts. Karakteristisk for larvikitten er store feltspatkrystaller (2-3 cm) og en labradoriserende effekt i feltspatene. Det ligger flere steinbrudd i larvikitt i området mellom Sandefjord og Lågen.

Monzonittmassivet mellom Stokke og Larvik er forholdsvis ensartet og av god kvalitet. Det er imidlertid soner hvor feltspaten er omvandlet til leirmineraler som kan gi stabilitetsproblemer i tunneler. Se kapittel 3.6 om svakhetssoner.



Figur 3-2: Eksempel på massiv, grovkornet og homogen monzonitt.



Figur 3-3: Eksempel på rødlig monzonitt slik den framkommer i høydedrag vest for Byfjorden og sørover mot Stokke.

3.4.2 Intrusivganger

Alle bergartene må forventes å være gjennomgått av intrusivganger av ulik type, utstrekning og tykkelse. Gangene består ofte av diabas eller rombeporfyrr. Detaljinformasjon om ganger på strekningen er ikke kjent. Generelt i Oslofeltet representerer ofte intrusivganger svakhetssoner i berggrunnen som er sterkt oppkjust og/eller omvandlet til leire.

Bildet under viser eksempel på en diabasgang, som i terrenget er synlig som en åpen kløft der gangbergarten er erodert bort.



Figur 3-4: Foto viser oppsprukket diabasgang, fra utbygging E18 Sky – Langgangen. Foto er hentet fra Ingeniørgeologisk rapport for byggeplan E18 Bommestad – Sky [11].

3.5 Bergmassens oppsprekking

Monzonitten er generelt lite til moderat oppsprukket. Eksempler på typisk oppsprekking i bergkoller er vist i Figur 3-5 og Figur 3-6. Sprekkene er ofte svært gjennomsettende.

Det er observert typisk to sprekkesett ved kartlagte lokaliteter. Ett sprekkesett stryker nord-nordøst – sør-sørvest, oftest med steilt fall. I tillegg er det målt 1-2 andre sprekkesett med strøkretning sørvest – nordøst med varierende fall (både steile og slake sprekker). Sprekkene karakteriseres som ru, med ingen omvandling på sprekkeflatene.



Figur 3-5: Foto viser typisk oppsprekking av monzonitt i bergkulle. Fra Unneberg i Sandefjord.



Figur 3-6: Foto viser typisk oppsprekking av monzonitt utenom soner/forvitring (fra Drakeåsen, Sandefjord).

3.6 Svakhetssoner

Tolkning av berggrunns- og topografiske kart over prosjektområdet viser flere forsenkninger i terrenget som representerer mulige svakhetssoner som de planlagte tunnelene vil gå gjennom. Som oftest er bunnen av forsenkningene tildekket av løsmasser. De mest framtrædende retningene stryker nord – sør og nordvest – sørøst. Typiske svakhetssoner i området opptrer som oftest i de samme retningene som hovedoppsprekningen.

Det finnes ikke detaljert kunnskap om de enkelte forkastninger. Basert på generell informasjon om Oslofeltet, kan nedknuste bergmasser og sprekker være helt eller delvis kalksementert, men de kan også være løse og fylt med leire. Det er økende oppsprekking nær store forkastninger og sprekkesoner.

Nær sprekkesoner er ofte monzonitten misfarget (bleket eller rødlig) pga. omvandling. Forvitret monzonitt mister kornbinding, man kan si at den «smuldrer». Et eksempel på dette er vist i Figur 3-7.








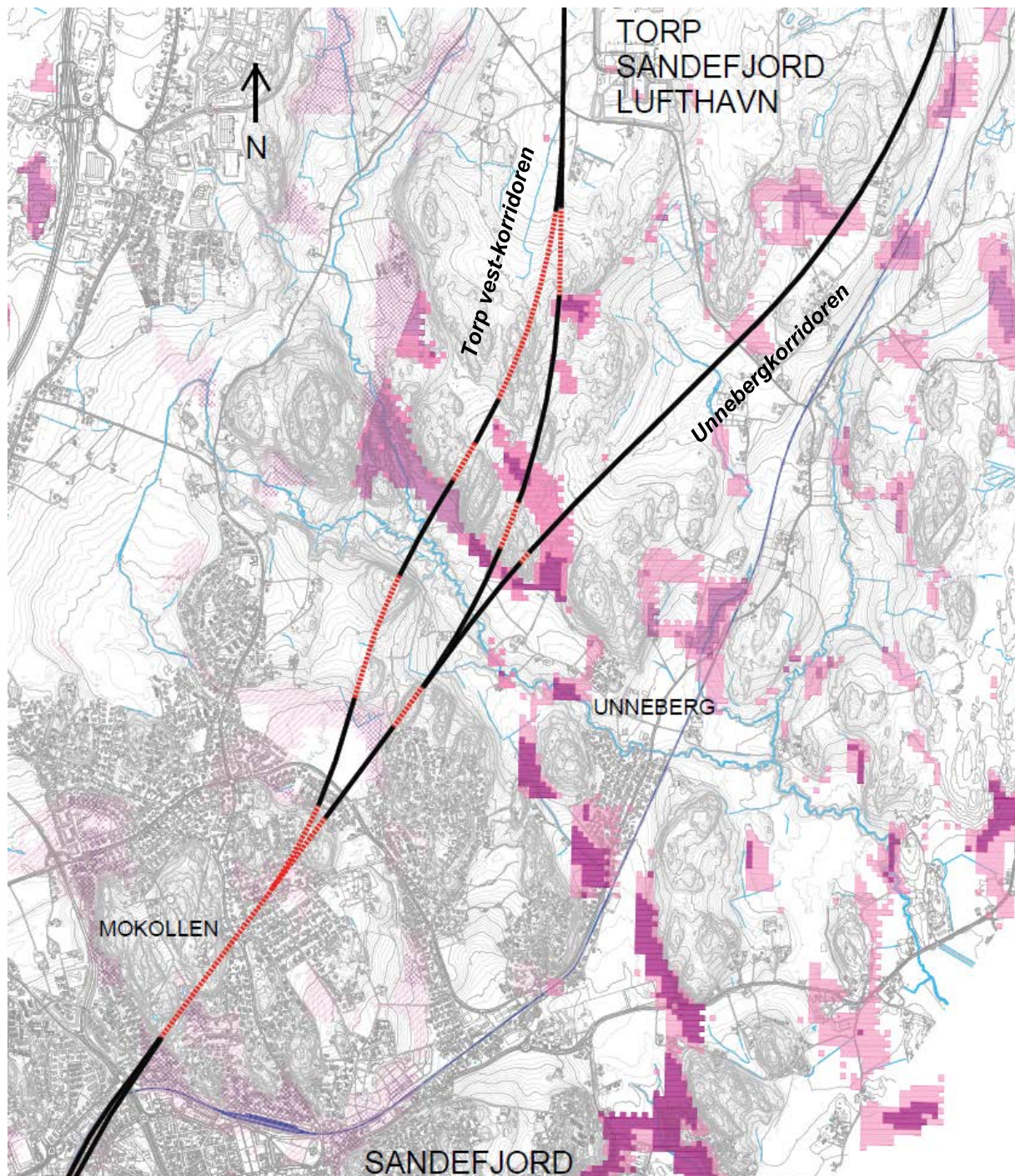
Figur 3-7: Foto viser eksempel på forvitret, oppsmuldret bergmasse under åpen sprekk (rød linje) midt i bildet. Svakt forvitret berg over sprekkens, med rødlig farge. Fra Mokollen, Sandefjord.

Dypforvitring i sprekkesoner er et utbredt fenomen i Oslofeltet. På strekningen er det kartlagt til dels omfattende dypforvitring i enkelte sprekker og svakhetssoner i berggrunnen, hvor enkelte mineraler (for eksempel feltspat) er brutt ned til leirmineraler som smektit og kaolin. Slike soner har i regionen tidligere blitt påtruffet 200 meter dypt i berggrunnen [7].

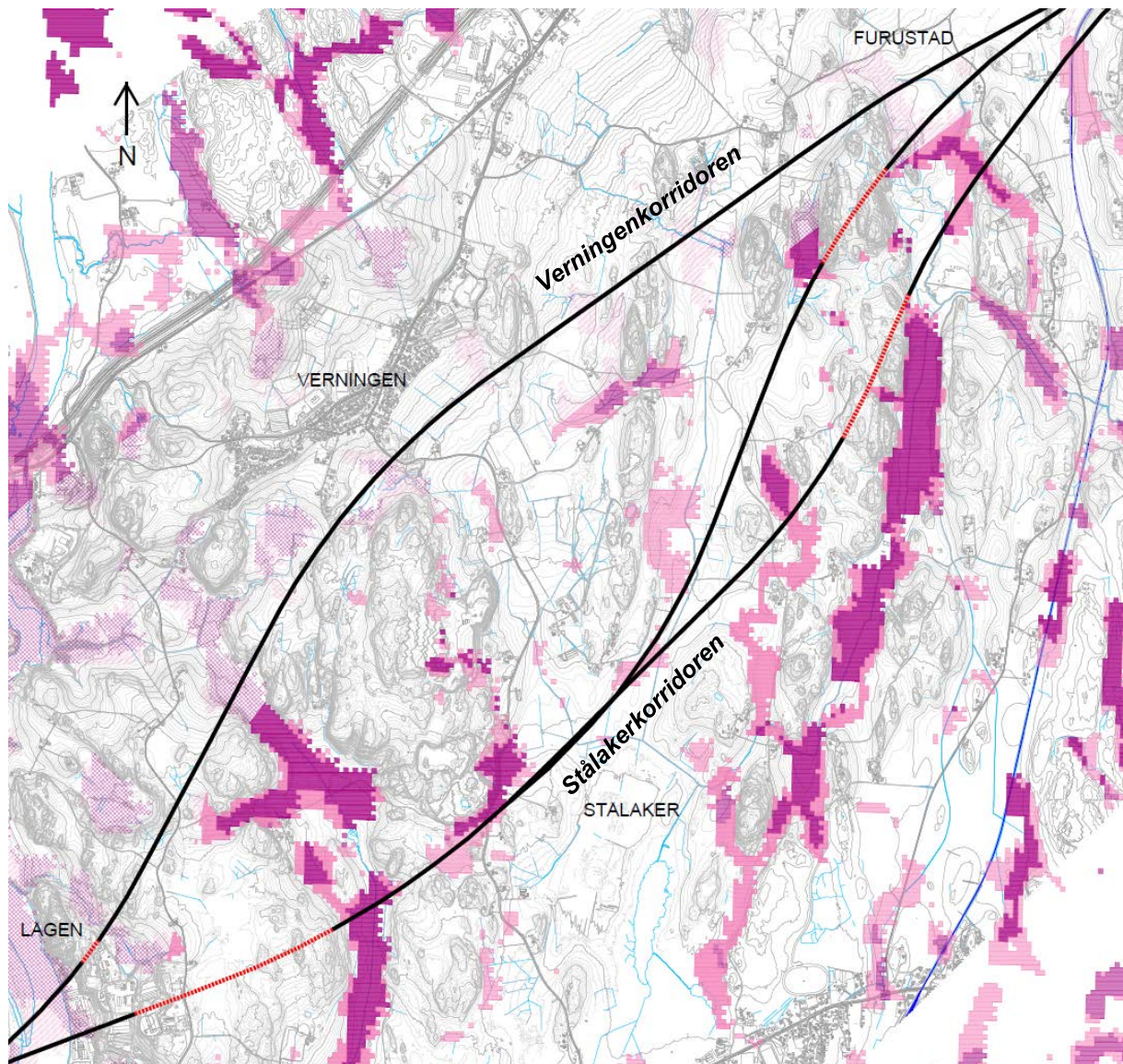
NGU har utgitt «Aktsomhetskart for tunnelplanlegging» [8], som viser områder der det sannsynligvis er svakhetssoner i berggrunnen forårsaket av dypforvitring. Områdene er vist i Figur 3-8, Figur 3-9 og Figur 3-10. Aktsomhetskartet er fremstilt ved å tolke magnetiske data målt fra fly og helikopter med digital topografi. Der datasettene viser lave verdier kan det være dypforvitrede soner. Sonene kan opptre som leiromvandlede soner med dårlig stabilitet og/eller med økt permeabilitet. Kartet er fremstilt i målestokk 1:150 000 og basert på datasett med grov oppløsning. Metoden kan derfor ikke påvise tynne soner. Det er også flere feilkilder som kan resultere i magnetfelt som feiltolkes som dypforvitringssoner. Kartet bør derfor kun benyttes som en indikasjon på områder som bør kartlegges nærmere med tanke på mulige svakhetssoner.

Følgende tegnforklaring gjelder for utsnitt fra aktsomhetskartene (Figur 3-8, Figur 3-9 og Figur 3-10):

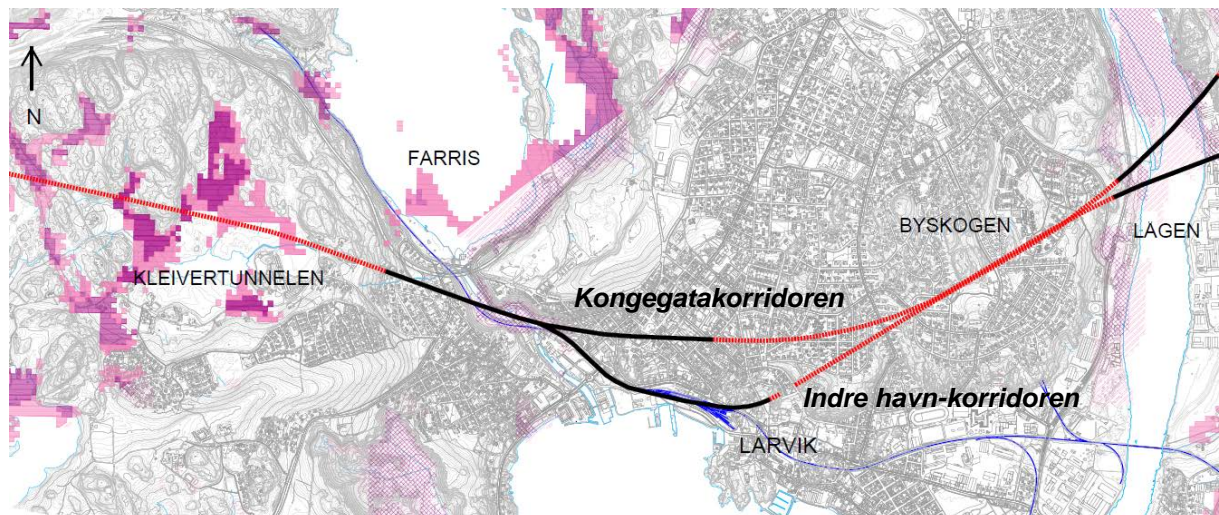
- | | | | |
|---|---|---|----------------|
|  | Sannsynlig dypforvitring |  | TRASÉ I TUNNEL |
|  | Mindre sannsynlig dypforvitring |  | TRASÉ I DAGEN |
|  | Sannsynlig dypforvitring (usikre data) | | |
|  | Mindre sannsynlig dypforvitring (usikre data) | | |



Figur 3-8 Områder med antatt dypforvitring mellom Torp Sandefjord lufthavn og Sandefjord, fra NGUs aktsomhetskart for tunnelplanlegging [8]. Se tegnforklaring i tekst over.



Figur 3-9 Områder med antatt dypforvitring mellom Furustad og Lågen, fra NGUs aktsomhetskart for tunnelplanlegging [8]. Se tegnforklaring i tekst over.



Figur 3-10 Områder med antatt dypforvitring mellom Lågen og Kleivertunnelen, fra NGUs aktsomhetskart for tunnelplanlegging [8]. Se tegnforklaring i tekst over.

3.7 Bergspenninger

Det er ikke utført bergspenningsmålinger i prosjektet.

3.8 Skred

Skredatlas fra NVE viser at det er registrert aktsomhetsområder for skred ved noen få lokaliteter i prosjektområdet. Vurdering av eventuelle sikringstiltak må vurderes ved videre prosjektering i senere planfase. Følgende aktsomhetsområder er registrert:

Torp vest-korridoren:

- Påhugg for tunnel ved Storåsen/Unneberg: Utløps- og utløsningsområde for snøskred, utløpsområde for steinsprang
- Mokollen, påhugg tunnel: Utløps- og utløsningsområde for snøskred

Stålakerkorridoren, vest:

- Ramsås, søndre påhugg tunnel: Utløps- og utløsningsområde for snøskred

Stålakerkorridoren, øst:

- Løkåsen, nordre påhugg tunnel: Utløps- og utløsningsområde for snøskred, utløpsområde for steinsprang

Kartlegging av faresoner for kvikkleireskred er beskrevet i fagrapport områdestabilitet [13].

4 OVERORDNEDE INGENIØRGEOLOGISKE VURDERINGER

4.1 Gjennomførbarhet

Basert på eksisterende grunnlagsmateriale, er alle de planlagte tunneltraseene i de alternative korridorene antatt å være teknisk gjennomførbare. Det er usikkerhet knyttet til bergoverdekning og mulig byggemetode på to korte strekninger i Stålakerkorridoren, ved hhv. Løkåsen og Hegdal. Det er planlagt supplerende grunnundersøkelser i disse områdene i løpet av våren 2018 for å lukke usikkerheten.

Spesielt utfordrende elementer på strekningene kan forventes å være:

- Partier med liten eller ingen bergoverdekning
- Passering av svakhetssoner med liten eller ingen bergoverdekning
- Passering nær eksisterende infrastruktur og bebyggelse
- Strengt krav til tetthet og behov for omfattende systematisk forinjeksjon på enkelte strekninger.
- Etablering av påhugg med store tverrsnitt.

4.2 Bergskjæringer

En oversikt over strekninger med høye bergskjæringer, fra 8-10 meter og høyere, er gitt i Tabell 4-1. Disse strekningene er spesielt omtalt under de enkelte korridorene.

Tabell 4-1: Oversikt over strekninger med høye bergskjæringer

Korridor, strekning	Km fra	Km til	Lengde [m]	Høyde over SOK
Gokstadkorridoren	124,600	125,400	800	8-15 m
	132,000	132,100	100	8-10 m
Torp vest-korridoren, Stokke – Torp Sandefjord lufthavn – Mokollen	129,120	129,250	130	10-20 m
	129,650	129,880	230	10-18 m
	130,170	130,450	280	10-30 m
Torp vest-korridoren, Torp Sandefjord lufthavn via Storås – Mokollen	129,120	129,270	150	10-20 m
Unnebergkorridoren	127,600	128,000	400	8-10 m
Verningenkorridoren	139,350	139,550	200	6-15 m
	140,860	140,975	115	8-18 m
	142,475	142,550	75	8-12 m
	144,775	144,950	175	6-15 m
	145,100	145,440	340	10-30 m
	145,625	145,700	75	10-15 m
Stålakerkorridoren, Stålaker vest	139,470	139,560	90	10-20
Stålakerkorridoren, Stålaker øst	139,950	140,000	50	10-18 m

I samordningsmodellen er bergskjæringer som utgangspunkt vist med helning 10:1. Dette gir det smaleste normalprofilen, men kan være ugunstig for totalstabiliteten når skjæringene blir høye. På strekninger med høye bergskjæringer er skjæringens helning samt bredde og dybde til fanggrøft derfor vurdert spesielt, basert på veiledende dimensjonering av fanggrøfter i Teknisk regelverk. Ved

meget høye bergskjæringer, opptil 30 meter, er helningen vist som 3:1 i modellen. Dette kan gi en mer stabil skjæring med mindre behov for sikring og vedlikehold, men medfører et bredere normalprofil. Innenfor arealbehovet for en skjæring med helning 3:1 er det mulig å etablere bratte skjæringer med terrassering/avsatser på 4-5 meter bredde hver 10. meter.

Ved videre prosjektering i detaljplanfasen bør skjæringshelning og evt. behov for avsatser vurderes nærmere. Utforming av bergskjæringene bør ta hensyn til bergarten, sprekkegeometrien og eventuelle kjente svakhetssoner i bergmassen. Det må påregnes behov for supplerende grunnundersøkelser i områder med høye bergskjæringer.

Den vanligste metoden for bergsikring i skjæringer er rensk og bolting, supplert med nett og eventuelt bergbånd der berget er småfallent/tett oppsprukket. Sikring med isnett kan være aktuelt, men generelt bør det tilstrebes å drenere bort vann i overkant av skjæringstopp, eller med drenasjehull eller renner der det er markert vannsig i skjæringen, for å hindre iskjøving.

4.3 Svakhetssoner

Svakhetssoner er tolket ved hjelp av topografisk kart, berggrunnskart, resultater fra grunnundersøkelser og feltkartlegging i dagen. Grunnundersøkelser er kun utført i utvalgte områder. Det kan derfor ikke utelukkes at det finnes partier i tunnelene med dårlig bergmassekvalitet som ikke er registrert som svakhetszone. Svakhetssoner vist på tegningene i vedlegg 1 antas i stor grad å representere intrusivganger som er forvitret og erodert bort i dagen, og som fremstår som åpne kløfter i terrenget.

Det er foretatt en skjønnsmessig vurdering med inndeling av svakhetssoner i type liten og stor. I vurderingen er sonenes antatte bredde, bergmassekvalitet og orientering i forhold til tunneltrasé hensyntatt.

Antatt beliggenhet og orientering av antatte svakhetssoner er vist i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger.

Det presiseres at fall og mektighet på tolkede svakhetssoner er svært usikker og at reell plassering og mektighet av svakhetssoner er beheftet med betydelig usikkerhet. Det er også sannsynlig at tunnelene vil krysse svakhetssoner som ikke er avdekket av utførte forundersøkelser.

4.4 Påhuggsforhold

I påhuggsområder er bergoverdekningen lavere enn for resten av tunnelene. Dette medfører at påhuggsområdene kan bli liggende i dagbergsonen, hvor bergmassestyrken kan være redusert i forhold til underliggende berg på grunn av høyere oppsprekkingsgrad og lav innspenning. Dybden av dagbergsonen vil variere med lokale forhold, og kan typisk være i størrelsesorden 1-15 meter dyp.

I hovedplanfasen er påhuggene plassert med 5-10 meter bergoverdekning. Plasseringene kan optimaliseres i videre planfaser.

4.5 Bergspenninger

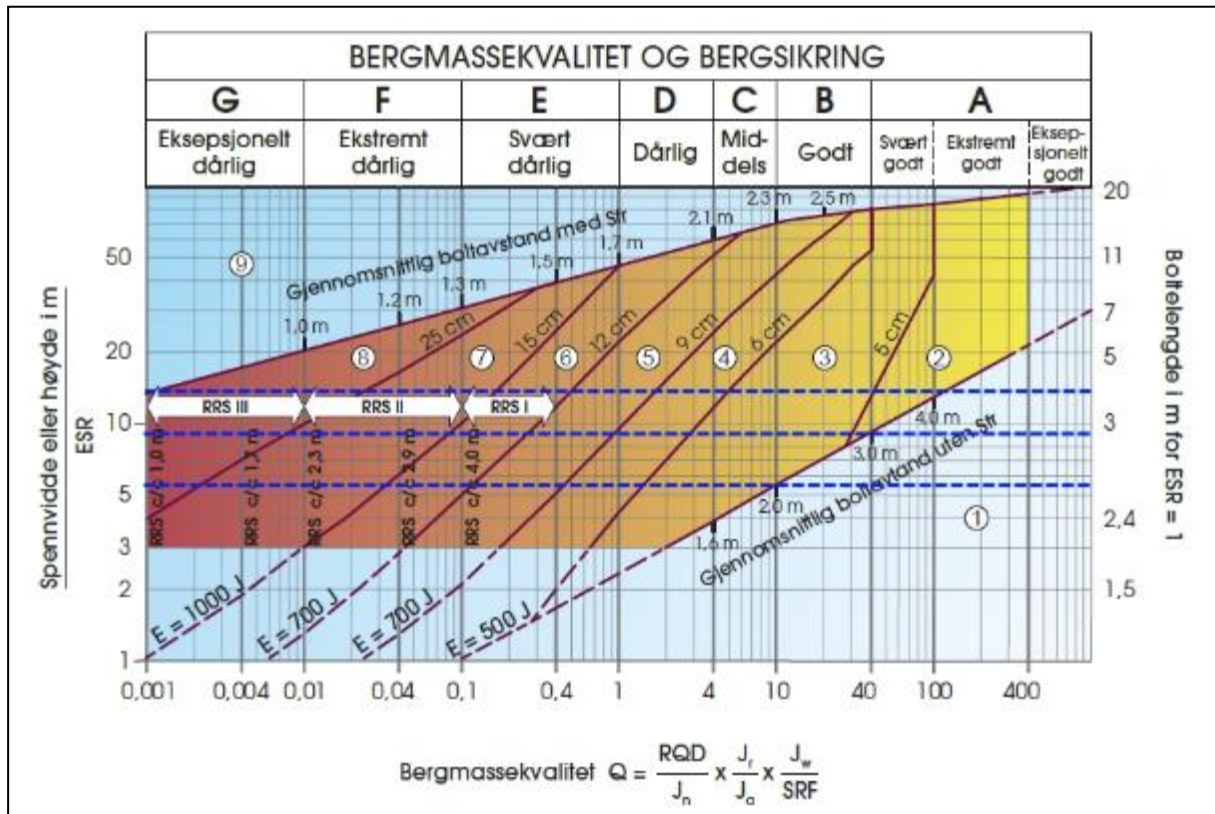
Basert på erfaringer fra nærliggende tunnelanlegg i tilsvarende bergarter, forventes ikke bergtrykksproblemer. På strekninger med lav overdekning og i påhuggsområder kan det være utfordringer knyttet til lav innspenning.

4.6 Bergmassekvalitet

4.6.1 Sammenheng mellom Q-verdi og bergmasseklasser

Bestemmelse av bergmasseklasse i tunneler baseres på sammenhengen mellom antatt Q-verdi, spennvidde og type anlegg (ESR), som vist i Figur 4-1.

Spennvidde på hovedtunnelen er ca. 14 meter og det er forutsatt en ESR-verdi på 1 (tilsvarer blant annet større veg- og jernbanetunneler) [14]. For tverrslags- og rømningstunnelene er spennvidden hhv. 9 meter og 5,4 meter. Det er benyttet en ESR verdi på 1 også for disse.



Figur 4-1: Q-systemet med bergmasseklasser og bergsikring i henhold til [14]. Blåstiplede linjer viser avlesningslinjer for tunnelene. Det er benyttet spennvidder på henholdsvis 14, 9 og 5,4 meter og ESR = 1.

4.6.2 Tolket fordeling av bergmassekvalitet i tunnelene

Basert på grunnlagsmateriale, utførte grunnundersøkelser og vurderinger er det utført en overordnet tolkning av bergmassekvaliteten langs tunneltraseene for hovedtunnel, tverrslag og rømningstunneler. Oppsummering av denne tolkningen er vist i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger og i tabeller i kapitlene «Bergmasseklassifisering» for tunnelene i hver korridor.

I vurdering av traseer er det lagt mest vekt på å få oversikt over bergnivå for å vurdere hvor bergtunneler er mulig. Det er videre foretatt en overordnet vurdering av bergmassekvalitet og sikringsbehov i tunnelene.

Utenom svakhetssoner kan det ventes vekslende, men middels til gode bergforhold. Det må generelt forventes systematisk sikring med bolter og sprøytebetong, samt tung sikring (forbolting og sprøytebetongbuer/betongutstøpning) i forbindelse med områder med svakhetssoner, intrusivganger og områder med lav bergoverdekning.

I sluttrapport fra E18 Larvikstunnelen ble bergmassen langs ca. 40 % av tunnelengden karakterisert i bergmasseklasse C, med Q-verdier mellom 4 og 10, mens bare 5-10 % ble plassert i klasse A/B (hhv.

sørgående og nordgående løp). De relativt lave Q-verdiene kartlagt i Larvikstunnelen ser ut til at i stor grad skyldes T sprekkeruhetstallet som ofte er satt til 1, som benyttes for glatte og plane sprekker. I rapport fra uavhengig kontroll på anlegget (vedlagt sluttrapporten) kommenteres det at typisk Jr-verdi for larvikitten er 1,5 – 3 (ru, plane til ru, bølgete sprekker), som også er oppfatningen etter NOAVs kartlegging av blotninger i dagen. Ved vurdering av bergmassekvalitet langs tunneltraseene mellom Stokke og Larvik er det derfor antatt at en større andel av tunnelene vil ha bergmasseklasse A og B enn det som ble kartlagt under driving i Larvikstunnelen.

Forholdet mellom Q-verdier/bergmasseklasser og sikringsklasser for tverrslags- og rømnings-tunnelene vil være forskjellig fra hovedtunnelen på grunn av mindre tverrsnitt i disse tunnelene (se også kapittel 4.6.1).

4.7 Stabilitet og bergsikring i tunneler

Basert på Q-systemet og sikringskategoriene i Q-systemet [14], er det satt opp veiledende permanent-sikringsklasser for henholdsvis hovedtunneler, tverrslagstunneler og rømnings-tunneler, se Tabell 4-2, Tabell 4-3 og Tabell 4-4.

Bergsikring i de ulike bergmasseklassene er avhengig av antatt Q-verdi, ESR og spennvidde på tunnel (se Figur 4-1). Antatt prosentvis fordeling av bergmasseklasser for de ulike tunnelene er oppsummert under beskrivelsen av hver korridor, og vist i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger.

Tabell 4-2: Veiledende permanentsikringsklasser for hovedtunneler.

Bergkvalitet		Q-verdi	Bolter		Sprøytebetong		Sprøytebetong-buer
			Heng	Vegg	Heng	Vegg	
A	Svært god	$Q > 40$	3 x 3 (spredt bolting)	3 x 3 (spredt bolting)	6 cm	-	
B	God	$10 < Q \leq 40$	2,5 x 2,5 (spredt bolting)	3 x 3 (spredt bolting)	6 cm	-	
C	Middels	$4 < Q \leq 10$	2,2 x 2,2	2,2 x 2,2	6 cm	6 cm	
D	Dårlig	$1 < Q \leq 4$	1,7 x 1,7	2,0 x 2,0	8 cm	8 cm	
E 1	Svært dårlig	$0,4 < Q \leq 1$	1,5 x 1,5	1,5 x 1,5	12 cm	12 cm	
E 2	Svært dårlig	$0,1 < Q \leq 0,4$	1,5 x 1,5	1,5 x 1,5	15 cm	15 cm	E30/6 Ø20 c/c 2 m
F	Ekstremt dårlig	$0,01 < Q \leq 0,1$	1 x 1	1,2 x 1,2	25 cm	20 cm	D60/6 + 4Ø20 c/c 1,5 m, alternativt gitterbuer, ev. full utstøpning/forsterking av kontaktstøp. Sålestøp vurderes.
G	Eksepsjonelt dårlig	$0,001 < Q \leq 0,01$	1 x 1	1 x 1	25 cm	25 cm	Støpt betongforing / forsterking av kontaktstøp eller sprøytebetongbuer dimensjonert spesielt. Sålestøp vurderes.

Tabell 4-3: Veiledende permanentsikringsklasser for tverrslagstunneler.

Bergkvalitet		Q-verdi	Bolter		Sprøytebetong		Sprøytebetongbuer
			Heng	Vegg	Heng	Vegg	
A	Svært god	$Q > 40$	3 x 3 (spredt bolting)	3 x 3 (spredt bolting)	8 cm	-	
B	God	$10 < Q \leq 40$	2,5 x 2,5 (spredt bolting)	3 x 3 (spredt bolting)	8 cm	8 cm*	
C	Middels	$4 < Q \leq 10$	2,2 x 2,2	2,5 x 2,5	8 cm	8 cm	
D	Dårlig	$1 < Q \leq 4$	1,7 x 1,7	2,0 x 2,0	8 cm	8 cm	
E 1	Svært dårlig	$0,4 < Q \leq 1$	1,5 x 1,5	1,5 x 1,5	12 cm	12 cm	
E 2	Svært dårlig	$0,1 < Q \leq 0,4$	1,5 x 1,5	1,5 x 1,5	15 cm	15 cm	E30/6 Ø20 c/c 2 m
F	Ekstremt dårlig	$0,01 < Q \leq 0,1$	1 x 1	1,2 x 1,2	25 cm	20 cm	D60/6 + 4Ø20 c/c 1,5 m, alternativt gitterbuer, ev. full utstøpning
G	Eksepsjonelt dårlig	$0,001 < Q \leq 0,01$	1 x 1	1 x 1	25 cm	25 cm	Sprøytebetongbuer dimensjonert spesielt eller støpt betongforing.

*) Omfang vurderes under driving.

Tabell 4-4: Veiledende permanentsikringsklasser for rømningstunneler.

Bergkvalitet		Q-verdi	Bolter		Sprøytebetong		Sprøytebetongbuer
			Heng	Vegg	Heng	Vegg	
A	Svært god	$Q > 40$	3 x 3 (spredt bolting)	-	8 cm	-	
B	God	$10 < Q \leq 40$	3 x 3 (spredt bolting)	3 x 3 (spredt bolting)	8 cm	8 cm*	
C	Middels	$4 < Q \leq 10$	2,2 x 2,2	2,5 x 2,5	8 cm	8 cm	
D	Dårlig	$1 < Q \leq 4$	1,7 x 1,7	2,0 x 2,0	8 cm	8 cm	
E	Svært dårlig	$0,1 < Q \leq 1$	1,5 x 1,5	1,5 x 1,5	10 cm	10 cm	
F	Ekstremt dårlig	$0,01 < Q \leq 0,1$	1 x 1	1,2 x 1,2	15 cm	15 cm	E30/6 Ø20 c/c 2 m
G	Eksepsjonelt dårlig	$0,001 < Q \leq 0,01$	1 x 1	1 x 1	25 cm	25 cm	Sprøytebetongbuer dimensjonert spesielt eller støpt betongforing.

*) Omfang vurderes under driving.

Tolket bergmassefordeling og tilhørende sikringsklasser kan kun benyttes som et utgangspunkt for planlegging av tunneler. Endelig detaljprosjektering og bestemmelse av nødvendig permanentsikring foretas med grunnlag i ingeniørgeologisk kartlegging på stoff. Ingeniørgeologisk kartlegging skal utføres i hele tunnallengden og i hele tunnelprofilen.

Det må bemerkes at Q-verdi og sikringstabellene ikke fanger opp alle detaljer/stabilitetsforhold. F.eks. vil stabiliteten av enkeltblokker kunne være uavhengig av Q-verdien. Ved detaljprosjektering av bergsikring under bygging, må spesifikk bergsikring alltid vurderes, og i den sammenheng vil det være nødvendig å vurdere sprekkegeometrien spesielt.

Som tillegg til den permanente sikringen kommer arbeidssikring. I mange tilfeller vil arbeidssikringen inngå som en del av den permanente sikringen, men ved forhold med særlig dårlig stabilitet på stuff, utføres noen ganger provisorisk arbeidssikring som ikke nødvendigvis har kvalitet til å kunne inngå i den permanente sikringen.

Når berget er ferdig permanentsikret, vil det utføres en avretting av tunneloverflaten med sprøytebetong før montering av membranduk og etablering av kontaktstøp for vann- og frostsikring. Dette vil være en ekstra sikring også for berget.

Teknisk regelverk beskriver minimum 8 cm tykkelse på sprøytebetongsikring av hensyn til bestandighet. For hovedtunnelene er det, i samråd med Bane NORs fagansvarlige ingeniørgeolog (Teknikk og konsept), foreslått å legge opp til et tynnere lag med sprøytebetong (eller usprøytet ved godt berg) i bergmasseklassene A, B og C. Dette fordi det skal installeres kontaktstøpt betonghvelv slik at bestandighet til sprøytebetong blir ikke relevant her.

Teknisk regelverk beskriver at kontaktstøpt betonghvelv med membran bør inngå som en del av permanentsikringen. Under bygging kan det komme tilfeller hvor det er hensiktsmessig å dimensjonere kontaktstøpen for noe berglast, som erstatning for sprøytebetongbuer. Dette er derfor tatt med som et alternativ i veiledende sikring for bergmasseklasse F og G (Tabell 4-2).

For hovedtunnelen og tverrslagstunnelene er bergmasseklasse E delt i to, avhengig av behov for sprøytebetongbuer. Dette har sammenheng med hvordan Q-systemet er lagt opp og at behov for sprøytebetongbuer kommer kun i nedre del av bergmasseklasse E (sikringskategori 6 i Q-systemet). På grunn av lite tverrsnitt, kommer sprøytebetongbuer først med i bergmasseklasse F i rømnings-tunnelene.

Tung sikring (sprøytebetongbuer) bør dimensjoneres spesielt i hvert tilfelle. Tung sikring er plasskrevende, og det må forventes å bli behov for utvidelse av profilet i områder med dårlig berg.

4.8 Tunneldriving etter observasjonsmetoden

Det legges til grunn at tunnelene skal drives med konvensjonell boring og sprengning. Tunnelene er plassert i geoteknisk kategori 3 (se kapittel 1.3.1). Dette innebærer at det stilles krav til drivingen, som bør utføres i henhold til observasjonsmetoden. Benyttet på rett måte skal denne metoden fange opp usikkerhet og redusere mulighet for alvorlige konsekvenser ved eventuelle uforutsette og/eller spesielt vanskelige forhold. Metoden innebærer at det i byggeplanfasen utarbeides detaljerte beskrivelser av tiltak for å oppdage og håndtere potensielt vanskelige driveforhold. Også målinger av tunnelens oppførsel, vesentlig knyttet til stabilitets- og lekkasjeforhold, skal angis og utføres.

4.9 Mulige tiltak i problemområder

Partier med utfordringer knyttet til stabilitet og/eller lekkasjer påvirker opplegg for driving av tunneler.

Følgende tiltak kan være aktuelle i problemområder:

- Tetting av potensielle vannlekkasjer med forinjeksjon
- Forinjeksjon som stabilitetsforbedrende tiltak foran stuff
- Korte salvelengder og/eller oppdelt sprengning av profilet
- God planlegging og rask utførelse av bergsikring, særlig sprøytebetong

Det er viktig å oppdage vanskelige forhold i tide slik at mulige tiltak kan iverksettes. I forbindelse med foreslått injeksjonsopplegg, anbefales systematisk sonderboring foran stuff gjennom hele tunnelen. Sonderhullene kan også benyttes til å avdekke dårlige bergforhold foran stuff, samt verifisering av overdekning i områder med begrenset/usikker bergoverdekning. Opplegg for sonderboring bør tilpasses relevante problemstillinger der disse er kjent.

4.10 Anvendelse av sprengsteinsmasser

Det er ikke utført testing av aktuelle bergarter med tanke på anvendelse til ulike formål. Det er viktig at prøvene som tas er representative, og de bør derfor samles inn når antallet korridorer og alternative linjer er redusert, og etter at nøyaktig geologisk kartlegging er utført.

Dersom tunnelstein skal benyttes til veg- eller jernbaneformål, må den testes i henhold til retningslinjer gitt i Bane NOR sine tekniske spesifikasjoner.

På generelt grunnlag antas at monzonitt kan være egnet som fyllmasser og forsterkningslag i underbygningen, som til formål innen vegbygging (underbygning).

Basert på NGUs berggrunnskart og observasjoner i felt antas det at utbyggingen ikke vil komme i kontakt med syre- eller gassdannende bergarter, eller bergarter med behov for spesialdeponi.

4.11 Hensyn til eksisterende bebyggelse og infrastruktur

4.11.1 Måleprogram, registrering og vibrasjonskrav

Planlagte sprengningsarbeider må ta hensyn til blant annet potensielle skader på grunn av lufttrykk, steinsprut og vibrasjoner. Det vil kreves forsiktig sprengning og delte/korte salver ved behov.

Tunnelsprengning må planlegges på en slik måte at vibrasjoner fra sprengningsarbeid og annet grunnarbeid ikke medfører skade på omkringliggende bygninger og konstruksjoner.

Før anleggsstart skal det gjennomføres en tilstandsvurdering/besiktigelse av nærliggende byggverk og konstruksjoner. Videre må bygninger med sensitivt utstyr kartlegges. Omfang av besiktigelsen må vurderes basert på anbefalinger i norsk standard NS 8141 og Bane NOR sine erfaringer.

Vibrasjonskrav for nærliggende byggverk, konstruksjoner og eventuelle installasjoner vil fastsettes i henhold til gjeldende standarder.

Norsk standard NS 8141 fastsetter metoder for å bestemme veiledende grenseverdier for vibrasjoner i byggverk på grunn av grunnarbeider, og hvordan vibrasjonene kan måles. Per april 2018 er følgende utgaver av standarden gyldige:

- For sprengningsarbeider: NS 8141:2001 Vibrasjoner og støt, måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk
- For pigging og annen anleggsvirksomhet: NS8141-2:2013 Virkning av vibrasjoner på byggverk fra annen anleggsvirksomhet enn sprengning, og fra trafikk.

Restriksjoner kan også settes fra eiere av tekniske installasjoner og teknisk infrastruktur. For eksempel har Vestfold Vann IKS satt begrensninger til bygging og krav til vibrasjoner i forbindelse med sin hovedvannledning, som prosjektet kommer i nærheten av [17]. Ved Torp Sandefjord lufthavn har Avinor opplyst i møter at flyplassens bygninger kan betraktes som en enebolig (normal bebyggelse) med hensyn til vibrasjonskrav.

I Larvik er det spesielle utfordringer knyttet til vibrasjoner fra grunnarbeider ved arbeid nær Herregården og i tilknytning til Farrisakviferen. Dette er spesielt omtalt under hydrogeologiske vurderinger i kapittel 11.4 og 12.4.

Ved fare for utløsning av kvikkleireskred som følge av sprengningsarbeider, benyttes følgende standard:

- NS 8141-3:2014 Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire.

Det vil være behov for vibrasjonsmålere på byggverk og installasjoner nær tunneltraseene. Omfang og plassering må vurderes nærmere i byggeplanfasen. I bebygde områder vil sprengningsarbeider sannsynligvis bare kunne utføres mellom kl. 7 og 23.

4.11.2 Nærhet til eksisterende tunneler og bergrom

Det vil være relevant med tilstandsvurdering/besiktigelse av nærliggende tunneler og bergrom i detaljplanfasen og/eller i byggeplanfasen. I den forbindelse bør det foretas en vurdering av eventuelt behov for supplerende sikringstiltak, nødvendige vibrasjonskrav og krav til inspeksjonsopplegg under sprengningsarbeidene.

Det er registrert eksisterende bergrom i Mokollen, nær planlagt tunnel i Torp vest-korridoren. De fleste eller alle bergrommene antas å være etablert etter andre verdenskrig, som tilfluktsrom eller til andre formål. Det foreligger ikke en komplett oversikt over alle bergrom i kollen, men det antas i hovedsak å dreie seg om et nettverk av mindre ganger/tunneler, som i hovedsak ligger på et høyere nivå enn planlagt tunnel gjennom Mokollen. Dette må undersøkes nærmere ved videre planlegging i detaljplanfasen. Et større berganlegg beliggende sør for Mokollen er i bruk av Sivilforsvaret. Dette anlegget vil ikke komme i konflikt med tunneltraseen.

For tunnel i Hammerdalen mot påkobling til eksisterende Kleivertunnelen er det umiddelbar nærhet til Martineåstunnelen på E18.

5 HYDROGEOLOGISKE VURDERINGER

5.1 Generelle hydrogeologiske betraktninger

Geologiske forhold i prosjektområdet er beskrevet under ingeniørgeologi og her vurderes hydrogeologiske forhold i de ulike aktuelle bergarter og i de overliggende løsmassene. Grunnvannsnivå og grunnvannets strømming vil være avgjørende for grunnvannets påvirkning på inngrepet og inngrepets mulige påvirkning på omgivelsene. Med inngrepet menes i hovedsak tunneler, men også fundamentering kan påvirkes av og påvirke grunnvannsforhold.

5.1.1 Vannbalanse

Nydannelse og strømming av grunnvann styres av nedbør og fordampning. Forholdene er antatt relativt like for hele strekningen. Data fra Meteorologisk institutt oppgir for Melsom en årsmiddelnedbør til 1080 mm/år og en fordampning på naturlig terreng til ca. 420 mm/år. Dette gir 660 mm/år til overflateavrenning og til infiltrasjon til grunnen. Det antas at det er ca. 20 % infiltrasjon i naturlig terreng, dersom det ikke er for tett bergoverflate eller tette løsmasser. Da kan infiltrasjonsmengden bli mindre. Generell infiltrasjon i naturlig terreng er estimert til ca. 130 mm/år.

5.1.2 Grunnvann i berg

Grunnvann i berg strømmer i bergsprekker og svakhetssoner i berggrunnen. De ulike bergartene i prosjektområdet har ulikt omfang av oppsprekingsgrad, sprekkefrekvens og sprekkeretninger og derav ulik vannledningsevne. Vertikale sprekker er generelt mest åpne og har størst vannføring.

Berggrunnskartet (Figur 3-1) viser at det er monzonitter (dypbergart) i hele det aktuelle området. Monzonitten er generelt massiv, men har enkelte åpne sprekker med stor vannføring.

Tolkning av berggrunns- og topografiske kart over prosjektområdet viser flere forsenkninger i terrenget som representerer mulige vannførende svakhetssoner og sprekkesoner i berg.

5.1.3 Grunnvann i løsmasser

Løsmassegeologien er beskrevet i fagrapport geoteknikk. Langs hele strekningen mellom Stokke og Larvik er det store lokale variasjoner i dybder til berg. Det ligger typisk bergrygger med liten eller ingen løsmasseoverdekning orientert i samme retning, med uteroderte, løsmassefylte sprekkesoner mellom bergryggene. Tykkelsen av løsmassene i de til dels dypforvitrede sprekkesonene i berg kan være opptil flere titalls meter. Løsmassemektigheter på over 60 meter er registrert flere steder, og dybdene til berg kan variere mye innenfor få meters avstand.

Løsmassekartet fra NGU (ngu.no) er vist i Figur 5-1. Kartet viser løsmassetypen som ligger i de øverste 0,5 meter, slik at løsmassetypen som ligger i overflaten kan dekke over andre typer løsmasser lengre ned i dypet, over berggrunnen.

Som det fremgår av kartet er de naturlige løsmassene langs traséalternativene i hovedsak marine avsetninger. Utførte grunnundersøkelser bekrefter at løsmassene på mesteparten av strekningen består av leire. Senkning av poretrykk i leire kan oppstå ved inngrep som skjæringer med spunting, åpne fjellskjæringer og drenering av grunnvann i berg ved etablering av bergtunnel. Redusert grunnvannsnivå i berg og redusert poretrykk i overliggende leire kan føre til omfattende setninger i leirmassene.

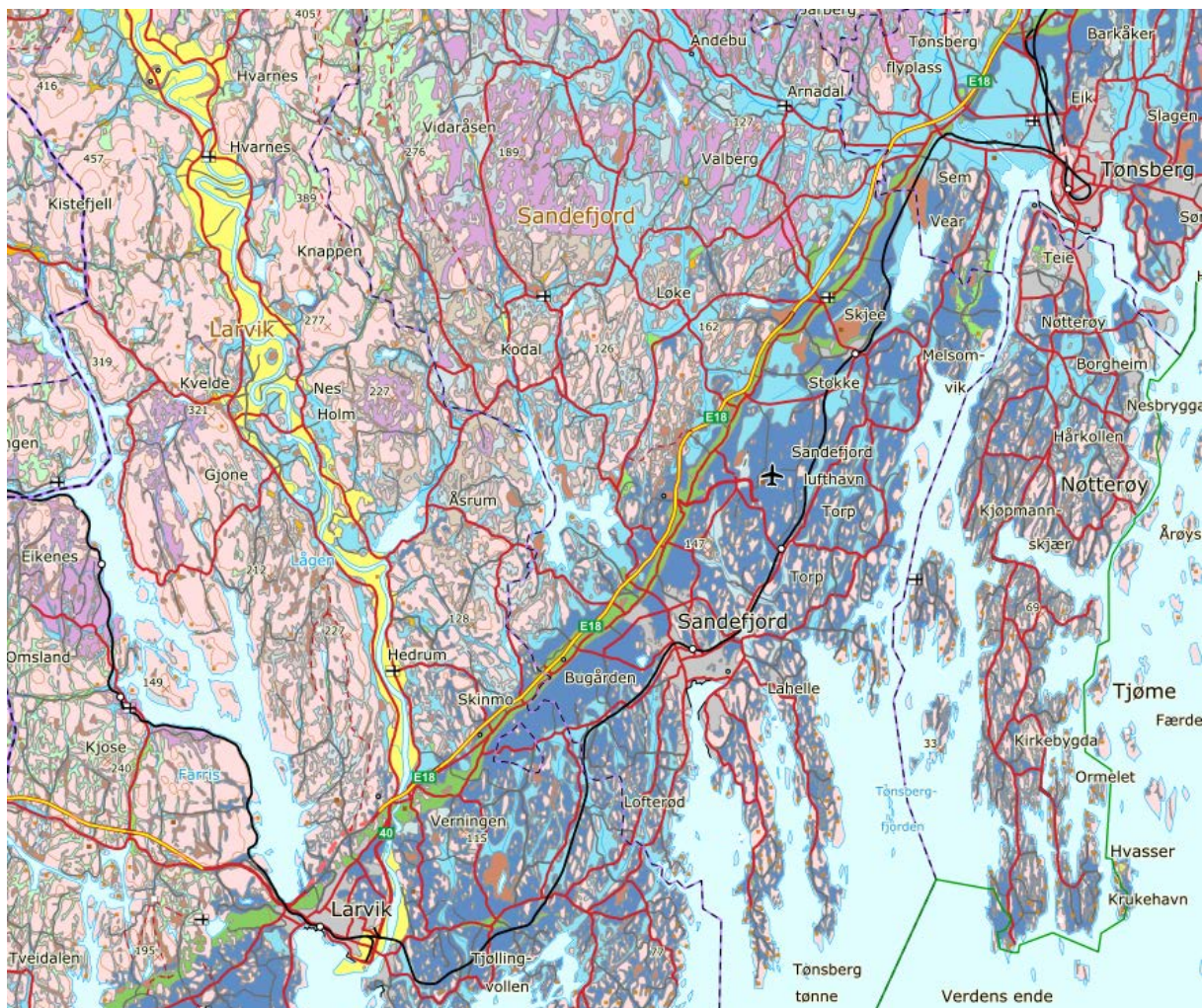
Over leiravsetningene ligger det stedvis strandavsetninger av utvasket sand. De overliggende lagene av sortert vannførende sand/silt kan ha en mektighet på 2 – 3 meter. Drenering ved skjæringer i sandavsetninger kan gi senket grunnvannsnivå i stor avstand fra skjæringen. På begge sider av Lågen ligger det lag av fluvial vannførende elvesand over leire, men tykkelsen er antatt liten og det er ikke planlagt inngrep som vil påvirke grunnvannsforholdene langs elva.

Under leirmassene kan det ligge et finstoffrikt morenelag og/eller også et lag av vannbehandlet og sortert grus/sand med betydelig vannledningsevne over berggrunnen. Drenering av berg under vannførende løsmasselag ved etablering av tunnel kan gi senkning av grunnvannsnivå over betydelige avstander med påfølgende senkning av poretrykk i overliggende leiravsetninger.

Der det ligger tette leirer over vannførende sand/grus eller oppsprukket berg kan det oppstå artesiske forhold der grunnvannet under leira har høyere trykknivå enn terreng høyden. Grunnvann med overtrykk (artesiske grunnvann) kan skape grunnvannskilder og trykkforholdene kan måles ved bruk av piezometer, det vil si sensor installert ved overgangen til morene eller berggrunnen.

Løsmassekartet viser også Raet som en sammenhengende randmorenerygg langs og nordvest for hele prosjektområdet. Morenemassene vil sannsynligvis strekke seg lengre mot sørøst innunder leirmassene, og der randmorenemassene er vannførende, kan det oppstå artesiske trykk innunder leirmassene, som dekker randmorenemassene.

Ved Larvik vil traseen krysse moreneryggen i området ved Hammerdalen/Farrisidet. I fronten av morenen mellom Farrisvannet og Larviksfjorden er det lagdelte masser av leire og sand som følge av smeltevannsavsetninger og sannsynligvis utrasing og utvasking av moreneryggen. Forholdet gir risiko for påvirkning av grunnvannsforkomsten og kildene (Farrisildene) i Hammerdalen og beskrives nærmere under de ulike traséalternativene.



Figur 5-1: Løsmassekart over prosjektområdet (www.ngu.no)

5.1.4 Grunnvannsbetinget kulturminner og naturmiljø

Kulturminner som er betinget av et høyt grunnvannsnivå omfatter for eksempel Herregården i Larvik. En senkning av grunnvannstrykket ved Herregården vil kunne medføre setninger og skade på fundament og bygninger

Grunnvannskilder ved foten av bergåser er betinget et høyere grunnvannstrykk i oppstrømsområdet, og er dermed sårbare for en grunnvannsenkning. Disse kildene er også nødvendig for tilstøtende

kildeskoger og sumpskoger, som for eksempel Flytern ved Løkåsen og Himbergskogen ved Ramsåsen.

Forholdet til Bøkeskogen i Larvik er vurdert for korridorene gjennom Larvik og da særskilt Kongegata-korridoren. Bøkeskogen vil ikke berøres av noen av korridorene, hverken direkte eller indirekte

Ulike naturmiljø, kan være avhengig av et høyt grunnvannsnivå og/eller en grunnvannsutstrømning til bekker, for å opprettholde dagens mangfold. Eksempler på dette er vannkrevende vegetasjon som f.eks. oretrær og arter med høye krav til vannkvalitet (sjørret).

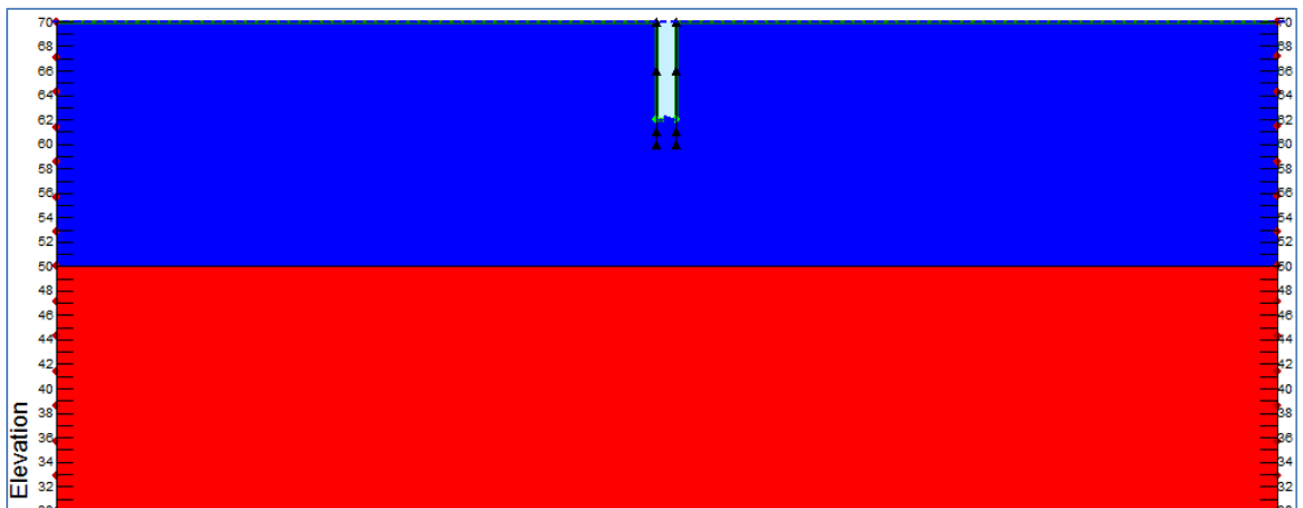
5.1.5 Grunnvannsdrenering omkring byggegrop

Drenering av grunnvann i byggegrop og i bergskjæringer vil kunne redusere grunnvannstrykket i nærheten. Det er derfor viktig å gjennomføre tiltak som gjør midlertidige og permanente konstruksjoner tilstrekkelig tette for å redusere negative konsekvenser.

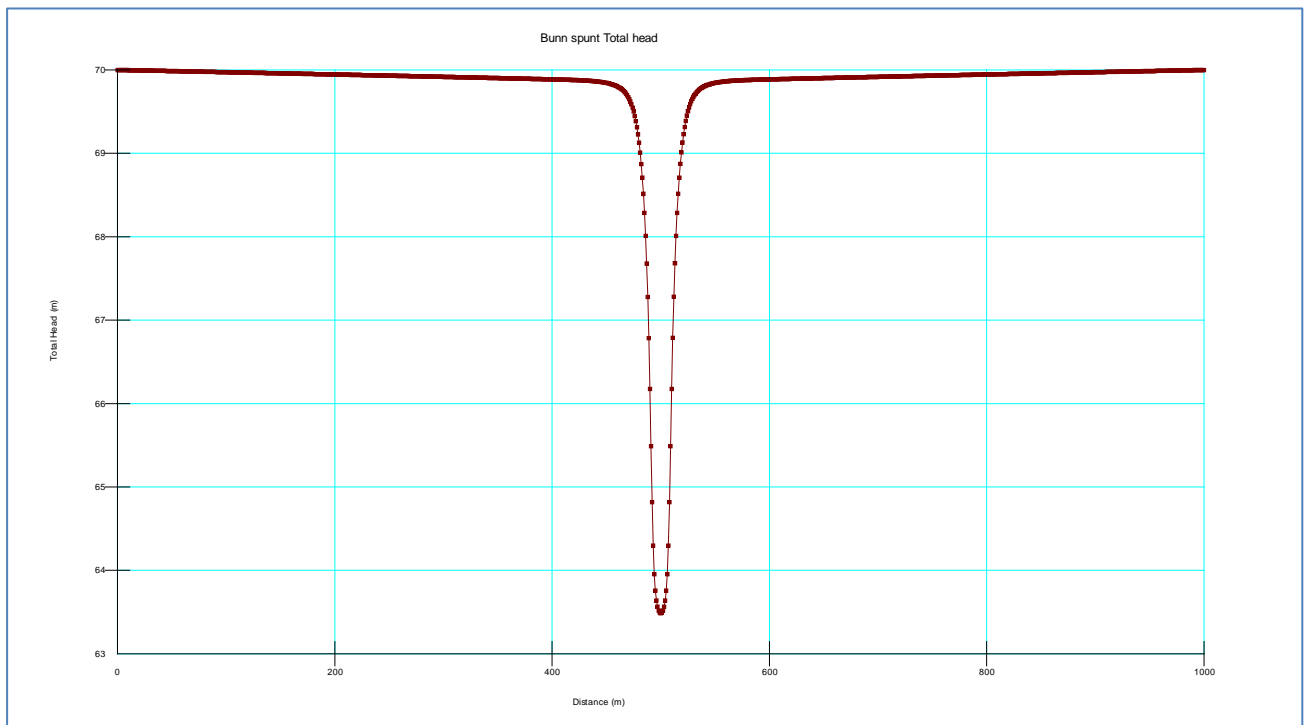
Det er stor forskjell mellom små lekkasjer i en byggegrop som er etablert i leirmasser og større lekkasjer i en byggegrop som etableres ned til og under berggrunnsoverflaten. I en homogen leirmasse, uten utstrakte linser med høyere permeabilitet, vil en lekkasje i en byggegrop gi begrenset med poretryksreduksjon, og utbredelsen av poretryksendringen vil bli noen meter til hver side av gropen, illustrert i Figur 5-2 og Figur 5-3, som er hentet fra en parameterstudie som betraktet teoretiske forskjeller mellom de ulike scenarioene.

I en byggegrop som er etablert ned til eller ned i berggrunnen, og grunnvannet er tillatt å strømme inn i byggegropen gjennom bunnen, vil dette medføre store endringer i grunnvannstrykket og en stor utstrekning til hver side av gropen. Dette er pga. den høyere permeabiliteten i sprekke i berggrunnen og eventuelt i morenelaget under leirmassene. I Figur 5-4 og Figur 5-5 vises grunnvannstrykkendring etter et drøyt år, der berggrunnen har en hydraulisk ledningsevne tre tierpotenser høyere enn i leirmassene.

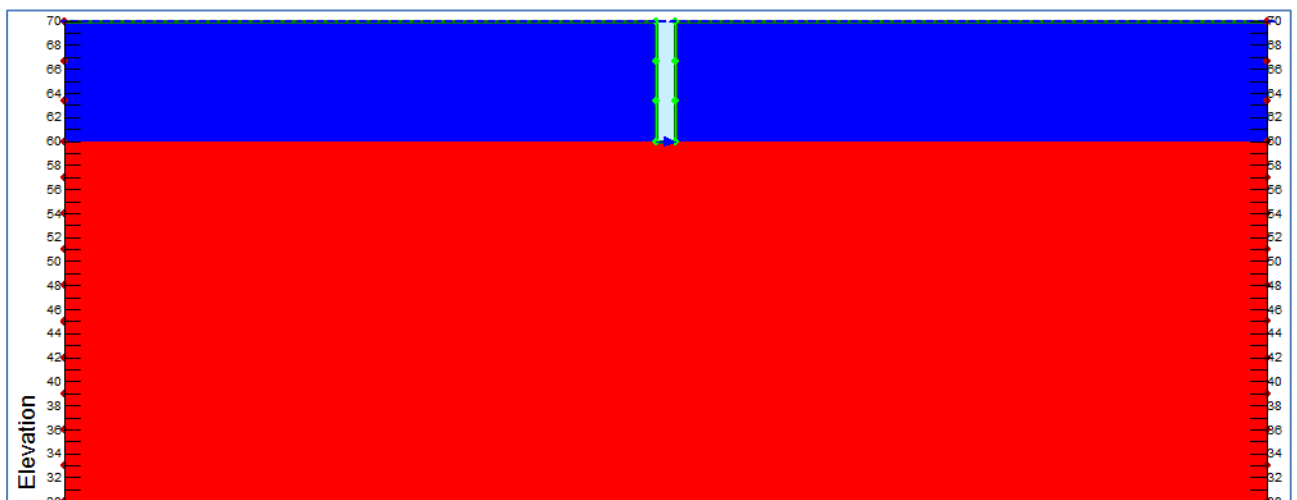
Dersom det er permeable utstrakte linser i leirmassene i kontakt med en byggegrop som drenerer grunnvann, vil omfang av dreneringen utarte seg mer lik den der byggegropen drenerte fra berggrunnen, på grunn av høyere permeabilitet i linsene. Det vil være viktig i neste planfase å vurdere hvilke detaljforhold som er gjeldende for hver enkelt byggegrop.



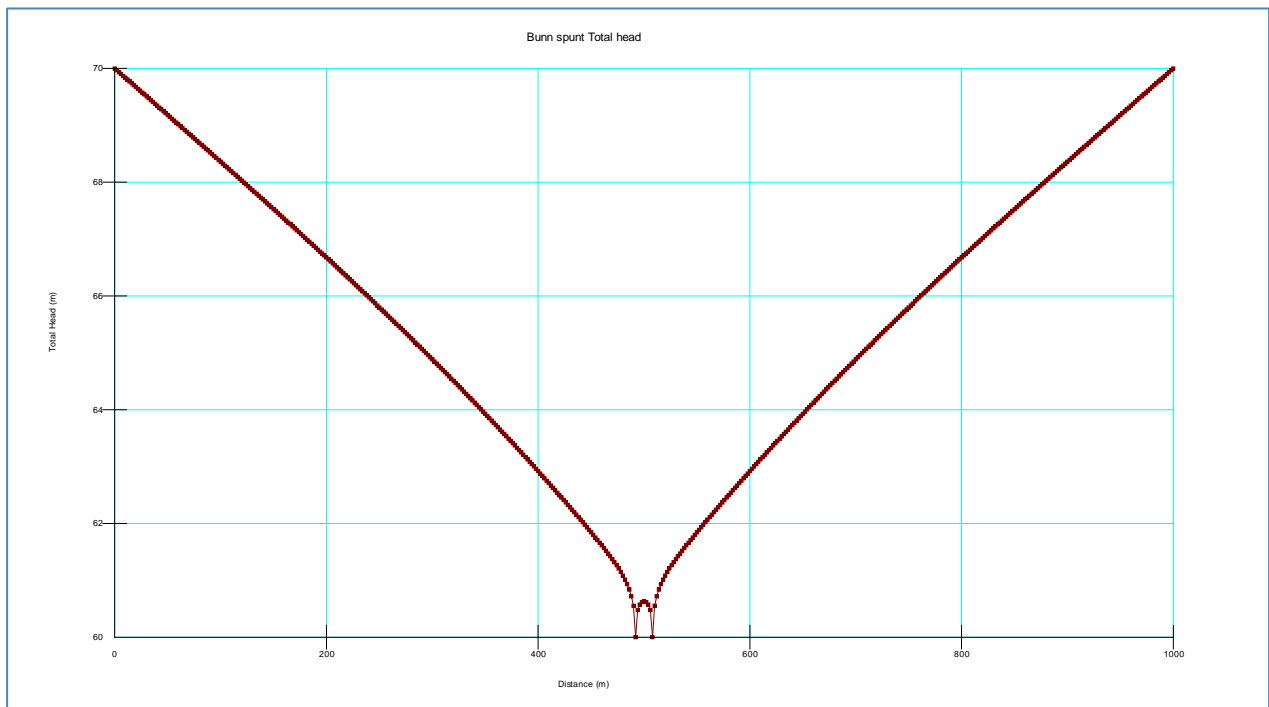
Figur 5-2: Byggegrøp (16m breidd) med tett spuntvegg i leirmasser (blå) over berggrunnen (rød). Grunnvann er tillatt å strømme gjennom bunnen av gropen. Figur 5-3 viser endring i poretrykk etter ett drøyt år. [18]



Figur 5-3: Reduksjon i poretrykk sett ved nivået til bunn-spunt. Det er en merkbar poretrykksendring noen meter fra hver side av spuntveggen. Byggegroppen er 16 meter bred. [18]



Figur 5-4: Byggegropp med tett spuntvegg i leimasser (blå) ned til berggrunnen (rød). Grunnvann er tillatt å strømme gjennom bunnen av byggegroppen, som nå er i berggrunnen. Figur 5-5 viser reduksjonen av poretrykk etter ett drøyt år. [18]



Figur 5-5: Reduksjon i poretrykk sett ved nivået til bunn-spunt, dvs. i overgangen mellom berggrunnen og leirmassene. Det er en mange meter poretrykksendring i stor avstand fra hver side av spuntveggen. Byggegroppen er 16 meter bred. [18]

5.2 Tettekrav til tunnel

Krav til innlekkasjetetting i tunneler settes slik at en eventuell grunnvannssenkning ikke får negative konsekvenser for natur eller bebyggelse eller annen infrastruktur. Det er fastsatt tettekrav langs hovedtunneltrasé, tverrslag- og rømmningstunneler.

Det er benyttet tre klasser av tettekrav, **svært høyt tettekrav**, **høyt tettekrav** og **normalt tettekrav**. I hver klasse er det definert et begrenset spenn av innlekkasje av grunnvann, vist under:

Svært høyt tettekrav: 3 – 5 l/min/100m tunnel
Høyt tettekrav: 7 – 10 l/min/100m tunnel
Normalt tettekrav: 10 – 20 l/min/100m tunnel

Inndeling i innlekkasjekrav med bakgrunn/vurderinger er oppsummert under beskrivelsen av hver korridor.

5.3 Tetting av vannlekkasjer

Vurderinger av vannlekkasjer og beregninger av injeksjonsomfang er generelt beheftet med meget stor usikkerhet.

Injeksjonstrykk, type injeksjonsmaterialer, lengde på injeksjonshull etc. må tilpasses kravene til tetthet og aktuelle grunnforhold. Injeksjonsopplegget bør være fleksibelt fordi injeksjonsprosedyren vil måtte tilpasses berg- og vannforholdene underveis i drivingen.

Som injeksjonsmidler forventes bruk av industrisement og mikrosegment. Injeksjonstrykket vil være godt over grunnvannstrykket for å få massene spredt.

Fastsatte innlekkasjekrav er svært strenge og det må forventes omfattende injeksjon. Det forventes behov for systematisk injeksjon på strekninger med innlekkasjekrav på 3 til 10 l/min/100 meter. På

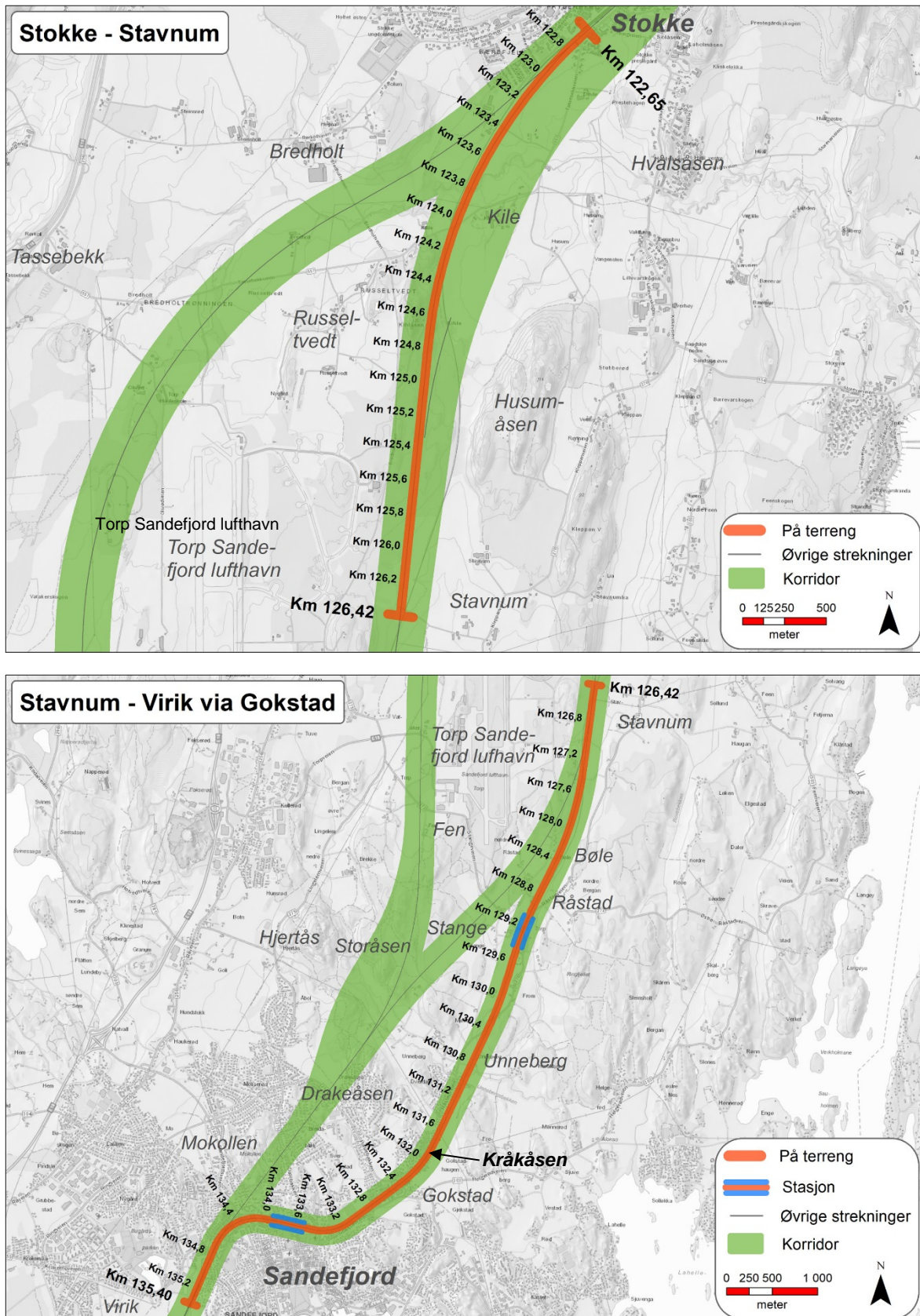
strekninger med innlekkasjekrav mer enn 10 l/min/100 meter, antas at det vil være tilstrekkelig med behovsprøvd injeksjon.

På strekningene med innlekkasjekrav 10-20 l/min/100 meter antas foreløpig at ca. 25 % av tunnallengden vil kreve injisering.

5.4 Vann- og frostsikring

Vann- og frostsikring er beskrevet i ICP-36-A-25764 Temarapport tunnel [6].

6 VURDERINGER FOR GOKSTADKORRIDOREN



Figur 6-1 Trasékart for Gokstadkorridoren. Stokke – Stavnum (øverst) og Stavnum – Virik (nederst).

6.1 Ingeniørgeologiske vurderinger av høye bergskjæringer

Ved ca. km 124,6, der traseen krysser eksisterende jernbane like nord for Torp Sandefjord lufthavn, går traseen inn i en ca. 1 km lang skjæring. Det antas i stor grad å være berg i dagen eller tynt løsmassedekke over berg i dette området, og det meste av skjæringen vil da ligge i berg. Skjæringshøyden vil ligge mellom 8 og 15 meter på det meste av strekningen.

Langs Råstadveien ved Kråkåsen, ca. 200 meter sør for trafostasjonen, går traseen inn i en 120 meter lang bergskjæring på vestsiden av linja. Skjæringen antas å bli ca. 8-10 meter høy på det høyeste.

Alle bergskjæringer i korridoren er vist med helning 10:1 i samordningsmodellen.

6.2 Hydrogeologiske vurderinger

Det er ikke indentifisert sårbart naturmiljø eller kulturminner som betinger et høyt grunnvannsnivå som blir påvirket av jernbanetiltaket.

Det er enkelte områder som bør hensyntas i forbindelse med en mulig grunnvannsenkning, særlig der det går jernbaneskjæring i terreng. Disse områdene er listet under:

For Stokke – Stavum:

Km 123,20 – 123,50: Jernbaneskjæring med opptil 5 meters dybde. Mulig grunnvannsenkning og påvirkning av eksisterende jernbanetrasé 15 -30 meter vest.

For Stavum – Virik:

Km 127,60: Vei krysser over jernbaneskjæring. Fundamentering av vei tilstrekkelig langt til siden av jernbaneskjæringen på grunn av mulig grunnvannsenkning.

Km 128,90 – 130,20: Påtruffet flere borepunkter med artesisk poretrykk. Dette kan medføre komplikasjoner for anleggsfasen.

Km 131,96 – 132,30: Registrert poreovertrykk i grunnen ved kryssing av Haslebakken. Grunnvannsenkning kan medføre senket poretrykk utover i leirområdet, der det står noen få boliger med tilhørende infrastruktur.

Km 133,30 – 134,50: Forutsetter tett konstruksjon, også under anleggsfasen for veikulverter for Dølebakken og Sandfjordveien.

Det er ikke satt tettekrav for denne traseen.

6.3 Fagets påvirkning på valg av løsning / trasé

Ingeniørgeologiske og hydrogeologiske forhold har ikke hatt betydning for valg av trasé på denne strekningen.

6.4 Forslag til videre optimalisering

Det er ikke identifisert vesentlige optimaliseringsmuligheter med hensyn til ingeniørgeologiske eller hydrogeologiske utfordringer.

7 VURDERINGER FOR TORP VEST-KORRIDOREN

7.1 Geologiske forhold

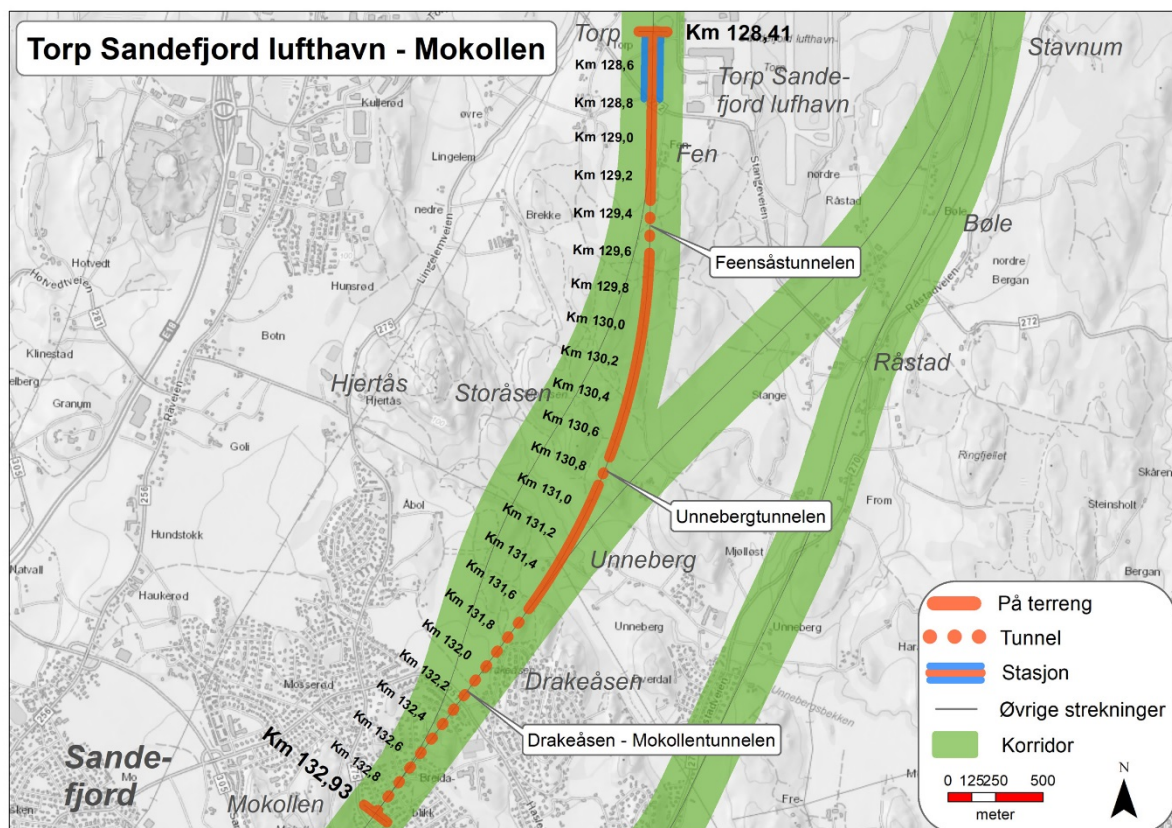
Geologiske vurderinger er konsentrert om strekningen mellom Torp Sandefjord lufthavn og Sandefjord, da det er på denne strekningen av Torp vest-korridoren det vil bli tunneler.

Berggrunnen i området består av grovkornet monzonitt. I blotninger framstår bergarten som massiv og lite oppsprukket. Terrenget er preget av markerte koller avgrenset av markerte søkk, hovedsakelig i retning nord - nordøst. Disse markerte søkkene antas å kunne representere svakhetssoner i berggrunnen. Selve åsene er gjennomskåret av mindre søkk i samme retning eller mer på tvers (nordvest – sørøst) som antas å kunne representere mindre svakhetssoner eller åpne sprekker i berggrunnen.

Det er utført grunnundersøkelser i form av totalsonderinger og refraksjonsseismikk langs store deler av strekningene med tunneler. Utførte undersøkelser på strekningene mellom Torp Sandefjord lufthavn og Mokollen er vist i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger, side 2 – 8.

7.2 Ingeniørgeologiske forhold langs trasene

7.2.1 Torp Sandefjord lufthavn – Mokollen



Figur 7-1 Trasékart for Torp vest-korridoren. Strekningen Torp Sandefjord lufthavn – Mokollen.

7.2.1.1 Torp Sandefjord lufthavn – Øvre Hasle

Det er vurdert mulighet for tre bergtunneler på denne strekningen.

Tunnelen rett sør for Torp, ved Feensåsen, blir ca. 400 meter lang, med bergoverdekning varierende mellom ca. 7 meter ved påhugget i nord og ca. 25 meter på det høyeste partiet. Det er berg i dagen eller tynt forvitningsdekke over berg langs traséen. Det er få store blotninger langs traséen, men berget framstår som massivt og lite oppsprukket der det er gjort observasjoner. Bergarten er kartlagt som

monzonitt. Resultater fra refraksjonsseismiske undersøkelser har ikke avdekket noen lavhastighetssoner i berggrunnen langs den nordligste delen av tunnelen. Omtrent midt under kollen som tunnelen vil drives gjennom antas det ut fra kartstudie at tunnelen krysser en markert sprekk eller liten svakhetssone.

Ved ca. km 130,170 – 130,420 går traseen gjennom en markert kolle, men overdekningen over og til siden anses for liten for å kunne etablere bergtunnel. Her vil det derfor bli bergskjæringer med høyde 10 – 30 meter over en ca. 250 meter lang strekning. På denne strekningen er bergskjæring vist med helning 3:1 og utvidet bredde på fanggrøft i samordningsmodellen.

Nord for Unneberg er det forutsatt en kort bergtunnel gjennom Storåsen. Denne tunnelen blir ca. 220 meter lang. Bergoverdekning vil bli 10 til 20 meter. Traseen går omtrent parallelt med hovedsprekkesretningen i dette området (ca. N20°Ø).

Sør for Unneberg går traseen inn i en kort forskjæring for tunnel gjennom Drakeåsen. Denne tunnelen blir ca. 300 meter lang. Tunnelen vil få bergoverdekning fra ca. 10 til 30 meter. Påhugget i nord har en mindre god plassering bergteknisk, med mye løse blokker i en bratt skråning. En eller flere parallelle sprekker eller svakhetssoner har utgående midt i påhuggsområdet, og følger parallelt langs tunnelen de første (nordligste) ca. 100 meter. Det må forventes behov for høyt bergsikringsnivå på denne strekningen (se bergmasseklassifisering, Tabell 7-3). Figur 7-2 viser foto av påhuggsområde nord for Drakeåsen.



Figur 7-2: Påhuggsområde Drakeåsen nord

På sørsiden av Drakeåsen er det bedre forhold for etablering av påhugg, se foto i Figur 7-3. På plan og profil i vedlegg 1, side 3, er påhugget vist noe lengre sør. Det er behov for supplerende boringer i neste planfase for å vurdere nærmere hvor påhugget kan plasseres.



Figur 7-3: Påhuggsområde Drakeåsen sør

Berggrunnen består av monzonitt som fremstår som massiv og lite oppsprukket. Basert på oversiktskartlegging må det forventes at tunnelstrekningen kommer i kontakt med en eller flere mindre svakhetssoner, i tillegg til sonen parallelt traseen som tidligere nevnt.

7.2.1.2 Breidablikk – Mokollen

Bergtunnel mellom Breidablikk og Mokollen blir ca. 1300 meter lang. Tunnelen har et lavbrekk ca. 330 meter inn fra påhugget på sørsiden. Herfra er tunnelen lagt med maksimal stigning, 17 %, mot nord for å begrense dybden på byggegrop for betongtunnel ved Øvre Hasle mest mulig. Dette medfører at tunnelen får minimal bergoverdekning på en del av strekningen.

Påhugg i nord vil etableres i boligområdet vest for Ringveien, ved ca. km 132,340. Her stiger berget bratt opp bak villa-bebyggelsen.

Tunnelen passerer gjennom tre markerte koller, der det er registrert berg i dagen. Det er hovedsakelig tett boligbebyggelse langs hele denne strekningen. Berggrunnen i kollene består av massiv monzonitt, med liten grad av oppsprekking. Mellom kollene med berg i dagen er det forsenkninger med marine avsetninger. Utførte borer har avdekket inntil ca. 20 meter dybde til berg, og sonderingene indikerer at det stedvis kan være kvikkleire.

NGU sitt aktsomhetskart over tropisk dypforvitring indikerer at det spesielt i området mellom den første og den andre bergkollen (regnet fra nord) kan forventes dypforvitret berg langs flere antatte svakhetssoner. Tunnelen antas å krysse minst fire til fem store svakhetssoner med retning omtrent N-S på denne ca. 600 meter lange strekningen av traseen. Bergoverdekning langs den samme strekningen antas å variere mellom ca. 8 og 25 meter. Tunneldriving på strekningen antas å bli svært krevende, med følgende hovedutfordringer:

- Liten bergoverdekning og tett boligbebyggelse langs traseen
- Marine avsetninger med fare for setningsskade på bebyggelse ved grunnvannssenkning
- Passering av flere store svakhetssoner, mulige leirsoner
- Antatt stor grad av dypforvitret berg langs traseen, tett oppsprukket eller oppknust berg, mulig leiromvandling.

Det må påregnes behov for stedvis tung bergsikring på strekningen.

På den siste strekningen inn mot Sandefjord passerer tunnelen under Midtåsen og Mokollen, som er to bergkoller med en markert forsenkning imellom. Utførte borer og refraksjonsseismikk kan tyde på at forsenkningen utgjøres av to markerte og nær parallelle svakhetssoner som tunnelen vil krysse, se profil i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger, side 4. To av borpunktene ser ut til å ha truffet en av sonene, og her er det registrert ca. 20 meter til berg. Foreløpige resultater fra refraksjonsseismiske målinger viser hastigheter på 2000 m/s i sonene, som karakteriseres som antatt ekstremt dårlig bergmasse, med tett oppsprukket eller oppknuust berg. Seismikken antyder en bredde på ca. 10 meter for hver av sonene, men det er usikkert om de når ned til tunnelnivå.

Ved videreføring av korridoren til detaljplan vil det være behov for en mer detaljert kartlegging av bergoverflaten mellom Breidablikk og Mokollen, samt kartlegging av bergmassekvalitet og mulige svakhetssoners forløp og karakter. Refraksjonsseismikk antas mest hensiktsmessig. Området er utfordrende med tanke på tilgjengelighet for utførelse av undersøkelser, da det er tett boligbebyggelse og mye kabler i veiene. Kjerneboring bør utføres gjennom antatte svakhetssoner i de mest markerte dypprenene.

Det søndre tunnelpåhugget vil etableres i den bratte bergskråningen på sørvest-siden av Mokollen, ved ca. km. 133,580, bak det hvite bolighuset på bildet i Figur 7-4. Herfra faller terrenget ned mot Sandefjordsveien. Boringer i Nedre Movei, like vest for traseen, viser ca. 15-30 meter dybde til berg og stor mektighet av bløt til middels fast kvikkleire. Det er usikkert hvor bratt berget stiger mellom Nedre Movei og påhugget i Mokollen. Basert på foreliggende grunnundersøkelser antas at det kan bli inntil ca. 10 meter utgraving i løsmasser for forskjæring til tunnelen. For ytterligere detaljer rundt dette henvises til Fagrapport geoteknikk [4].



Figur 7-4: Påhuggsområde Mokollen sør.

7.2.1.3 Tverrslag

Uavhengig av valg av trasé nord for tunnelstrekningen Breidablikk – Mokollen, vil den samlede lengden trasé i tunnel inkludert portaler bli 2 km eller mer frem til Sandefjord stasjon. Tunnelen vil bestå av bergtunnel på det meste av strekningen, men med en ca. 450 meter lang kulvert der det ikke er bergoverdekning ved Øvre Hasle.

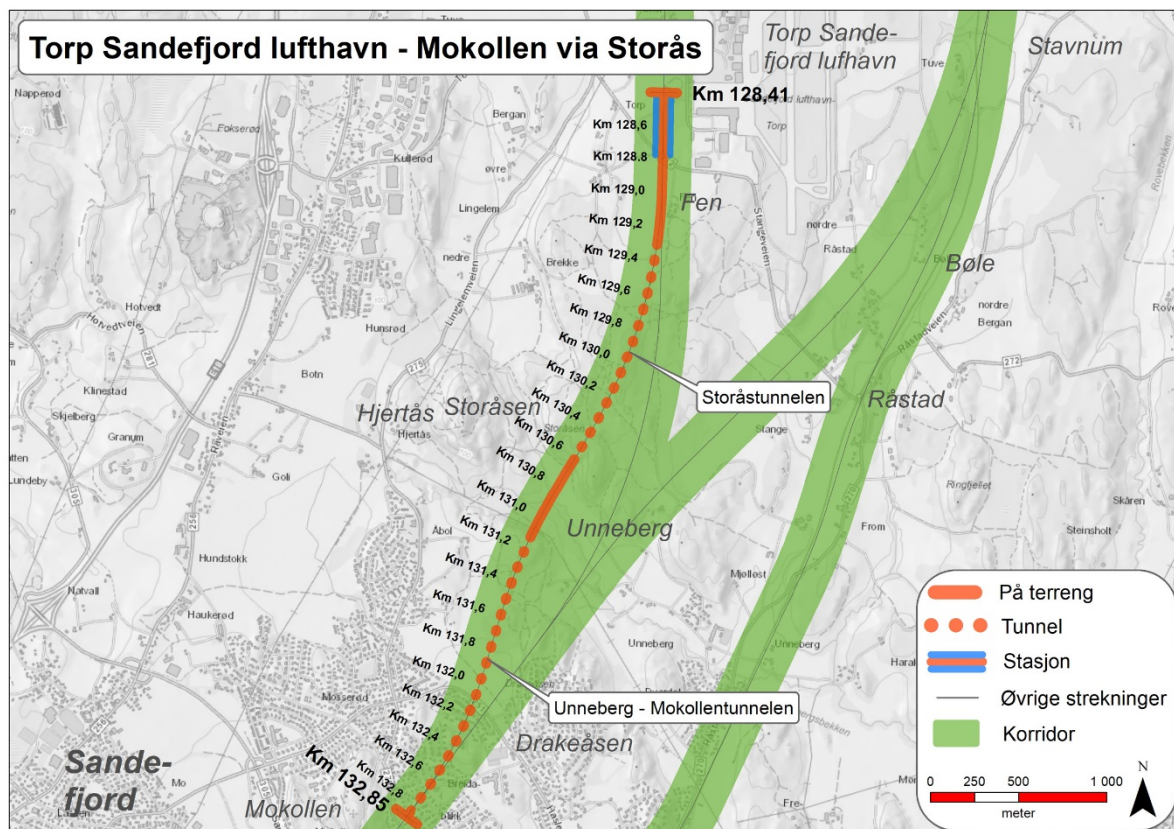
Det vil bli behov for å etablere en eller flere rømningstunneler på strekningen. Ved Breidablikk kan tunnelpåhugg for rømningstunnel etableres i en bratt naturlig bergskråning, se Figur 7-5. Det legges til grunn at tunnelen vil bli benyttet som tverrslag i anleggsperioden.



Figur 7-5: Forslag til plassering av rømningsstunnel/tverrslag ved Breidablikk, km 132,4 – 133,0.

Det er også foreslått en mulig kombinert rømningsstunnel og tverrslag ved Drakeåsen, som vist i samordningsmodell og i plan på side 4 i vedlegg 1. Tunnelen vil ha påhugg på vestsiden av kollen. Det er behov for å justere traseen til tverrslaget for å øke overdekningen til hovedløpet der tverrslaget krysser over. Det anbefales å se på mulighet for at tverrslaget kan utgå ved videre prosjektering i detaljplanfasen.

7.2.2 Torp Sandefjord lufthavn – via Storås – Mokollen



Figur 7-6 Trasékart for Torp vest-korridoren. Strekingen Torp Sandefjord lufthavn via Storås til Mokollen.

7.2.2.1 Torp Sandefjord lufthavn – Unneberg

Sør for Torp Sandefjord lufthavn er det vurdert en trasé som går lengre vest gjennom friluftsområdet ved Storås. Hensikten med denne varianten er å gjøre inngrepet ved Unneberg mindre, ved at det blir en betydelig kortere bru over Unnebergbekken og sammenhengende tunnel både nord og sør for brua.

Sør for Torp Sandefjord lufthavn går traseen i tunnel ved Feensåsen, men påhuggsplassering omtrent som i den østre traseen. Tunnelen fortsetter under et parti med løsmasseoverdekning, der det er utført refraksjonsseismikk. Resultatene viser at tunnelen får tilstrekkelig bergoverdekning, ca. 10-12 meter på det minste ved ca. km. 129,600. Det er registrert en lavhastighetssone med hastighet 3000 m/s midt i profilet, som antas å representere en svakhetsone. Videre går traseen under en markert kolle med berg i dagen, ca. km. 129,750 – 130,150. Kollen er gjennomført av flere markerte kløfter i retning NV-SØ, som er angitt som svakhetssoner på plan og profil i vedlegg 1, side 5. Disse kan være åpne sprekker eller intrusivganger som har blitt erodert bort i dagen.

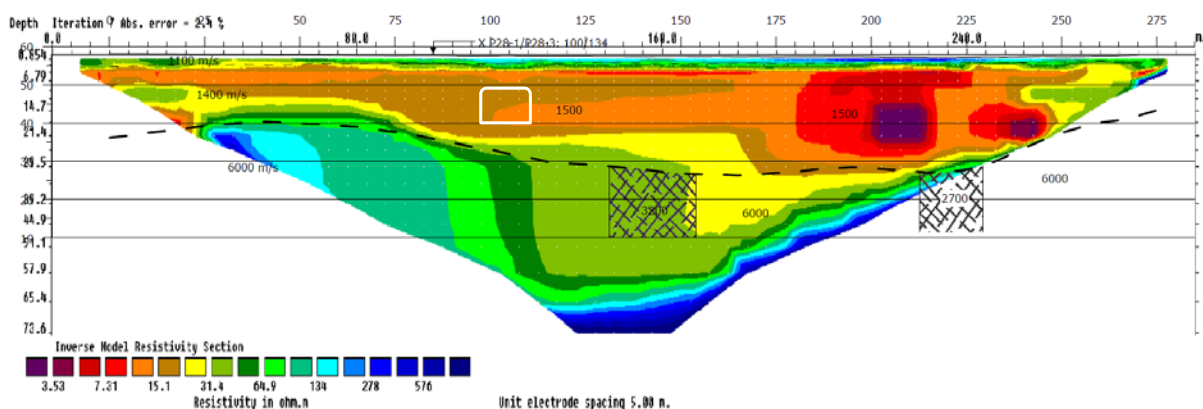
Ved ca. km. 130,2 – 130,4 går traseen gjennom et myrområde. Her er det utført refraksjonsseismiske målinger som viser at tunnelen mangler bergoverdekning langs en del av strekningen. Det ble også registrert lavhastighetssoner i midtre del av området, med hastigheter på 2600 m/s og 3700 m/s. På en del av strekningen må det sannsynligvis etableres betongtunnel i åpen byggegrop. Bergpåhugg på nordsiden av myra er satt noe konservativt ved km. 130,170, og på sørsiden ved km. 130,390, slik at betongtunnelen vil få en lengde på ca. 220 m.

Sør for strekningen med betongtunnel går traseen i en ca. 200 m lang bergtunnel gjennom Storåsen ved Unneberg. Rett øst for traseen er det et markert søkk i terrenget, som antas å representere en svakhetsone. Dette kan være samme sone som er registrert på seismikkprofil 23-7, med hastighet 3700 m/s, se vedlegg 1, side 5, og [5]. Sonen går omtrent parallelt med tunneltraseen, og begrenser mulighet for justering av traseen sideveis gjennom kollen.

7.2.2.2 Unneberg – Mokollen

Ved Unneberg går den vestlige traseen på en ca. 400 meter lang bru over Unnebergbekken. Sør for brua går traseen inn i en ny tunnel ved km. 131,090. Tunnelen går først under en markert kolle hvor det antas å være berg i dagen eller små mektigheter av løsmasser over berg. Ved ca. km. 131,360 til 131,500 er det et søkk i terrenget med ukjent dybde til berg. Utførte refraksjonsseismiske undersøkelser ca. 100 m lengre øst kan tyde på at det ikke er store mektigheter med løsmasser i søkket, men at det kan være en eller flere svakhetssoner i berggrunnen som tunnelen vil krysse. Det antas at tunnelen vil få svært liten bergoverdekning, anslagsvis 5-10 meter på det minste. Ved km. 131,500 går traseen under en ny men mindre markert kolle frem til påhugg ved ca. km. 131,680 ved Øvre Hasle.

Ved Øvre Hasle er det utført refraksjonsseismikk og resistivitetsmålinger over et flatt jorde, for å undersøke muligheten for å kunne gå i bergtunnel. Geotekniske borer i østre del av jordet viser dybder til berg opp mot ca. 30 meter og bløt, sensitiv kvikkleire. De geofysiske undersøkelsene viser at det i midtre del av jordet kan være mer enn 40 meter med løsmasser. Det er også registrert flere lavhastighetssoner i berggrunnen. På grunn av store dybder til berg er det forutsatt betongtunnel som etableres i åpen byggegrop på strekningen fra ca. km. 131,680 til 132,200.



Figur 7-7: Resultater fra resistivitet og refraksjonsseismikk profil P28-3, som krysser tunneltraseen ved ca. km. 131,980. Tolket bergoverflate med sort stiplet linje. Omtrentlig plassering av betongtunnel (hvit).

Videre sør for Ringveien går traseen i bergtunnel under boligområdet Breidablikk til Mokollen, tilsvarende som for traseen lenger øst. Det antas at påhugg kan etableres ved ca. km. 132,200. For beskrivelse av traseen og ingeniørgeologiske forhold henvises det til kapittel 7.2.1.2.

7.2.2.3 Tverrslag/rømningstunneler

På strekningen Torp Sandefjord lufthavn til Unneberg vil Storåstunnelen få en samlet lengde på ca. 1360 meter inkludert portaler og betongtunnel. Det er foreslått plassering av en rømningstunnel ved ca. km. 129,9, som vist i samordningsmodell og på side 5 i vedlegg 1.

For tunnelen Unneberg – Mokollen vil total lengde, inkludert betongtunnelen ved Øvre Hasle, bli ca. 2460 meter. I tillegg til tverrslag og rømningstunnel ved Breidablikk, tilsvarende som for traseen lengre øst, er det foreslått en rømningstunnel/tverrslag i kollen nord for jordet ved Øvre Hasle, se side 6 i vedlegg 1. Her kan det bli en utfordring å få tilstrekkelig bergoverdekning i starten av tunnelen samtidig som en ønsker å gjøre inngrepet i kollen minst mulig. Det er derfor foreslått en løsning med stigning 1:6 for å komme inn i berg så raskt som mulig med tverrslagstunnelen.

7.3 Bergmasseklassifisering

7.3.1 Torp Sandefjord lufthavn – Mokollen

Antatt fordeling av bergmasseklasser for tunnelene mellom Torp Sandefjord lufthavn og Mokollen er oppsummert i tabellene under og vist langs tunneltrasé i Vedlegg 1 – Ingeiørgeologiske plan- og profiltegninger.

Tabell 7-1: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Feensåstunnelen, km 129,250 - 129,650.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	110	28 %
10 – 40	B	120	30 %
4 - 10	C	120	30 %
1 - 4	D	30	7 %
0,4 - 1	E1	20	5 %
SUM		400	

Feensåstunnelen er vist på side 2 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner og seismikk.

Tabell 7-2: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Unneberg-tunnelen, km 130,620 - 130,840.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	22	10 %
10 – 40	B	23	10 %
4 - 10	C	53	24 %
1 - 4	D	57	26 %
0,4 - 1	E1	25	11 %
0,1 – 0,4	E2	40	18 %
SUM		220	

Unneberg-tunnelen er vist på side 3 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner.

Tabell 7-3: Tolket fordeling av bergmasseklasser for bergtunnel ved Drakeåsen, km 131,570 – 131,870.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
4 - 10	C	35	12 %
1 - 4	D	45	15 %
0,4 - 1	E1	45	15 %
0,1 – 0,4	E2	145	48 %
0,01 – 0,1	F	30	10 %
<i>SUM</i>		<i>300</i>	

Tunnel ved Drakeåsen er vist på side 3 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner.

Tabell 7-4: Tolket fordeling av bergmasseklasser for bergtunnel fra Breidablikk til Mokollen, km 132,300 – 133,580.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	190	15 %
10 – 40	B	190	15 %
4 - 10	C	273	21 %
1 - 4	D	283	22 %
0,4 - 1	E1	114	9 %
0,1 – 0,4	E2	76	6 %
0,01 – 0,1	F	113	9 %
0,001 – 0,01	G	41	3 %
<i>SUM</i>		<i>1280</i>	

Tunnel Breidablikk - Mokollen er vist på side 4 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på feltobservasjoner, seismikk og NGUs aktsomhetskart for tunnelplanlegging.

Tabell 7-5: Tolket fordeling av bergmasseklasser for tverrslag Drakeåsen.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	33	17 %
10 – 40	B	43	22 %
4 - 10	C	43	22 %
1 - 4	D	40	17 %
0,4 - 1	E1	11	3 %
0,1 – 0,4	E2	23	11 %
0,01 – 0,1	F	23	8 %
<i>SUM</i>		<i>215</i>	

Tverrslag Drakeåsen er vist på side 3 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner.

Tabell 7-6: Tolket fordeling av bergmasseklasser for tverrslag Breidablikk.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	36	16 %
10 – 40	B	36	16 %
4 - 10	C	36	16 %
1 - 4	D	41	18 %
0,4 - 1	E1	28	12 %
0,1 – 0,4	E2	23	10 %
0,01 – 0,1	F	23	10 %
<i>SUM</i>		225	

Tverrslag Breidablikk er vist på side 4 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner og NGUs aktsomhetskart for tunnelplanlegging.

7.3.2 Torp Sandefjord lufthavn via Storås – Mokollen

Antatt fordeling av bergmasseklasser for tunnelene fra Torp Sandefjord lufthavn via Storås til Mokollen er oppsummert i tabellene under og vist langs tunneltrasé i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profillettinger.

Tabell 7-7: Tolket fordeling av bergmasseklasser for bergtunnel ved Unnebergskogen, km 129,270 - 130,170.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	235	26 %
10 – 40	B	238	26 %
4 - 10	C	237	26 %
1 - 4	D	120	13 %
0,4 - 1	E1	10	1 %
0,1 – 0,4	E2	30	3 %
0,01 – 0,1	F	30	3 %
<i>SUM</i>		900	

Tunnel ved Unnebergskogen er vist på side 5 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner og seismikk.

Tabell 7-8: Tolket fordeling av bergmasseklasser for bergtunnel ved Storås, km 130,390 - 130,590.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	40	20 %
10 – 40	B	40	20 %
4 - 10	C	40	20 %
1 - 4	D	45	23 %
0,4 - 1	E1	15	8 %
0,1 – 0,4	E2	10	5 %
0,01 – 0,1	F	10	5 %
<i>SUM</i>		200	

Tunnel ved Storås er vist på side 5 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner.

Tabell 7-9: Tolket fordeling av bergmasseklasser for bergtunnel Unneberg – Øvre Hasle, km 131,090 - 131,680.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	126	21 %
10 – 40	B	127	22 %
4 - 10	C	127	22 %
1 - 4	D	90	15 %
0,4 - 1	E1	50	8 %
0,1 – 0,4	E2	35	6 %
0,01 – 0,1	F	35	6 %
<i>SUM</i>		<i>590</i>	

Tunnel Unneberg – Øvre Hasle er vist på side 6 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner og seismikk.

Tabell 7-10: Tolket fordeling av bergmasseklasser for bergtunnel fra Breidablikk til Mokollen, km 132,200 – 133,500.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	195	15 %
10 – 40	B	195	15 %
4 - 10	C	281	22 %
1 - 4	D	287	22 %
0,4 - 1	E1	112	9 %
0,1 – 0,4	E2	76	6 %
0,01 – 0,1	F	113	9 %
0,001 – 0,01	G	41	3 %
<i>SUM</i>		<i>1300</i>	

Tunnel Breidablikk – Mokollen er vist på side 7 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på feltobservasjoner, seismikk og NGUs aktsomhetskart for tunnelplanlegging.

Tabell 7-11: Tolket fordeling av bergmasseklasser for tverrslag Storås.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	51	23 %
10 – 40	B	59	27 %
4 - 10	C	59	27 %
1 - 4	D	26	12 %
0,4 - 1	E1	5	2 %
0,1 – 0,4	E2	10	5 %
0,01 – 0,1	F	10	5 %
<i>SUM</i>		<i>220</i>	

Tverrslag Storås er vist på side 5 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner.

Tabell 7-12: Tolket fordeling av bergmasseklasser for tverrslag Øvre Hasle.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	38	23 %
10 – 40	B	38	23 %
4 - 10	C	38	23 %
1 - 4	D	43	27 %
0,4 - 1	E1	5	3 %
<i>SUM</i>		<i>160</i>	

Tverrslag Øvre Hasle er vist på side 6 i vedlegg 1. Det er ikke utført feltkartlegging i kollen. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på generell vurdering av geologien i området og topografisk kart.

7.4 Hydrogeologiske vurderinger

Kombinasjonen av bergtunneler og store mektigheter med bløt/kvikk leire omkring bergpartiene er forhold som sannsynligvis vil kreve hensyn i forbindelse med eventuelle grunnvannslekkasjer i tunnel/bergskjæringer og redusert grunnvannstrykk til leirmassene. Grunnvannslekkasjer kan medføre poretrykksreduksjon og setninger i bløte og setningssensitive leirmasser. Nedslagsfeltet for nedbørfiltrasjon er også begrenset i dette området, slik at nydannelse av grunnvann er liten. Ved en reduksjon i grunnvannstrykk i berggrunnen på grunn av tunnellekkasjer, vil dette kunne medføre setninger i leirmassene omkring.

Det er et områdeområde med sårbart naturmiljø av stor verdi øst for Storåsen som er betinget av høyt grunnvannsnivå. Videre er det en kildebetinget granskog nord for Sandskjæråsen. En grunnvannsenkning i nærområdet vil kunne påvirke disse lokalitetene negativt. Dette bygger opp om behovet for et strengt tettekrav.

Kulturmiljø på Åsen, mellom Øvre og Nedre Åsenvei (øst for Mokollen og vest for Dølebakken), kan bli påvirket av en poretrykksenkning i leirmassene i dette området. De gamle husene i kulturmiljøet er fundamentert på terreng, og det er viktig å hindre grunnvannsdrenering til konstruksjonen. Det er anbefalt svært høyt tettekrav for dette området.

Tabell 7-13 oppsummerer tettekrav langs skjæringer og tunneler mellom ca. Feensåsen og Mokollen i Torp vest-korridoren. Tettekravet til tverrslaget i Drakeåsen og eventuelt i Breidablikk er den samme som for tunnelen, dvs. Svært høyt tettekrav.

Tabell 7-13: Tettekrav langs skjæringer og tunneler Torp Sandefjord lufthavn – Mokollen.

Korridor, strekning	Km fra	Km til	Bergtunnel / sted	Tettekrav	Tunnel [m]
Torp vest-korridoren, Torp lufthavn til Mokollen (Sandefjord)	129,230	129,670	Feensåstunnelen	Normalt	440
	130,600	130,860	Unneberg tunnelen	Svært høyt (Km130,58-130,74) Høyt (Km130,74-130,86)	260
	131,550	133,605	Drakeåsen – Mokollen	Svært høyt (Km131,54-131,80) Høyt (Km131,80-132,20) Svært høyt (Km132,20-133,65)	2055
Torp vest-korridoren, Torp lufthavn via Storås til Mokollen (Sandefjord)	129,250	130,610	Storåstunnelen	Normalt	1360
	131,070	133,525	Unneberg – Mokollen	Normalt (Km131,07-132,02) Svært høyt (Km132,02-133,55)	2455

Innlekkasjekravene er satt meget strengt for å hindre senkning av grunnvannstrykket mot leirmassene mellom bergkollene. En senkning av grunnvannstrykket vil kunne medføre setninger i leirmassene og bebyggelsen som er fundamentert på disse.

7.5 Fagets påvirkning på valg av løsning / trasé

Tunnel Torp Sandefjord lufthavn – Unneberg

Traseene i både østre og vestre alternative linjer er i stor grad bestemt av nødvendig bergoverdekning for tunnelene.

Tunnel Drakeåsen – Mokollen

Det er vurdert ulike høydevarianter for linjene mellom Drakeåsen og Mokollen. Det er vurdert at det ikke er mulig å komme dypt nok til å oppnå bergtunnel på strekningen. Linjen er derfor lagt så høyt som mulig i området med åpen byggegrop i bløt kvikkleire. Bergoverdekning for tunnelen videre inn mot Sandefjord har vært bestemmende for hvor høyt linjen kan legges i dette området.

Ingeniørgeologiske forhold har også medvirket til vurdering av stasjonsplasseringen i Sandefjord. Det har vært vurdert å plassere stasjonen lenger mot nord enn gjeldende løsning. En slik plassering ville gitt et meget stort tunneltverrsnitt i påhugget og den sørligste delen av tunnelen gjennom Mokollen, eller eventuelt behov for å dele tunnelen i to løp. Begge alternativer ville medført et betydelig større inngrep ved påhugget i Mokollen, og utfordrende bergtekniske problemstillinger.

7.6 Forslag til videre optimalisering

Torp vest via Storås

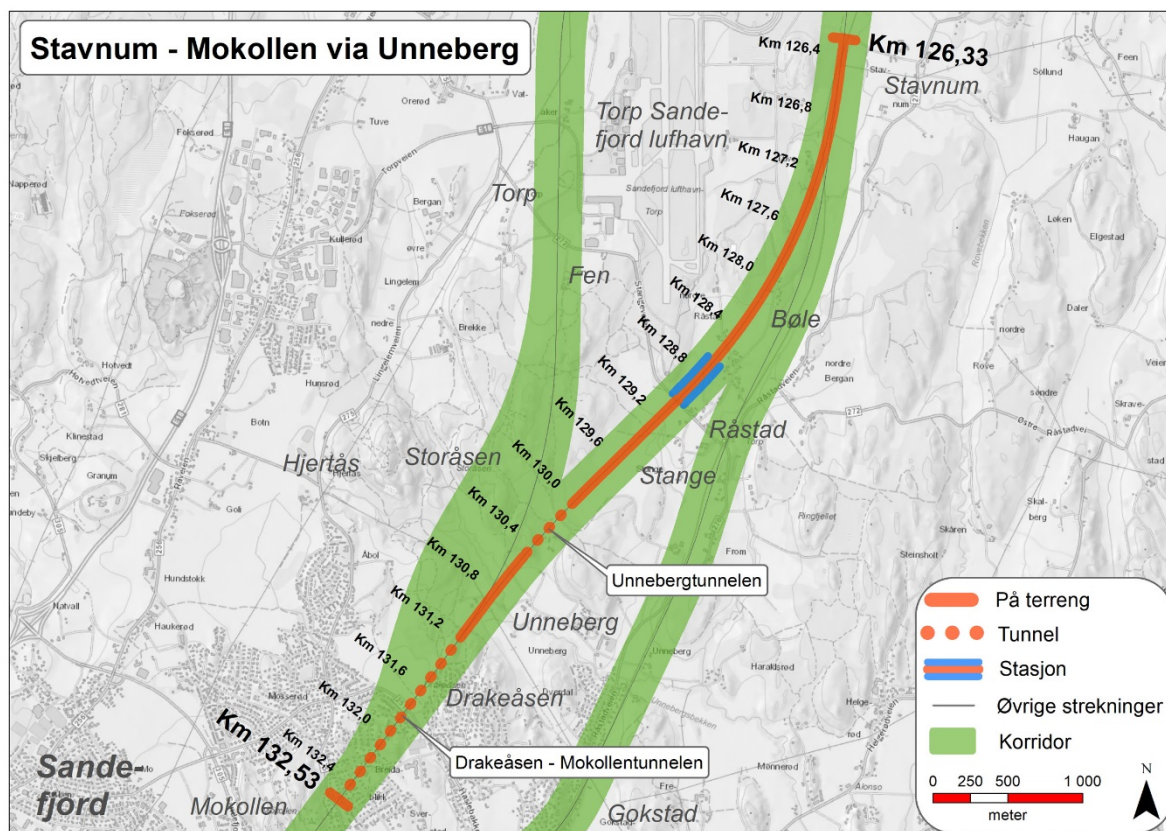
Når det er utført mer detaljerte grunnundersøkelser antas det at traseen kan optimaliseres med tanke på å redusere andelen betongtunnel i midtpartiet av tunnelen gjennom Unnebergskogen.

Unneberg/Drakeåsen til Mokollen

Når det er utført mer detaljerte grunnundersøkelser bør det vurderes om linjen kan optimaliseres ytterligere for å redusere omfang av geotekniske tiltak ved byggegropen vest for Drakeåsen/ved Øvre Hasle, og samtidig ha tilstrekkelig bergoverdekning i området Breidablikk og gjennom Drakeåsen. Det er hovedsakelig plassering av påhugg i hver ende av betongtunnelen ved Øvre Hasle som antas å kunne optimaliseres noe. Det er små muligheter for å heve tunneltraseen mellom Breidablikk og Mokollen, da antatt bergoverdekning på det laveste punktet allerede er svært liten (ca. 7-8 meter).

I søndre ende av tunnelen gjennom Mokollen kan det etter mer detaljerte grunnundersøkelser vurderes om traseen kan heves noe for å redusere omfattende geotekniske tiltak i forskjæringen.

8 VURDERINGER FOR UNNEBERGKORRIDOREN



Figur 8-1 Trasékart for Unnebergkorridoren.

8.1 Geologiske forhold

Det er utført spredte registreringer av bergblotninger og geotekniske borerings langs traseen, og noe refraksjonsseismikk nær traseen nord for Unneberg.

Øst for Torp Sandefjord lufthavn går traseen gjennom vekslende jordbrukslandskap og skog. Terrenget faller generelt mot øst ned fra platået der flyplassen ligger. I skogsområdene øst for flyplassen er det ofte berg i dagen eller antatt tynt løsmassedecke over berg. Sør for flyplassen mot Unneberg er et stedvis registrert stor mektighet av løsmasser.

8.2 Ingeniørgeologiske forhold langs traseen

8.2.1 Stavnum – Unneberg

Fra ca. km. 127,6 til 128,0 går traseen inn i en kolle. Her antas det i hovedsak bergskjæring på hele strekningen, med høyde 8-10 meter.

Alle bergskjæringene i korridoren er vist med helning 10:1 i samordningsmodellen.

8.2.2 Unneberg – Mokollen

Ved Unneberg går traseen gjennom en kolle øst for Storåsen. Her er det vurdert som gjennomførbart å etablere en kort bergtunnel. En tunnel vil redusere terrenginngrep og nødvendig masseuttak ved passering av kollen. Tunnelen blir ca. 75 meter lang. Det er berg i dagen i kollen, men knyttet noe usikkerhet til plassering av påhugget på østsiden. I vedlegg 1, side 8, er påhugget vist i km. 130,380, rett innenfor en antatt svakhetsone som krysser traseen med omtrent N-S retning.

Ved Drakeåsen går traseen i tunnel fra ca. km. 131,175. Herfra er traseen sammenfallende med traseen i Torp vest-korridoren helt til Mokollen (Sandefjord stasjon). Tunnel gjennom Drakeåsen og fra Breidablikk til Mokollen er omtalt i kapittel 7.2.1.1 og 7.2.1.2.

8.3 Bergmasseklassifisering

Antatt fordeling av bergmasseklasser for Unneberg-tunnelen er oppsummert i tabellen under og vist langs tunneltrasé i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger.

Tabell 8-1: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Unneberg-tunnelen, km 130,380 - 130,455.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
4 - 10	C	22	29 %
1 - 4	D	38	51 %
0,4 - 1	E1	15	20 %
SUM		75	

Unneberg-tunnelen er vist på side 8 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner.

8.4 Hydrogeologiske vurderinger

Unneberg-tunnelen i Unnebergkorridoren går forholdsvis høyt og lenger øst, og dermed lenger unna sårbart naturmiljø med stor verdi som ligger øst for Storåsen. Dette medfører at denne tunnelen har et normalt tettekrav. Se Tabell 8-2 for korridorens tettekrav.

Traseen ved Drakeåsen – Mokollen har tilsvarende tettekrav som for Torp vest-korridoren. Tverrslaget i Drakeåsen og ved Breidablikk har samme tettekrav som for tunnelen, dvs. Svært høyt tettekrav.

Tabell 8-2: Tettekrav langs skjæringer og tunneler Unneberg – Mokollen.

Korridor, strekning	Km fra	Km til	Bergtunnel / sted	Tettekrav	Tunnel [m]
Unnebergkorridoren	130,040	130,490	Unneberg-tunnelen	Normalt	450
	131,155	133,205	Drakeåsen – Mokollen	Svært høyt (Km131,54-131,80) Høyt (Km131,80-132,20) Svært høyt (Km132,20-133,65)	2050

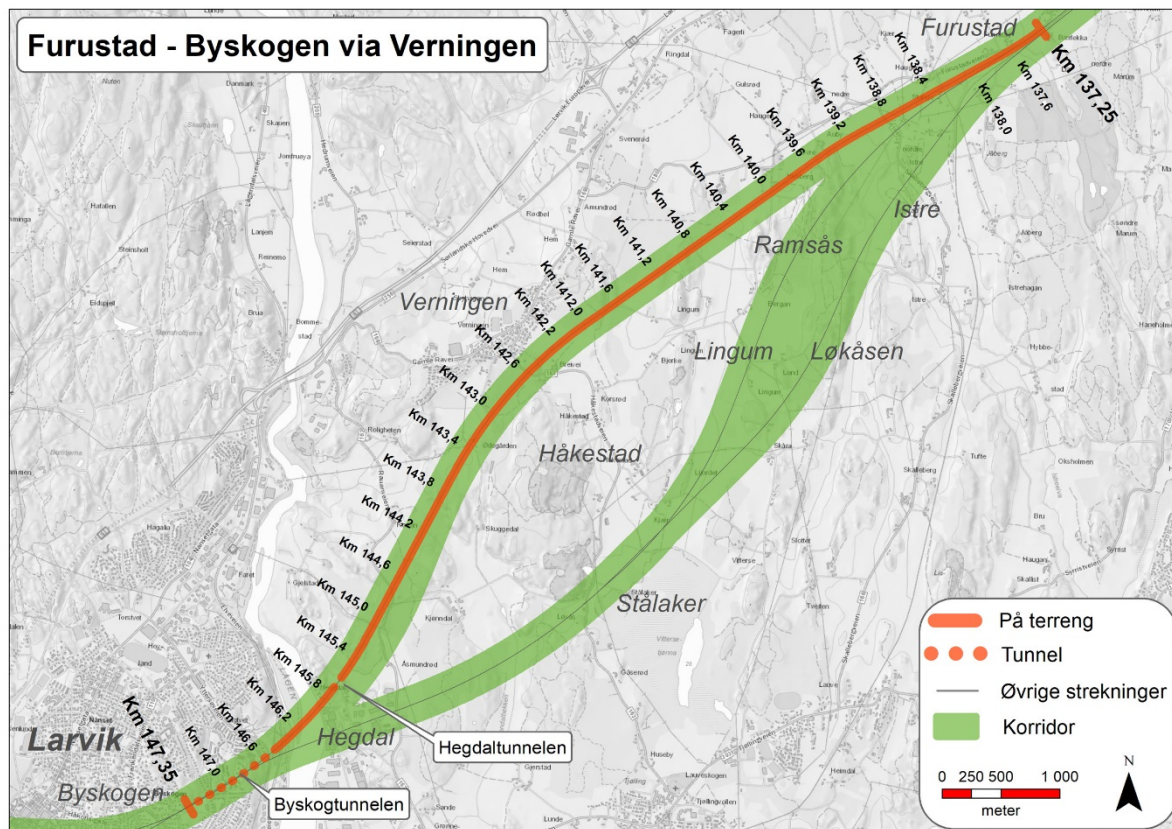
8.5 Fagets påvirkning på valg av løsning / trasé

Nødvendig overdekning for tunnel gjennom Drakeåsen og videre mot Sandefjord har til en viss grad vært styrende for traseens høyde ved Unneberg. Utover dette punktet har ingeniørgeologiske og hydrogeologiske forhold hatt liten betydning for valg av trasé på strekningen.

8.6 Forslag til videre optimalisering

Ved Unneberg kan det være mulighet for lengre bergtunnel dersom traseen legges noen meter dypere gjennom kollen ved Unneberg. Dette kan redusere inngrepet i kollen, spesielt på østsiden, men vil samtidig gi noe dypere byggegrøp for betongtunnelen i forlengelsen nordover. Det vil være behov for mer detaljert feltkartlegging og grunnundersøkelser for å kunne bekrefte dette.

9 VURDERINGER FOR VERNINGENKORRIDOREN



Figur 9-1 Trasékart for Vervingenkorridoren. Strekningen Furustad – Byskogen.

9.1 Geologiske forhold

Det er utført spredte registreringer av bergblotninger og geotekniske borer langs traseen. De fleste undersøkelsene er utført vest for Lågen.

Traseen går gjennom småkupert terreng øst for Lågen, med vekslende kultur- og jordbrukslandskap samt skog. Vest for Lågen går traseen hovedsakelig under bebygde områder. Det er registrert berg i dagen eller antatt tynt løsmassedekke over berg flere steder langs traseen. I forsøkninger mellom kollene er det stedvis registrert stor løsmassemekthet.

9.2 Ingeniørgeologiske forhold langs traseen

9.2.1 Virik – Lågen

Generelt er bergmassekvaliteten registrert til å være god. Det er registrert få sprekker/m³ i de bergblotningene/skjæringene som er kartlagt. Ufordringer med dårlig bergmassekvalitet forventes å i all hovedsak være forbundet med kryssing av svakhetssoner.

Traseen er lagt så høyt i terrenget at behov for å etablere bergtunneler i hovedsak er eliminert. Kun en kort (ca. 65 meter) bergtunnel er planlagt lengst ut mot Lågen i vest. Her er det ønskelig med tunnel for å begrense endringen i horisonten langs Lågen. Påhugget i øst er lagt ved km 145,700 for å minimalisere tunnellengden. Det kan imidlertid være mulig å trekke påhugget ca. 80 meter lenger øst, men da vil overdekningen være minimal (ca. 5-7 m) over hele denne strekningen.

Lenger øst, ved ca. km 145,150-145,430 er det en strekning som vil ligge i bergskjæring med høyde ca. 10-30 meter. Bergtunnel er vurdert på deler av denne strekningen, men det er valgt å planlegge med bergskjæring.

9.2.2 Lågen – Byskogen

På vestsiden av Lågen går traseen rett fra bru og inn i en kort bergtunnel på østsiden av Yttersøveien. Her er det berg i dagen ved påhugget, men noe løsmasser lengst ut mot Yttersøveien. 2-3 mindre svakhetssoner krysser tunnelen med stor vinkel på strekningen.

Ved kryssing under Yttersøveien er overdekningen kun ca. 2-3 meter. Det er derfor antatt at det blir nødvendig å etablere en åpen byggegrop her, og støping av betongkulvert.

Fra vestsiden av Yttersøveien ved km 146,550 går traseen i bergtunnel fram til brytningspunkt ved km 147,350. Bergoverdekningen vil hovedsakelig variere mellom 10 og 60 m. Imidlertid vil det være en kort strekning der det ikke er bergoverdekning. Ved km 146,678 er det boret en 22 meter dyp totalsondering som viser at bergoverflaten antas å ligge ca. 2-3 meter under tunnelhengen. Løsmassene er tolket som leire (ca. 6 m) over morene ned til berg. Det er antatt at bergoverdekning vil mangle over en strekning på omtrent 15-20 meter. På denne strekningen er det forutsatt at tunnelen må drives ved å etablere en rørskjerm for å stabilisere løsmassene i tunnelhengen.

Det er antatt at i størrelsesorden 8-10 svakhetssoner vil krysse tunnelen. De aller fleste sonene krysser med stor vinkel til tunnelen, med strøkretning rundt NNV-SSØ. Et par mindre soner ved Byskogen antas å krysse med ca. 45 graders vinkel (NNØ-SSV).

9.3 Bergmasseklassifisering

Antatt fordeling av bergmasseklasser for tunnelene i Verningenkorridoren er oppsummert i tabellene under og vist langs tunneltrasé i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger.

Tabell 9-1: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Hegdaltunnelen, km 145,700-145,765.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
4 - 10	C	33	50 %
1 - 4	D	16	25 %
0,4 - 1	E1	16	25 %
SUM		65	

Hegdaltunnelen er vist på side 9 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner.

Tabell 9-2: Tolket fordeling av bergmasseklasser for bergtunnel ved Yttersøveien, km 146,465-146,520.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
1 - 4	D	27	50 %
0,4 - 1	E1	28	50 %
SUM		55	

Tunnel ved Yttersøveien er vist på side 10 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner.

Tabell 9-3: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Byskogentunnelen, km 146,465-146,520.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	101	13 %
10 – 40	B	190	24 %
4 - 10	C	279	35 %
1 - 4	D	104	13 %
0,4 - 1	E1	21	3 %
0,1 – 0,4	E2	46	6 %
0,01 – 0,1	F	41	5 %
0,001 – 0,01	G	18	2 %
<i>SUM</i>		<i>800</i>	

Byskogentunnelen er vist på side 10 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner, seismikk, samt NGUs aktsomhetskart for tunnelplanlegging.

9.4 Hydrogeologiske vurderinger

Strekningen Virik – Lågen omfatter en strekning med skjæring (ved ca. km 145,150 - 145,430) og en kort tunnel (Hegdaltunnelen). Tunnelen går høyt og langs vannskillet lokalt, slik at det ikke er nevneverdig sårbare forhold.

For strekningen Lågen – Byskogen (Byskogentunnelen) anbefales det strenge krav til tetting, se Tabell 9-4.

Svært høyt krav til tetting (3 – 5 l/min/100m tunnel), Byskogentunnelen:

- Her er det liten bergoverdekning, markerte sprekkesoner som kan være dypforvitret og vannførende, samt antatt leire på berg.

Høyt krav til tetting (7 – 10 l/min/100m tunnel), Byskogentunnelen:

- Her er oppstikkende bergkoller i byområder med begrenset bergoverdekning, bl.a. bergområdet under Byskogen der naturlig vanntilførsel er avgjørende for viktige naturtyper i randsonen.

Tettekrav for korridoren er gitt i Tabell 9-4.

Tabell 9-4: Tettekrav langs Hegdaltunnelen og Byskogentunnelen.

Korridor, strekning	Km fra	Km til	Bergtunnel / sted	Tettekrav	Tunnel [m]
Verningenkorridoren	145,680	145,785	Hegdaltunnelen	Normalt (Km145,05-145,55) Normalt (Km145,68-145,785)	105
Byskogentunnelen	146,460	147,350	Byskogentunnelen	Høyt (Km146,575-146,775) 147,300-147,350 Svært høyt (Km146,460-146,575) (km146,775-147,300)	890

9.5 Fagets påvirkning på valg av løsning / trasé

På grunn av høye kostnader med etablering av bergtunneler og dyptliggende betongtunneler er linjen optimalisert slik at den er lagt høyt i terrenget. Man får da enkelte lange og høye bergskjæringer, men unngår i stor grad tunneler.

9.6 Forslag til videre optimalisering

Det bør vurderes om det skal etableres tunnel ved ca. km 145,100 - 145,440. Ved åpen skjæring vil det bli bergskjæringer opp til ca. 30 meter høye. Tiltaket vil og et markert sår i terrenget, og det er vesentlig større mengder masser som må transporteres ut av området for skjæring enn for tunnelløsning. Endelig løsning må sees i sammenheng med flere forhold, bla. massebalanse og påvirkning på området (kulturmiljø etc.).

Det kan være aktuelt å trekke påhugget på vestre side av Lågen lenger inn mot Yttersøveien, og kombinere portalbygg med betongkonstruksjon under veggen.

10 VURDERINGER FOR STÅLAKERKORRIDOREN

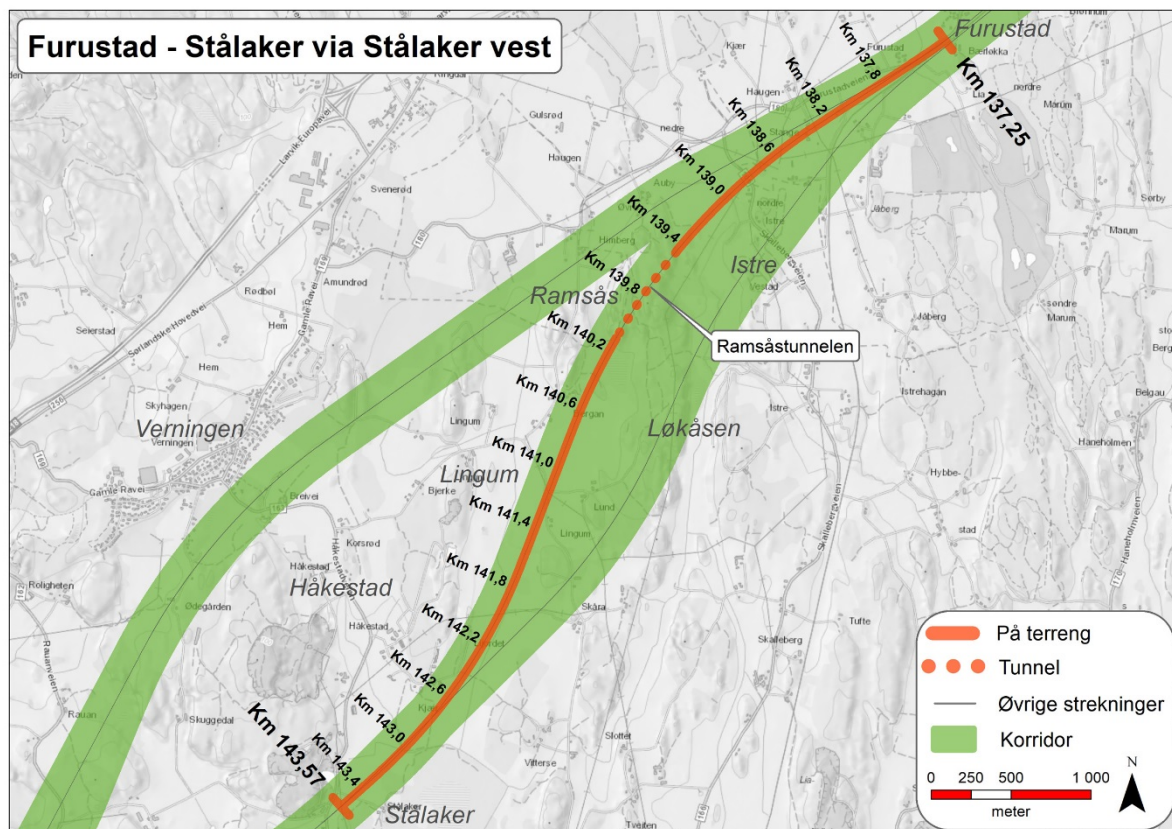
10.1 Geologiske forhold

Det er utført spredte registreringer av bergblotninger og geotekniske borerings langs traseen. De fleste undersøkelsene er utført vest for Lågen.

Traseen går gjennom småkupert og stedvis flatt terreng øst for Lågen, med vekslende kultur- og jordbrukslandskap samt skog. Vest for Lågen går traseen hovedsakelig under bebygde områder. Det er registrert berg i dagen eller antatt tynt løsmassedecke over berg flere steder langs traseen. I forsøkninger mellom kollene er det stedvis registrert stor løsmassemektighet.

10.2 Ingeniørgeologiske forhold langs traseene

10.2.1 Virik – via Stålaker vest

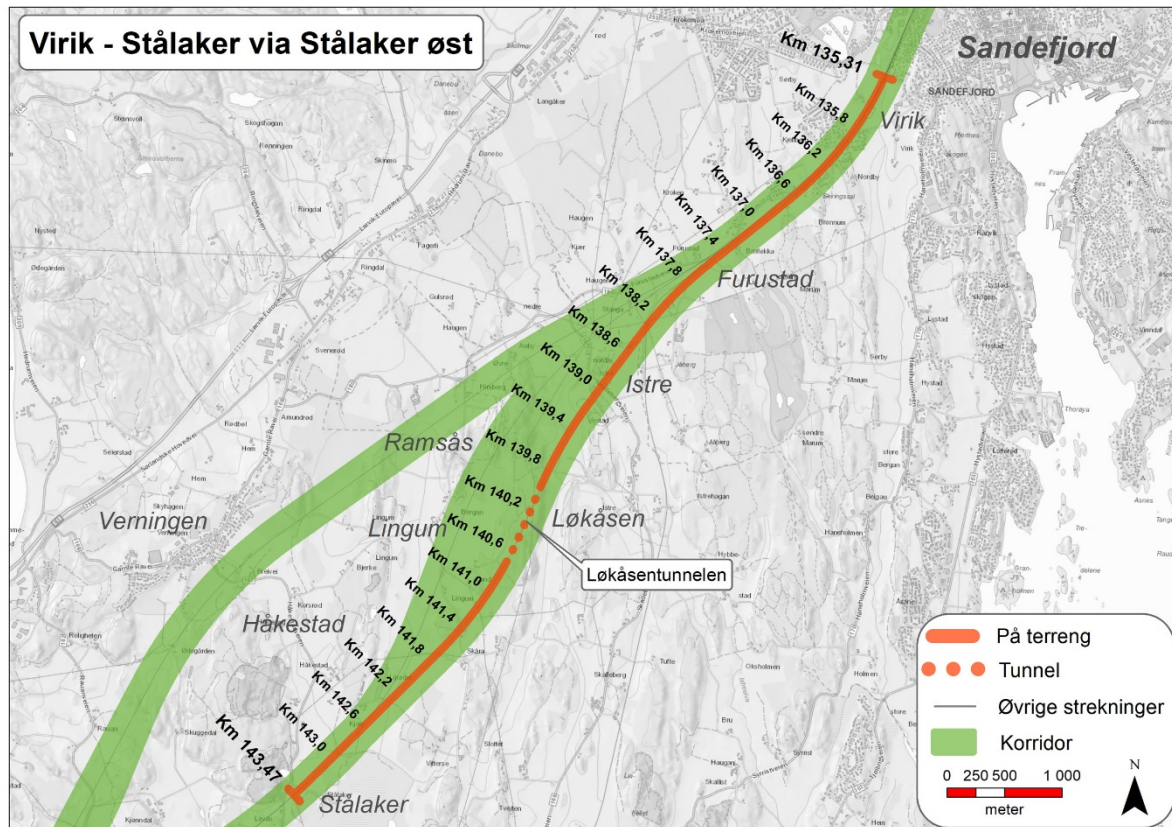


Figur 10-1 Trasékart for Stålakerkorridoren. Strekingen Furustad via Stålaker vest til koblingspunkt ved Stålaker.

Det er planlagt en bergtunnel (Ramsåstunnelen) på 580 meter mellom km 139,500 og km 140,140. Over tunnelen er det registrert berg i dagen langs store deler av strekingen. Det er registrert flere svakhetssoner i terrenget. Sonene har hovedsakelig retning ca. N-S og NV-SØ. Flere av sonene har en noe ugunstig orientering i forhold til linjen, slik at tung sikring kan bli påkrevet over flere meter selv med smale svakhetssoner. Spesielt antas det dårlige bergforhold i området mellom km 139,840 og km 139,880, med antatt krysning mellom to svakhetssoner ved/nær tunnelen. Her er det registrert lavhastighetssoner med hastighet 2000-2200 m/s, som kan indikere sterkt oppknytt bergmasse. Bergoverdekningen i dette området er ca. 30 meter. Ved søndre påhugg går det en svakhetsone med strøkretning tilnærmet parallelt med tunnelen, og med avstand ca. 18-20 meter. Lengst ut mot påhuggsområdet fremstår sonen som en åpen kløft med bredde ca. 4 meter.

Det østre påhugget er plassert vest for et mindre søkk i terrenget. Her er det foretatt seismiske undersøkelser, som viser 2 lavhastighetssoner med hastighet 2400 m/s. Bergoverflaten er tolket til å ligge like over prosjektert tunnelheng. Det antas derfor at det er teknisk mulig å etablere bergtunnel ut til km 139,480 dersom dette er ønskelig.

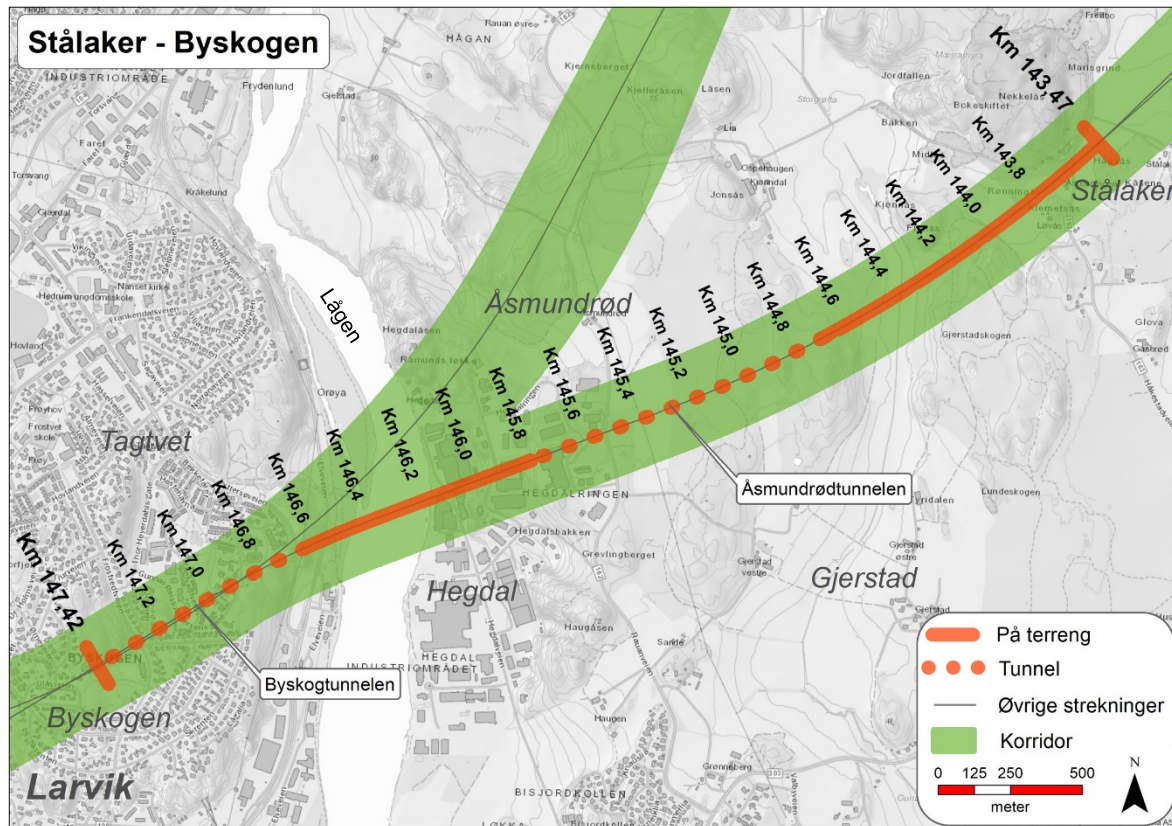
10.2.2 Virik – Stålaker via Stålaker øst



Figur 10-2 Trasékart Stålakerkorridoren. Strekingen Virik via Stålaker øst til koblingspunkt ved Stålaker.

Langs østre del av linjen ligger sporet omtrent på terreng eller på bru, og omfang av bergskjæring er svært begrenset. Mellom km 140,000 og 140,755 er det forutsatt etablering av bergtunnel (Løkåsentunnelen). Det er registrert berg i dagen langs største del av strekingen. Overdekningen vil være ca. 7-27 m. Imidlertid er bergoverdekningen usikker i et område mellom km 140,360 og km 140,420, der total overdekning er omtrent 8-10 m. Her har det vært planlagt seismiske undersøkelser, men disse er ikke utført grunnet avslag fra grunneier. Fra tidligere fase av prosjektet er det utført 2 seismiske profiler i østre del av området. Her er det registrert 2 lavhastighetssoner med lydshastighet 3500-3900 m/s, som antas å ha sammenheng med N-S-gående svakhetszone som krysser tunnelen med liten overdekning.

10.2.3 Stålaker – Byskogen



Figur 10-3 Trasékart Stålakerkorridoren. Strekningen Stålaker – Byskogen.

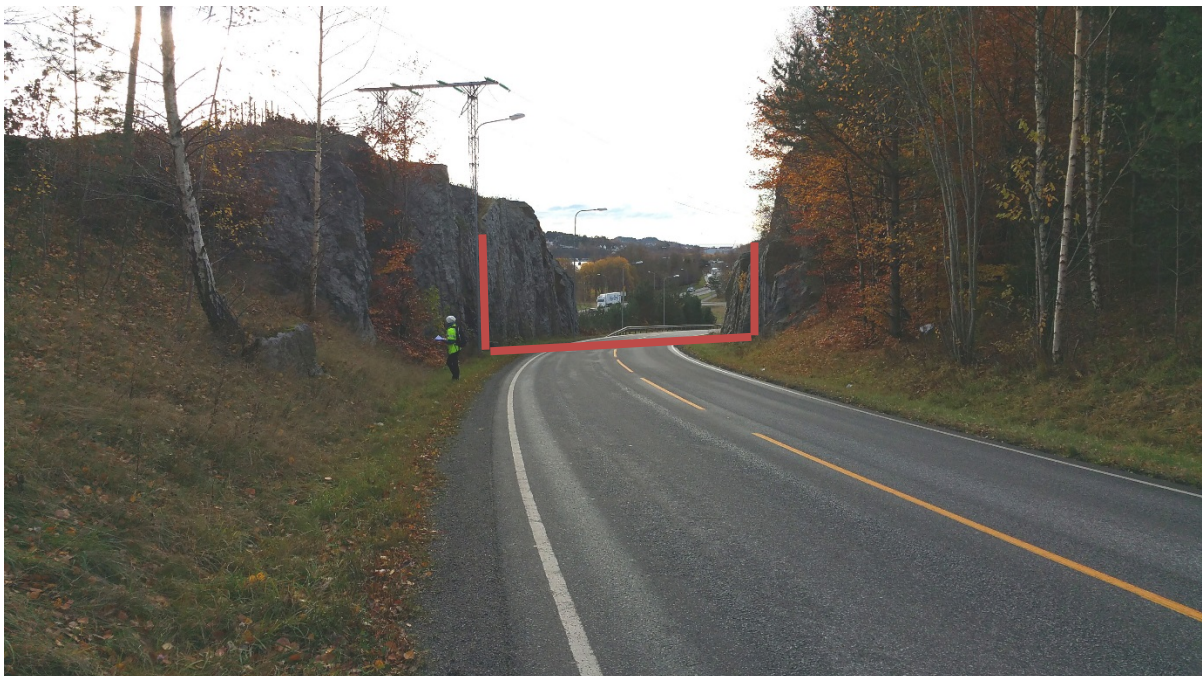
Etter en lang bru vest for Stålaker, er det planlagt en bergtunnel mellom km 144,600 og km 145,755. Øst for det østre tunnelpåhugget er det registrert store dybder til berg. Plassering av påhugget er noe usikkert, og det kreves ytterligere grunnundersøkelser for å fastlegge dette. Terrenget over tunnelen veksler mellom mindre koller med berg i dagen og mellomliggende flate jordbruksarealer. Det er utført seismiske undersøkelser ved midtre del av tunnelen, samt nord for tunnelens østlige del i forbindelse med tidligere trasé. Tunnelen vil krysses av flere svakhetssoner, de fleste med retning N-S. Bergoverdekningen vil være ca. 10-30 meter. I midtre del av tunnelen er det registrert løsmasser med mektighet opp til 8 meter.

På vestsiden av Lågen går traseen rett fra bru og inn i en kort bergtunnel på østsiden av Yttersøveien. Her er det berg i dagen ved påhugget og inn til veien. Figur 10-4 viser påhuggsområdet.



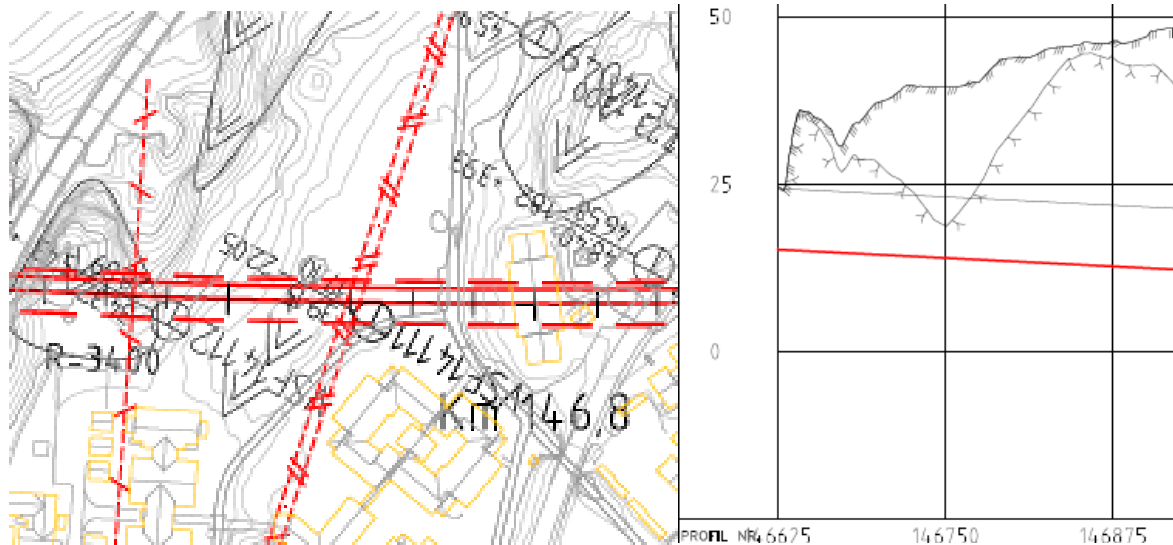
Figur 10-4 Påhuggsområde for tunnel ved Yttersøveien. Bildet er tatt mot sydøst.

Ved kryssing under Yttersøveien vil det ikke være bergoverdekning, da vegen ligger omtrent i nivå med teoretisk tunnelheng. Det er derfor forutsatt at det blir nødvendig å etablere en åpen byggegropp her, og støping av betongkulvert.



Figur 10-5 Yttersøveien ved område for kryssing. Bildet er tatt mot syd.

Fra vestsiden av Yttersøveien ved km 146,630 går traseen i bergtunnel fram til brytningspunkt ved km 147,420 ved Byskogen. Bergoverdekningen vil hovedsakelig variere mellom 10 og 60 meter. Imidlertid vil det være en kort strekning der det ikke er bergoverdekning. Ved km 146,745 er det boret en 22 meter dyp totalsondering som viser at bergoverflaten antas å ligge ca. 2-3 meter under tunnelhengen (se Figur 10-6). Løsmassene er tolket som leire (ca. 6 meter) over morene ned til berg. Det er antatt at bergoverdekning vil mangle over en strekning på omtrent 15-20 meter. På denne strekningen er det forutsatt at tunnelen må drives ved å etablere en rørskjerm for å stabilisere løsmassene i tunnelhengen.



Figur 10-6 Område med manglende bergoverdekning

Det er antatt at i størrelsesorden 8-10 svakhetssoner vil krysse tunnelen. De aller fleste sonene krysser med stor vinkel til tunnelen, med strøkretning rundt NNV-SSØ. Et par mindre soner ved Byskogen antas å krysse med ca. 45 graders vinkel (NNØ-SSV).

10.2.4 Tverrslag

Plassering av påhugg for tverrslag/rømningstunnel er satt ved østre del av Heggdal industriområde. Tverrslaget er ca. 190 m langt. Tunnelen vil bli drevet på synk med stigningsforhold ca. 1:24.

10.3 Bergmasseklassifisering

Antatt fordeling av bergmasseklasser for tunnelene i Stålakerkorridoren er oppsummert i tabellene under og vist langs tunneltrasé i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger.

Tabell 10-1: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Ramsåstunnelen, km 139,560-140,140.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	59	10 %
10 – 40	B	152	26 %
4 - 10	C	214	37 %
1 - 4	D	75	13 %
0,4 - 1	E1	0	0 %
0,1 – 0,4	E2	68	12 %
0,01 – 0,1	F	12	2 %
SUM		580	

Ramsåstunnelen er vist på side 11 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på feltobservasjoner, seismikk og NGUs aktsomhetskart for tunnelplanlegging.

Tabell 10-2: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Løkåsentunnelen, km 140,000-140,755.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	65	9 %
10 – 40	B	216	29 %
4 - 10	C	243	32 %
1 - 4	D	115	15 %
0,4 - 1	E1	25	3 %
0,1 – 0,4	E2	58	8 %
0,01 – 0,1	F	32	4 %
SUM		755	

Løkåsentunnelen er vist på side 12 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på feltobservasjoner, seismikk, og NGUs aktsomhetskart for tunnelplanlegging.

Tabell 10-3: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Åsmundrødtunnelen, km 144,600-145,755.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	129	11 %
10 – 40	B	338	29 %
4 - 10	C	397	34 %
1 - 4	D	152	13 %
0,4 - 1	E1	32	3 %
0,1 – 0,4	E2	86	7 %
0,01 – 0,1	F	22	2 %
SUM		1155	

Åsmundrødtunnelen er vist på side 13 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på feltobservasjoner, seismikk, og NGUs aktsomhetskart for tunnelplanlegging.

Tabell 10-4: Tolket fordeling av bergmasseklasser for bergtunnel ved Yttersøveien, km 146,590-146,615.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	5	20 %
10 – 40	B	8	30 %
4 - 10	C	13	50 %
SUM		25	

Tunnel ved Yttersøveien er vist på side 14 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner.

Tabell 10-5: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Byskogentunnelen, km 146,630-147,420.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	87	11 %
10 – 40	B	184	23 %
4 - 10	C	270	34 %
1 - 4	D	112	14 %
0,4 - 1	E1	33	4 %
0,1 – 0,4	E2	46	6 %
0,01 – 0,1	F	41	5 %
0,001-0,01	G	18	2 %
SUM		790	

Byskogentunnelen er vist på side 14 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner og seismikk.

Tabell 10-6: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Tverrslagstunnel Hegdal.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	19	10 %
10 – 40	B	57	30 %
4 - 10	C	95	50 %
1 - 4	D	19	10 %
SUM		190	

Tverrslag til Åsmundrødtunnelen er på side 13 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på enkelte feltobservasjoner.

10.4 Hydrogeologiske vurderinger

Langs Stålaker vest, og langs Ramsåsen, er det identifiserte områder med kildeskog og sumpskog, dvs. grunnvannsbetinget naturmiljø. Det er flere sumpskoger i nærområdet, slik at det er viktig for naturmiljøet i området for å bevare et høyt grunnvannsnivå.

Langs Stålaker øst, og særlig gjennom Løkåsentunnelen, er det også sårbart naturmiljø som er den dominerende faktor for setting av tettekraft. Sumpskogen Flytern går parallelt med tunnelen i Løkåsentunnelen i flere hundre meter, noe som medfører strengt tettekraft.

For Byskogentunnelen fram til km 147,420 gjelder følgende:

Svært høyt krav til tetting (3 – 5 l/min/100m tunnel):

- Her er det liten bergoverdekning, markerte sprekkesoner som kan være dypforvitret og vannførende, samt antatt leire på berg.

Høyt krav til tetting (7 – 10 l/min/100m tunnel):

- Her er oppstikkende bergkoller i byområder med begrenset bergoverdekning, bl.a. bergområdet under Byskogen der naturlig vanntilførsel er avgjørende for viktige naturtyper i randsonen.
- På deler av strekningene er det antatt leire over berg og usikkert med tanke på sprekkesoner.

Tettekraft for Stålakerkorridoren er gitt i Tabell 10-7. For øvrig gjelder normalt krav til tetting av bergtunnel (< 20 l/min/100m tunnel).

Tabell 10-7: Tettekrav langs skjæringer og tunneler i Stålakerkorridoren.

Korridor, strekning	Km fra	Km til	Bergtunnel / sted	Tettekrav	Tunnel [m]
Stålakerkorridoren, Stålaker øst til Byskogen	139,935	140,780	Løkåsentunnelen	Høyt (Km139,90-140,30) Svært høyt (Km140,30-140,50) Normalt (Km140,50-140,85)	845
	144,580	145,775	Åsmundrødtunnelen	Normalt	1195
	146,585	147,420	Byskogentunnelen	Svært høyt (Km 147,175-147,275) Høyt (Km146,625 - 147,175) (km 147,275-147,420)	835
Stålakerkorridoren, Stålaker vest til Hegdal	139,540	140,170	Ramsåstunnelen	Svært høyt (Km139,46-139,70) Høyt (Km139,70-140,06)	630

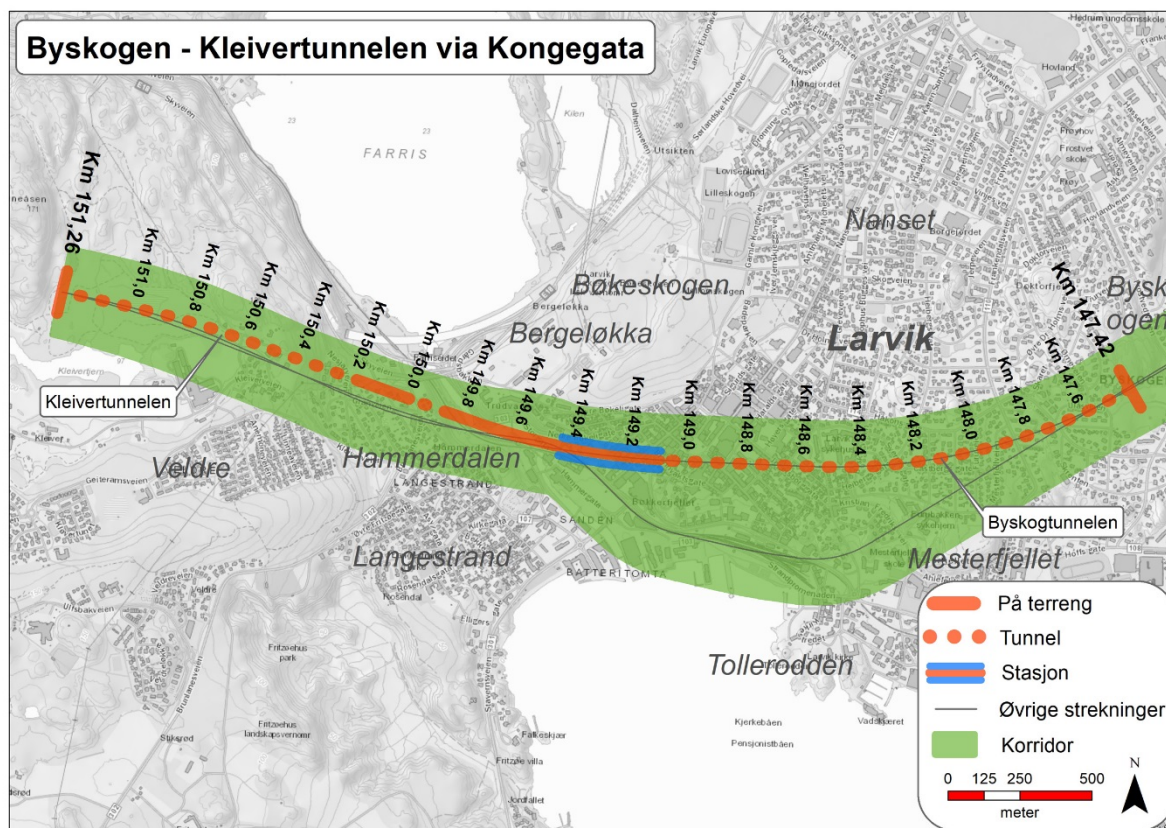
10.5 Fagets påvirkning på valg av løsning / trasé

Faget har hatt påvirkning ved valg av høydenivå for linjen ut mot Lågen (Åsmundrødtunnelen), grunnet overdekning for bergtunnel. Ingeniørgeologi har også spilt en viktig rolle ved optimalisering av trasé i Larvik vest for Lågen.

10.6 Forslag til videre optimalisering

Påhugg øst for Yttersøveien er plassert så langt som mulig ut mot Lågen, primært for å minimalisere inngrep i terrenget i dette området. Videre detaljprosjektering kan gi løsninger der det uansett må sprenges bort store bergpartier, blant annet for å få plass til tilkomstveg. Det kan derfor være aktuelt å trekke påhugget lenger inn mot Yttersøveien, og kombinere portalbygg med betongkonstruksjon under vegen. Man får således en noe lenger forskjæring ut mot Lågen.

11 VURDERINGER FOR KONGEGATAKORRIDOREN



Figur 11-1 Trasékart for Kongegatakorridoren.

11.1 Geologiske forhold

Terrenget består av flere mindre koller med mellomliggende flatere partier. Monzonitten er hovedbergart også her. Området gjennomskjæres av flere søkk i terrenget, mest fremtredende ut mot kanten av platået ved øvre del av Larvik by. I de flatere partiene er det også registrert forsenkninger i berget som er fylt med til dels mektige løsmasselag. De fleste av sonene representerer intrusivganger (diabas/rombeporfyr) med ulik mektighet.

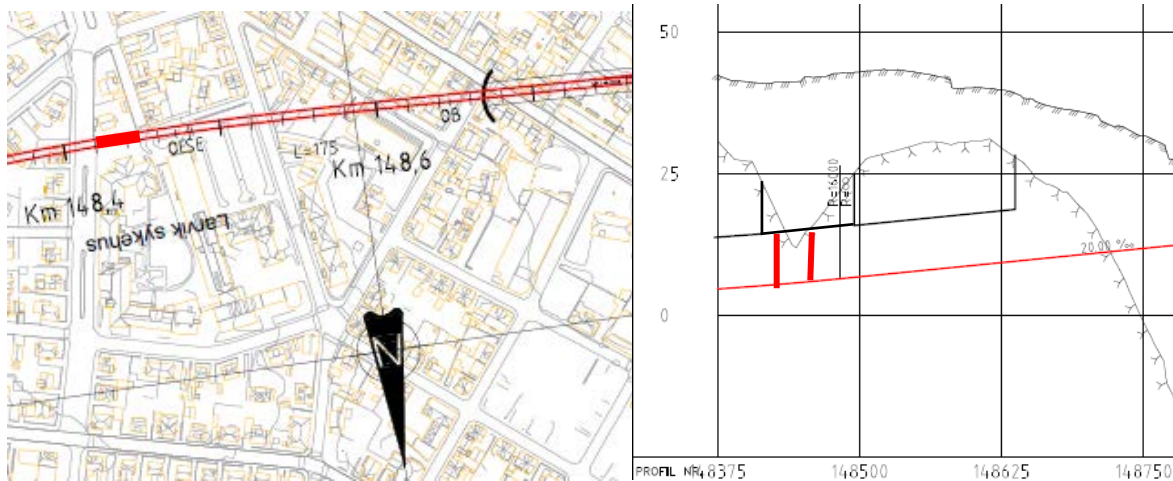
Det er i all hovedsak kartlagt god bergmassekvalitet i området der berget ligger i dagen. Det foreligger derimot lite informasjon foreløpig om bergmassen i dyprennene mellom bergblotningene. Dårlig bergmassekvalitet forventes i stor grad å være begrenset til områder med kryssing av svakhetssoner. For tunnelen gjennom Larvik sentrum er svakhetssoner antatt med hovedstrøkretning NØ-SV og NNV-SSØ. Sonene med strøk NØ-SV krysser tunnelen med liten vinkel. Tunnelen er mer gunstig orientert i forhold til sonene med strøk NNV-SSØ.

11.2 Ingeniørgeologiske forhold langs traseen

11.2.1 Byskogen-Kleivertunnelen

For Kongegatakorridoren er det utfordrende å få et tilstrekkelig godt overblikk over overdekningsforholdene over tunnelen gjennom Larvik sentrum. Langs store områder over tunnelen er det ikke mulig å kartlegge berg i dagen, noe som har medført behov for en del grunnundersøkelser. Grunnundersøkelser viservisierer store variasjoner i nivået til bergoverflaten, gjerne store variasjoner over korte avstander. Grunnboringer og seismikk utført i Larvik sentrum viser foreløpig at tunnelen har bergoverdekning med unntak av en strekning ved ca. km 148,440 (se Figur 11-2). Her er det boret i løsmasser ned til ca. 2 meter under teoretisk tunnelheng. Utstrekningen på området uten bergoverdekning er ikke undersøkt i detalj. Her er det forutsatt at tunnelen drives med bruk av

rørskjerm i morenen i øvre del av tunnelprofilen. Bergoverdekningen er liten også ved km ca. 147,850, der det er boret ned til ca. 5 meter over teoretisk tunnelheng. Dette antas å ha sammenheng med større svakhetssone med retning NNV-SSØ. Bergmassekvaliteten må forventes å være dårlig ved kryssing av disse søkkene. Fra tunnelpåhugg i km 148,670 etableres byggegrop i Larvik sentrum fram til stasjonsområdet.



Figur 11-2 Lavbrekk med manglende bergoverdekning ved Larvik sykehus.

På vestsiden av Hammerdalen antas traseen å gå inn i bergtunnel ved ca. km 150,300, vest for en strekning med morene med stor mektighet. Terrenget stiger raskt mot vest opp til et platå på rundt kote +100. I østre del av tunnelen er det registrert berg i dagen på nordre side av tunnelen og noe løsmasser på søndre side av tunnelen. I vestre del av tunnelen består terrenget av flatt og delvis skogkledd myrområde uten bergblotninger. Det er foretatt noen seismiske undersøkelser i den østre del av tunnelen, samt at det foreligger tidligere undersøkelser fra den vestre delen. Undersøkelsene viser noe løsmasser, men ikke kritisk for bergoverdekningen for tunnelen.

Tunnelen vil krysses av flere svakhetssoner, der noen er synlige i terrenget og andre er tolket basert på terrengformasjon, seismikk og NGUs aktsomhetskart. De fleste sonene krysser traseen med stor til midlere vinkel, og har strøkretning N-S og NNV-SSØ.

11.2.2 Tverrslag/rømningstunnel

Tunnelen mellom portalen ved Lågen og kulvertåpningen ved stasjonen i vil bli ca. 2,6 km lang. Det vil således være nødvendig med minimum 2 rømningstunnel langs tunnelen. Det er forutsatt at minst en av de tunnelene som må etableres må være en tverrslagstunnel for uttransport av masser fra tunnelen. Tverrslagstunnelen vil bli drevet fra et område like vest for Elveveien nær krysset med Hoff's gate. Tunnelen har retning mot nordvest og vil bli i overkant av 600 meter lang. Tverrslaget vil kobles mot hovedtunnelen ved km 147,500. Tunnelen vil bli drevet på svak synk med stigning ca. 1:220. Påhugget er plassert vest for eksisterende bergrom for Bane Nor sin koblingsstasjon. Denne stasjonen skal legges ned. Det kan derfor være en mulighet for at påhugg for tverrslaget kan plasseres inne i bergrommet. Dette må utredes videre i neste planfase.

I tillegg er det forutsatt at det etableres en rømningstunnel fra km 148,125. Tunnelåpningen vil være ut mot Kristian Fredriks vei, vest for Furubakken sykehjem. Denne tunnelen drives fra hovedtunnelen, og vil bli ca. 280 meter lang. Stigningen vil være ca. 1:15.

11.3 Bergmasseklassifisering

Antatt fordeling av bergmasseklasser for tunnelene i Kongegatakorridoren er oppsummert i tabellene under og vist langs tunneltrasé i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger.

Tabell 11-1: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Byskogentunnelen, km 147,420-148,670.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	97	8 %
10 – 40	B	212	17 %
4 - 10	C	465	37 %
1 - 4	D	216	17 %
0,4 - 1	E1	80	6 %
0,1 – 0,4	E2	112	9 %
0,01 – 0,1	F	42	3 %
0,001-0,01	G	16	1 %
SUM		1240	

Byskogentunnelen er vist på side 15 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på feltobservasjoner og seismikk.

Tabell 11-2: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Kleivertunnelen, km 150,300-151,000.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	42	6 %
10 – 40	B	126	18 %
4 - 10	C	294	42 %
1 - 4	D	147	21 %
0,4 - 1	E1	21	3 %
0,1 – 0,4	E2	55	8 %
0,01 – 0,1	F	15	2 %
SUM		700	

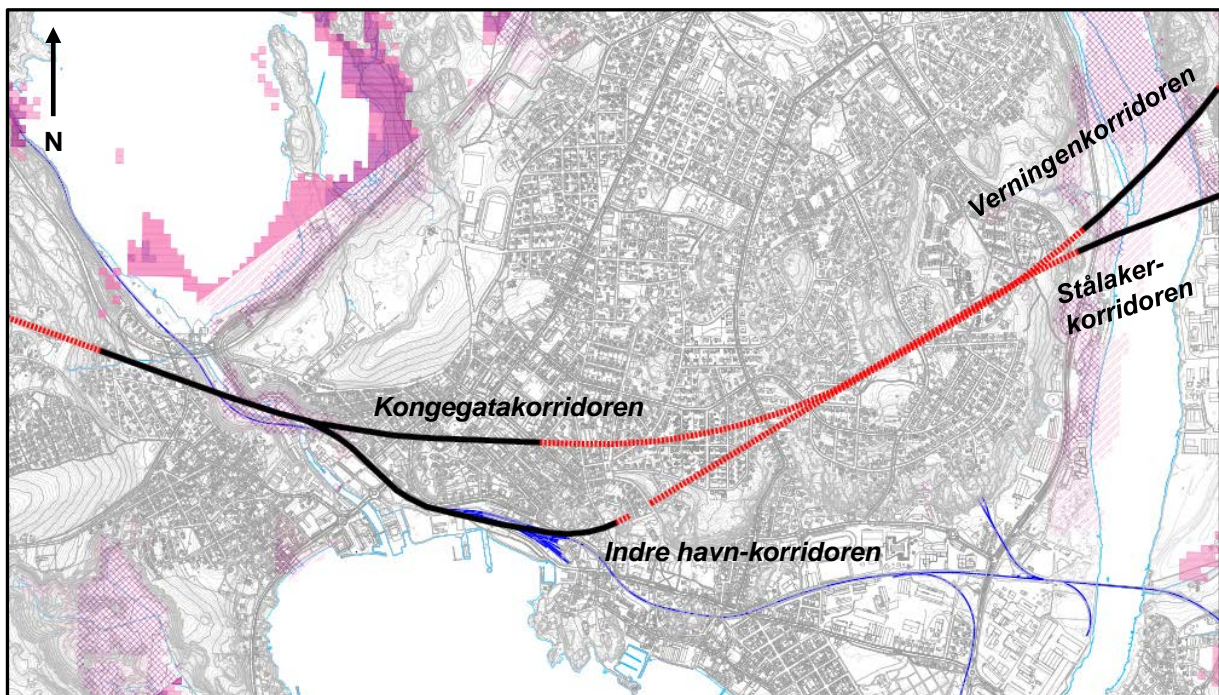
Kleivertunnelen er vist på side 16 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på feltobservasjoner og seismikk.

11.4 Hydrogeologiske vurderinger

Hydrogeologiske forhold er viktig av to hovedårsaker:

- Risiko for redusert poretrykk i leire og setningsskader på bebyggelsen i Larvik by
- Risiko for påvirkning på Farriskildene

Kombinasjonen av bergtunnel under Larvik by og betydelige mektigheter med bløt/kvikk leire omkring bergpartiene er forhold som kan medføre poretrykksreduksjon og setninger. Nedslagsfeltet er også begrenset i dette området, slik at nydannelse av grunnvann er liten. Ved en reduksjon i grunnvannstrykk i berggrunnen på grunn av tunnellekkasjer, vil dette kunne medføre setninger i leirmassene omkring, med påfølgende setningsskader på bygninger og infrastruktur.



Figur 11-3: Strekninger med åpen løsning/betongtunnel (sort) og bergtunnel (stiplet rødt) for Stålakerkorridoren, Verringenkorridoren og alternativene Kongegata og Indre Havn.

Farris er en mer enn 100 år gammel merkevare og selv små påvirkninger på Farrisildene vil være uakseptable for Ringnes og for bevaring av merkevaren. En punktering av vannførende lag og andre påførte trykkendringer i grunnvannsforekomsten kan gi konsekvenser for Farrisilden. Uønskede effekter kan være endringer i mengde vann tilgjengelig og endringer i vannkjemi.

11.4.1 Grunnvann i berg

Monzonitten er generelt lite til moderat oppsprukket med flere meter mellom sprekker med vannføring av betydning. Sprekkene er ofte svært gjennomsettende, men lokale. Den største sprekkesonen går gjennom Hammerdalen som forbinder Farrisvannet og Larviksfjorden og er en forkastning med regional utbredelse. Tolkning av berggrunns- og topografiske kart over prosjektområdet viser flere forsenkninger i terrenget som representerer mulige svakhetssoner som de planlagte tunnelene vil gå gjennom.

11.4.2 Grunnvann i løsmasser

Løsmassene over tunnelen fra Lågen til Hammerdalen består sannsynligvis i hovedsak av leire på berg. I sprekkesonene kan det ligge morene eller vannførende lag av sortert sand/grus under leire på berg.

Løsmassene langs planlagt betongtunnel (cut and cover) i sentrum viser i all hovedsak masser med lav permeabilitet. Poretrykksmålinger ved ca. km 148,800 viser at deler av utgravingen for betongtunnelen vil foregå under grunnvannsnivået. Her kan det opptre drenerende vannførende lag i leire og faste masser.

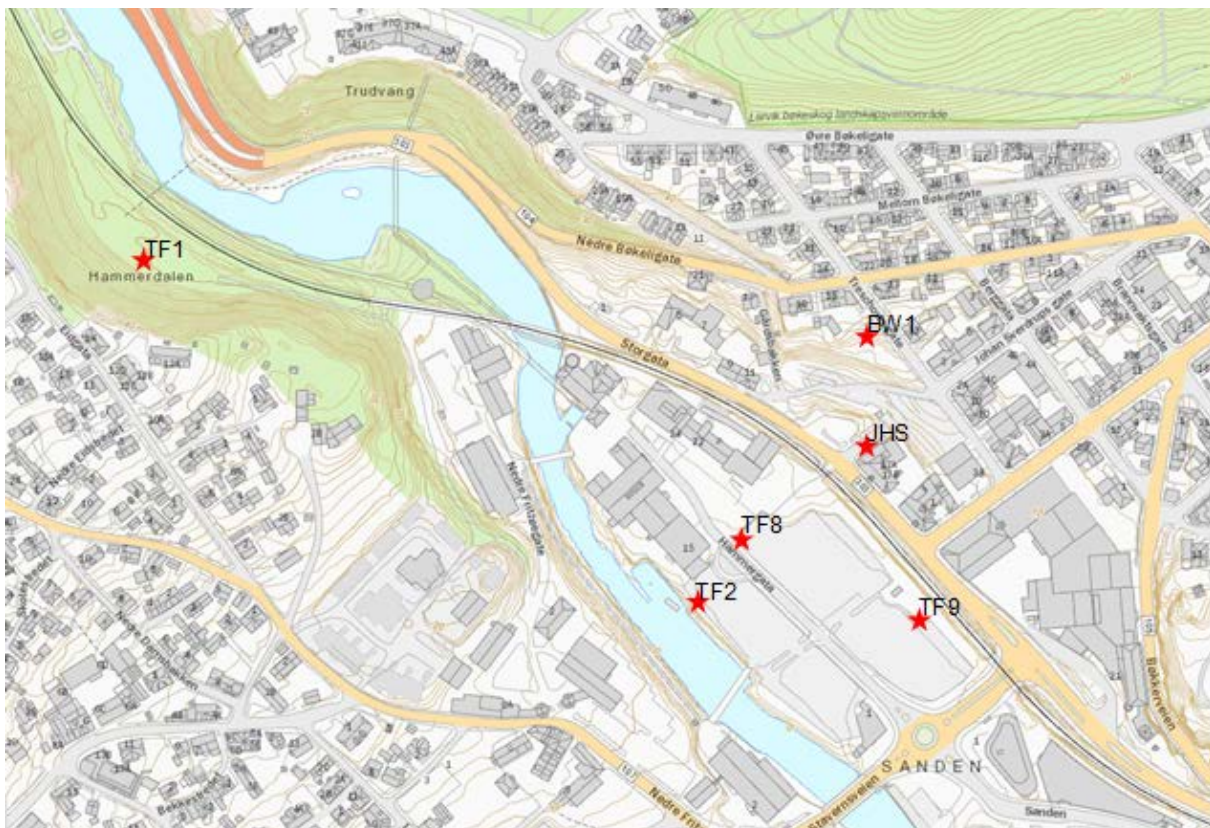
Løsmassene i Hammerdalen har svært stor mektighet og det er påvist lagdelte masser med vannførende lag med total mektighet på mer enn 90 meter. I øvre del av Hammerdalen ved Farris eidet består massene av overkonsolidert morene over vannførende lag av sortert sand mellom lag av marin leire. I nedre del av Hammerdalen dominerer marine leirer med vannførende lag av sortert sand.

Det er sannsynlig at det er en mer eller mindre sammenhengende grunnvannsforekomst fra Farrisvannet gjennom Hammerdalen og ned mot Larviksfjorden. Grunnvannsmagasinet ligger i lagdelte masser av sand adskilt av leirholdige lag, det vil si en sedimentær struktur der grunnvannet transporteres i forskjellige lag ut mot Larviksfjorden.

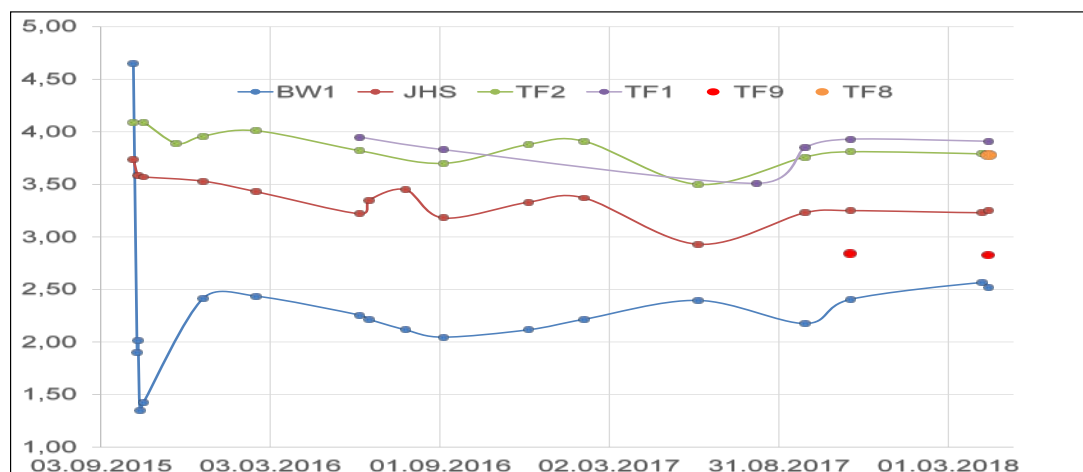
I det meste av Hammerdalen ligger de vannførende lagene flere titalls meter under overliggende lag av morene, moreneleire, marint avsatt leire og sannsynligvis også rasmasser (mudflows). I nærområdet til kildene ved farrisfabrikken, ligger grunnvannsforekomstene vesentlig grunnere og går opp i dagen mot Bøkkerfjellet.

Grunnvannsforekomsten i Hammerdalen, som gir opphav til Farrisildene, er en lukket akvifer som er artesisk (trykkhøyde over terreng) i nedre del. Grunnvannsnivået i grunnvannsforekomsten er observert over lang tid i 5 dype grunnvannsbrønner. Observasjonene viser at grunnvannet ligger på kote 3 til 4 i hele Hammerdalen opp til aktuelt krysningspunkt for jernbanetrasé.

Observasjoner i brønn etablert i 2015 på kote 20 ved ca. km 149,300 (BW1) viser tette masser til 44 meter dyp, men med grusig sand mellom 13 og 29 meter dyp. Grunnvannsnivået her ligger på ca. kote 2,5. Denne grunnvannsforekomsten har ikke hydraulisk kontakt med Farrisakviferen.



Figur 11-4: Lokalisering av undersøkelses- og observasjonsbrønner



Figur 11-5: Kotehøyde for grunnvannsnivå i observasjonsbrønner

De ulike vannførende lagene i Hammerdalen har trykkmessig kontakt, og endringer i trykkforholdene i akviferen kan påvirke grunnvannskvaliteten. Grunnvannsforekomsten er følsom i forhold til trykkendringer. Trykkendringer i grunnvannsforekomsten påvirker også vannkjemien i Farriskildene. Trykkfall kan for eksempel gi høyere saltinnhold i grunnvannet. Trykkendringer forplanter seg fort i grunnvannsforekomsten og mellom de ulike vannførende permeable lagene. Dette indikerer at i forhold til trykk oppfører grunnvannsforekomsten seg tilnærmet som ett system.

11.4.3 Ytre påvirkning

Der traseen går i bergtunnel eller i åpen skjæring med spunt, vil det være krav til tetting mot innlekking og drenering av overliggende og omliggende setningsømfintlige leiravsetninger. Detaljerte krav til tetting og lekkasje må vurderes også ut fra ingeniørgeologiske og i hovedsak ut fra geotekniske forhold. I sentrum av Larvik er det mange bygninger som kan være fundamentert på treflåter.

Tettekrav til tunnel er også begrunnet i risiko for drenering og bortledning av vann fra viktige naturtypeområder. Forholdet er aktuelt i randsonen til Byskogen som mates med overvann og grunnvann fra bergsprekker i Byskogen-området.

Der traseen går i nærføring til Farriskildene og der den krysser Hammerdalen vil det være krav til å unngå rystelser og trykkbølger og risiko for reduksjon/endring i trykknivå i lukket, artesisk akvifer. Rystelser kan oppstå ved sprengning, peling, spunting og komprimering. Endringer i trykknivå ved punktering og kortslutning av trykknivå i vannførende lag kan oppstå ved peling og spunting. Eksakt risiko for påvirkning på Farrisakviferen er ikke kjent og anleggsmetoden må baseres på føre-var-prinsippet.

11.4.4 Lekkasje til bergtunnel

Krav til tetting er gradert i tre trinn avhengig av risiko for skade ved drenering og senkning av grunnvannsnivå og poretrykk i overliggende leire med påfølgende risiko for setningsskader på bygninger og tekniske installasjoner.

Tettekrav for Kongegatakorridoren er gitt i Tabell 11-3.

Svært høyt krav til tetting (3 – 5 l/min/100m tunnel), på delstrekningene vist i Tabell 11-3:

- Her er det liten bergoverdekning, markerte sprekkesoner som kan være dyppforvitret og vannførende, samt antatt leire på berg.

Høyt krav til tetting (7 – 10 l/min/100m tunnel), på delstrekningene vist i Tabell 11-3:

- Her er oppstikkende bergkoller i byområder med begrenset bergoverdekning, bl.a. bergområdet under Byskogen der naturlig vanntilførsel er avgjørende for viktige naturtyper i randsonen.
- På deler av strekningene er det antatt leire over berg og usikkert mht. sprekkesoner.

For øvrig normalt krav til tetting av bergtunnel (< 20 l/min/100m tunnel). Det gjelder også Kleivertunnelen.

Tabell 11-3: Tettekrav til tunnel i Kongegatakorridoren.

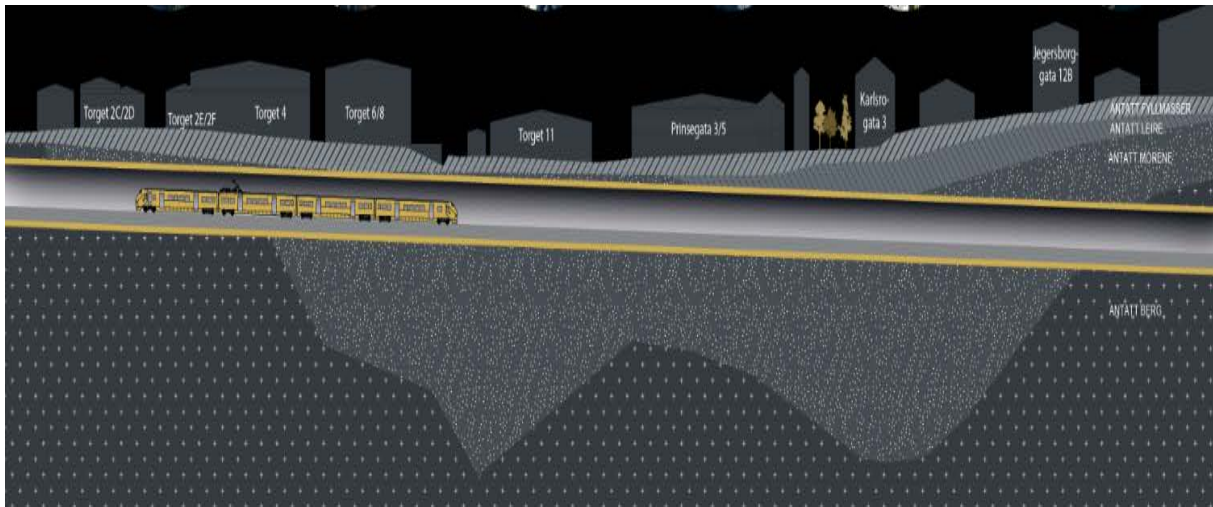
Tunnel	Tettekrav	Km fra	Km til
Byskogentunnelen (147,350 - 149,130) 1710 m	Høyt	147,350	147,500
		147,700	147,800
		148,100	148,250
	Svært høyt	147,500	147,700
		147,800	147,950



Figur 11-6: Viktige naturtyper som omkranser fjellområdet Byskogen. Aktuell korridor vist med blå stiplede linje.

11.4.5 Spunting

Ved spunting av åpen byggegrop i Larvik sentrum (cut and cover), dvs. km 148,7 – 149,2 er det risiko for å senke poretrykket i omkringliggende avsetninger av leire. Her må det etableres tett spunt mot leire og antatt moreneleire. Det bør benyttes boret spunt med mulighet for tetting og injisering. Aktuell metode er bruk av rørsputt som danner en tett vegg av borede rør med spuntlås mellom. Rørsputt etableres gjennom løsmasser og inn i berg, alternativt til faste masser. Det er forutsatt innvendig avstivning av spuntvegg og ikke utvendig forankringsstag som vil kunne føre til drenering.



Figur 11-7: Strekning i Larvik sentrum med behov for tett spunt og forsiktig fjerning av berg i åpen skjæring

Traseen vil gå i bergtunnel (Kleivertunnelen) på strekningen km 150,320 – 151,0. Poretrykksmålere i henholdsvis 10 og 19 m dybde, ca. 50 m sør for traseen viser hydrostatisk trykk fra ca. 7 meter under terreng for dypeste måler og hydrostatisk trykk fra ca. 3 m under terreng for grunneste måler. For å unngå drenering og risiko for setninger, må det etableres tett spunt mot finstoffrike og antatt leirholdige masser i forskjæring til tunnelen.

11.4.6 Sprengning

Ved etablering av åpen skjæring på strekningen i berg på km 149,0 – 149,1 (Bøkkerfjellet) er det risiko for rystelser og trykkbølger som kan påvirke Farrisakviferen. Her må fjerning av berg gjennomføres ved forsiktig sprengning, eventuelt bruk av vaiersaging eller andre skånsomme metoder for fjerning av berg.

11.4.7 Peling

Alle strekninger med pelefundamentering er basert på 25 meter mellom dobbelt sett av peler. Peledyp og dimensjonering vil avgjøres ved detaljprosjektering. Stasjonen vil etter planen legges på fylling eller støpt fundament på terreng.

Det er planlagt fundamentering ved bruk av peler fra vestre side av stasjon og ca. 200 meter, det vil si til ca. kryssing Farriselva. Ved peling er det risiko for rystelser og trykkbølger som kan påvirke Farrisakviferen. Det må benyttes borede peler på strekningen km 149,45 – 149,8. Videre mot nordvest ligger akviferen dypere og fundamentering kan sannsynligvis gjøres med peler i overliggende overkonsolidert morene.

Borede peler kan etableres ved boring av foringsrør og utstøpning parallelt med opptrekk av foringsrør. Denne metoden gir en viss risiko for å «punktere» vannførende lag ved vannføring langs pelen og forstyrre trykkforholdene i Farrisakviferen. En bedre metode for peling er å etablere et innvendig stålrør som blir stående og som utstøpes etter opptrekk av foringsrør. Det injiseres med egnet mørtel mellom indre stålrør og foringsrøret under opptrekket. Det sikrer mot vertikal strømming langs pel ved artesiske forhold.

Et antatt enda sikrere alternativ er borede grove stålrørspeler. Boringen utføres med sentrisk borsystem, og stålrøret blir stående igjen etter utstøping.

11.4.8 Komprimering

Det er aktuelt med direkte fundamentering fram til enden av stasjonen. Ved direkte fundamentering under hele stasjonsområdet er det aktuelt med komprimeringsarbeider som gir risiko for rystelser og trykkbølger som kan påvirke Farrisakviferen. Ved direkte fundamentering på strekningen ca. km 149,1 – 149,43 er det nødvendig med kun lett komprimering og det er derfor aktuelt med bruk av lette masser og også lette XPS-plater.

11.5 Fagets påvirkning på valg av løsning / trasé

Hydrogeologisk forhold er ikke avgjørende for valg av trasé innenfor aktuell korridor, men er avgjørende for valg av anleggstekniske løsninger ved utbygging.

Hydrogeologiske forhold er avgjørende for krav til lekkasje til bergtunnel under deler av Larvik by samt krav til metode for sprengning/fjerning av berg og krav til metode for peling, spunting og komprimering ved nærføring til Farriskildene.

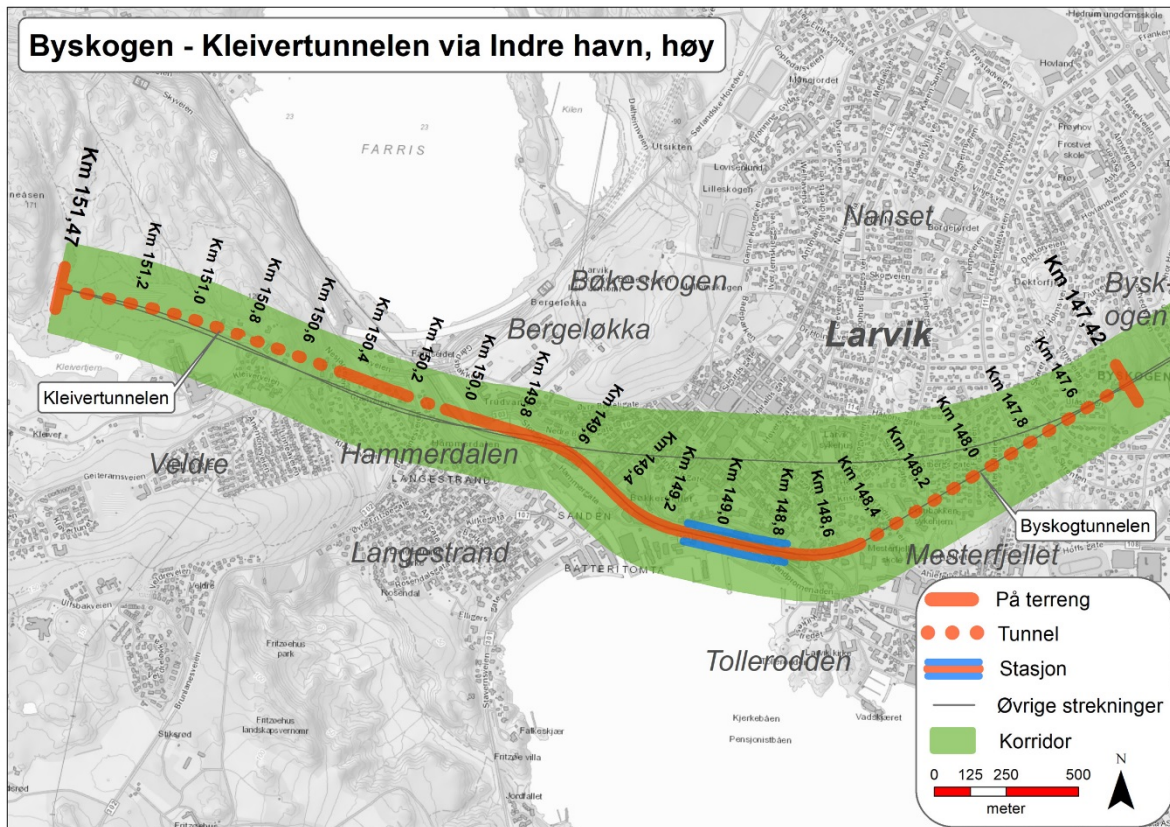
Ingeniørgeologi har spilt en viktig rolle ved optimalisering av trasé i Larvik. I samarbeid med geoteknikk er linjen forsøkt optimalisert med tanke på best mulig bergoverdekning og optimal kryssing av svakhetssoner. Den stive linjeføringen gir imidlertid noe begrensede muligheter for maksimal optimalisering knyttet til disse forholdene.

11.6 Forslag til videre optimalisering

Det er ikke behov for videre optimalisering av traseen ut fra hydrogeologiske forhold. Det antas heller ikke behov for optimalisering ut fra ingeniørgeologiske forhold med nåværende kunnskap om grunnforholdene.

Ut fra hydrogeologiske forhold, vil en ønsket optimalisering være å legge traseen lengst mulig mot nord på strekningen mellom Larvik torg og til krysningen av Farriselva for i minst mulig grad å unngå nærføring til Farriskildene.

12 VURDERINGER FOR INDRE HAVN-KORRIDOREN



Figur 12-1 Trasékart for Indre havn-korridoren

12.1 Geologiske forhold

Terrenget består av flere mindre koller med mellomliggende flatere partier. Monzonitten er hovedbergart også her. Området gjennomskjæres av flere søkk i terrenget, mest fremtredende ut mot kanten av platået ved øvre del av Larvik by. I de flatere partiene er det også registrert forsenninger i berget som er fylt med til dels mektige løsmasselag. De fleste av sonene representerer intrusivganger (diabas/rombeporfyr) med ulik mektighet.

Det er i all hovedsak kartlagt god bergmassekvalitet i området der berget ligger i dagen. Det foreligger derimot lite informasjon foreløpig om bergmassen i dyprennene mellom bergblotningene. Dårlig bergmassekvalitet forventes i stor grad å være begrenset til områder med kryssing av svakhetssoner. For tunnelen gjennom Larvik sentrum er svakhetssoner antatt med hovedstrøkretning NØ-SV og NNV-SSØ. Sonene med strøk NØ-SV krysser tunnelen med liten vinkel. Tunnelen er mer gunstig orientert i forhold til sonene med strøk NNV-SSØ.

12.2 Ingeniørgeologiske forhold langs traseene

For Indre Havn korridoren er det tilsvarende som for Kongegatakorridoren utfordrende å få et tilstrekkelig godt overblikk over overdekningsforholdene over tunnelen gjennom Larvik. Langs store områder over tunnelen er det ikke mulig å kartlegge berg i dagen, noe som har medført behov for en del grunnundersøkelser. Grunnundersøkelsene viser store variasjoner i nivået til bergoverflaten, gjerne store variasjoner over korte avstander.

Grunnboringer og seismikk utført nordøst for Herregården viser at det ikke er bergoverdekning tilstrekkelig for å etablere bergtunnel mellom km 148,360 og km 148,450, det vil si over en strekning på 90 meter. Her er det derfor valgt å etablere en betongkulvert i åpen byggeplog. Vest for

byggegroppen vil det bli etablert en bergtunnel fram til påhugg ved km 148,500, der det vil bli etablert betongkultvert ut mot stasjonsområdet.

På vestsiden av Hammerdalen antas traseen å gå inn i bergtunnel ved ca. km 150,500, vest for en strekning med morene med stor mektighet. Terrenget stiger raskt mot vest opp til et platå på rundt kote +100. I østre del av tunnelen er det registrert berg i dagen på nordre side av tunnelen og noe løsmasser på søndre side av tunnelen. I vestre del av tunnelen består terrenget av flatt og delvis skogkledd myrområde uten bergblotninger. Det er foretatt noen seismiske undersøkelser i den østre del av tunnelen, samt at det foreligger tidligere undersøkelser fra den vestre delen. Undersøkelsene viser noe løsmasser, men ikke kritisk for bergoverdekningen for tunnelen.

Tunnelen vil krysses av flere svakhetssoner, der noen er synlige i terrenget og andre er tolket basert på terrengformasjon, seismikk og NGUs aktsomhetskart. De fleste sonene krysser traseen med stor til midlere vinkel, og har strøkretning N-S og NNV-SSØ.

12.3 Bergmasseklassifisering

Antatt fordeling av bergmasseklasser for tunnelene i Indre havn-korridoren er oppsummert i tabellene under og vist langs tunneltrasé i Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profildegninger..

Tabell 12-1: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Byskogentunnelen, km 147,420-148,360.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	87	9 %
10 – 40	B	212	23 %
4 - 10	C	352	37 %
1 - 4	D	131	14 %
0,4 - 1	E1	38	4 %
0,1 – 0,4	E2	95	10 %
0,01 – 0,1	F	25	3 %
<i>SUM</i>		<i>940</i>	

Byskogentunnelen er vist på side 17 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på feltobservasjoner og seismikk.

Tabell 12-2: Tolket fordeling av bergmasseklasser for bergtunnel ved Herregården, km 148,450-148,500.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	10	20 %
10 – 40	B	15	30 %
4 - 10	C	15	30 %
1 - 4	D	10	20 %
<i>SUM</i>		<i>50</i>	

Tunnel ved Herregården er vist på side 17 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på feltobservasjoner.

Tabell 12-3: Tolket fordeling av bergmasseklasser for Kleivertunnelen, km 150,500-151,200.

Q-verdi	Bergmasseklasse	Total lengde (m)	Antatt prosentvis andel i tunnel
> 40	A	43	6 %
10 – 40	B	128	18 %
4 - 10	C	299	42 %
1 - 4	D	149	21 %
0,4 - 1	E1	21	3 %
0,1 – 0,4	E2	55	8 %
0,01 – 0,1	F	15	2 %
SUM		710	

Kleivertunnelen er vist på side 18 i vedlegg 1. Vurdering av bergmassekvalitet er basert på feltobservasjoner og seismikk.

12.4 Hydrogeologiske vurderinger

Det henvises til kapittel 11.4.1 og 11.4.2 vedrørende hydrogeologi i berg og løsmasser da forholdene for alternativ Indre Havn-korridoren i hovedsak er de samme som for Kongegatakorridoren.

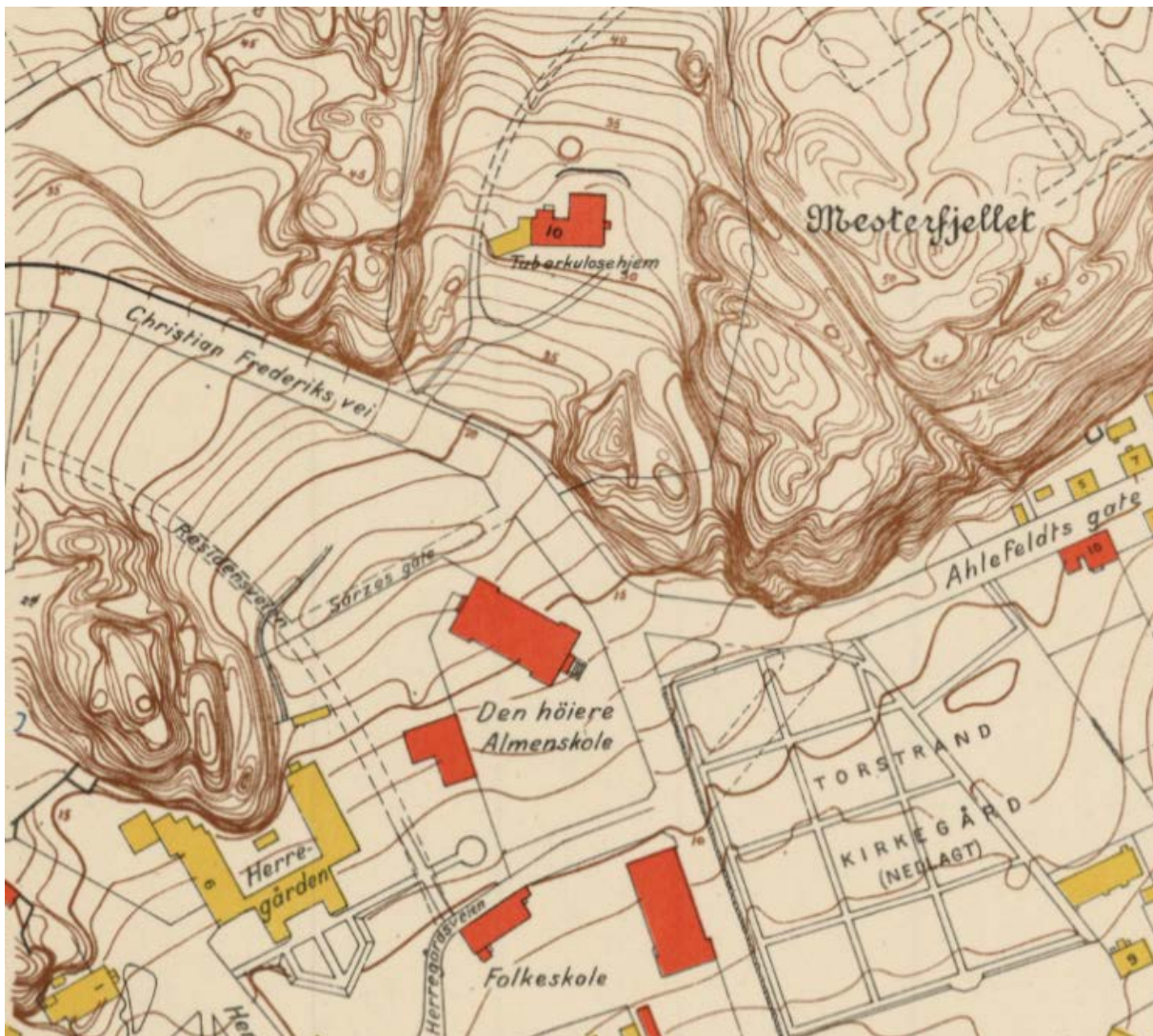
Hydrogeologiske forhold er viktig av tre hovedårsaker:

- Risiko for påvirkning av poretrykk i leire under bebyggelsen i Larvik by
- Risiko for påvirkning av poretrykk i leire og grunnvannsstrømning ved Larvik Herregård
- Risiko for påvirkning på Farriskildene

Kombinasjonen av bergtunnel under Larvik by og betydelige mektigheter med bløt/kvikk leire omkring bergpartiene er forhold som kan medføre poretrykksreduksjon og setninger. Nedslagsfeltet er også begrenset i dette området, slik at nydannelse av grunnvann er liten. Ved en reduksjon i grunnvannstrykk i berggrunnen på grunn av tunnellekkasjer, vil dette kunne medføre setninger i leirmassene omkring og påfølgende setningsskader på bygg og infrastruktur.

Farris er en mer enn 100 år gammel merkevare og selv små påvirkninger på Farriskildene vil være uakseptable for Ringnes og for bevarelsen av merkevaren. En punktering av vannførende lag og andre påførte trykkendringer i grunnvannsforekomsten kan gi konsekvenser for Farriskilden. Uønskede effekter kan være endringer i mengde vann tilgjengelig og endringer i vannkjemi.

Herregården i Larvik er fundamentert på tørrmur direkte på dårlig drenerte masser, se Figur 12-3. Bygningen har setningsskader og er antatt svært sårbar for nye setninger som følge av eventuelle endringer i poretrykk i leirmassene i området.



Figur 12-2: Kart fra 1927 som viser terrenget rund Herregården med bergkoller og mellomliggende løsmasserenner.

Der traseen går i bergtunnel eller i åpen skjæring med spunt, vil det være krav til tetting mot innlekking og drenering av overliggende og omliggende setningsømfintlige leiravsetninger. Detaljerte krav til tetting og lekkasje må vurderes også ut fra ingeniørgeologiske og i hovedsak ut fra geotekniske forhold. I sentrum av Larvik er det mange bygninger som kan være fundamentert på treflåter.

Tettekrav til tunnel er også begrunnet i risiko for drenering og bortledning av vann fra viktige naturtypeområder. Forholdet er særlig aktuelt i randsonen til Byskogen som mates med overvann og grunnvann fra bergsprekker i Byskogenområdet.

Der traseen går i nærføring til Farriskildene og der den krysser Hammerdalen vil det være krav til å unngå rystelser og trykkbølger og risiko for reduksjon/endring i trykknivå i lukket, arteisk akvifer. Rystelser kan oppstå ved sprengning, peling, spunting og komprimering. Endringer i trykknivå ved punktering og kortslutning av trykknivå i vannførende lag kan oppstå ved peling og spunting. Eksakt risiko for påvirkning på Farrisakviferen er ikke kjent og anleggsmetoden må baseres på føre-var-prinsippet.

Der traseen går i nærføring til Herregården i Larvik må det settes krav til tiltak for ikke å endre poretrykk i leirene i området. Poretrykket kan påvirkes av lekkasjer i tunnel, ved eventuell åpen byggegrop og spunting for kulvert og også ved etablering av kulvert som sperre for naturlig grunnvannsstrømning.



Figur 12-3: Deler av Herregården er fundamentert på rullestein på leire

12.4.1 lekkasje til bergtunnel

Krav til tetting er gradert i tre trinn avhengig av risiko for skade ved drenering og senkning av grunnvannsnivå og poretrykk i overliggende leire med påfølgende risiko for setningskader på bygninger og tekniske installasjoner.

Tettekrav for Indre havn-korridoren er gitt i Tabell 12-4.

Svært høyt krav til tetting (3 – 5 l/min/100m tunnel), på delstrekningene vist i Tabell 12-4:

- Her er det liten bergoverdekning, markerte sprekkesoner som kan være dyppforvitret og vannførende, samt antatt leire på berg.
- På delstrekningen km 148,35 – 148,6 er det liten bergoverdekning og antatt leire på berg. Banen må sannsynligvis gå i betongtunnel på deler av denne strekningen og området er svært sårbart pga. nærføring til Herregården i Larvik.

Høyt krav til tetting (7 – 10 l/min/100m tunnel), på delstrekningene vist i Tabell 12-4:

- Her er oppstikkende bergkoller i byområder med begrenset bergoverdekning, bl.a. bergområdet under Byskogen der naturlig vanntilførsel er avgjørende for viktige naturtyper i randsonen.
- På deler av strekningene er det antatt leire over berg og usikkert mht. sprekkesoner.

For øvrig gjelder normalt krav til tetting av bergtunnel (< 20 l/min/100m tunnel). Det gjelder også Kleivertunnelen.

Tabell 12-4: Tettekrav til tunnel i Indre havn-korridoren.

Tunnel	Tettekrav	Km fra	Km til
Byskogentunnelen (147,420 - 148,600) 1180 m	Høyt	147,420	147,450
		147,950	148,150
		148,225	148,350
	Svært høyt	147,450	147,950
		148,150	148,225
		148,350	148,600

12.4.2 Spunting

Ved spunting av eventuell åpen byggegrop ved Herregården i Larvik (cut and cover), det vil si km 148,5 – 148,6 er det risiko for å senke poretrykket i omkringliggende avsetninger av leire.

Totalsondering og trykksondering omtrent midt i forsenkningen indikerer friksjonsmasser til ca. 5 meter dybde. Under dette antas leire med tynne lag av friksjonsmasser ned til ca. 24 meter dybde.

Mellom bergtunneler er forutsatt vanntett betongtunnel som fundamenteres delvis på berg og delvis på peler til berg. For å forhindre drenering langs betongtunnelen forutsettes at det etableres en tett barriere mellom konstruksjonen og berget ved overgang mellom løsmasser og berg.

I anleggsperioden må det etableres tett spunt mot leire og antatt moreneleire. Det bør benyttes boret spunt med mulighet for tetting og injisering. Aktuell metode er bruk av rørsput som danner en tett vegg av borede rør med spuntlås mellom. Rørsput etableres gjennom løsmasser og inn i berg, alternativt til faste masser. Det er forutsatt innvendig avstivning av spuntvegg og ikke utvendig forankringsstag som vil kunne føre til drenering.

Det planlegges for åpen byggegrop for Kleivertunnelen fram til bergpåhugg ved ca. km 150,500. For strekningen med åpen byggegrop må det etableres tett spunt mot finstoffrike og antatt leirholdige masser.

12.4.3 Tiltak ved sperring av naturlig grunnvannsstrøm

Ved spunting av eventuell åpen byggegrop og etablering av betongtunnel (cut and cover) ved Herregården i Larvik, ca. km 148,5 – 148,6 er det risiko for å sperre naturlig grunnvannsstrøm til nedenforliggende område, det vil si området ved Herregården i Larvik. Også en permanent betongkulvert vil kunne gi samme påvirkning på grunnvannstilførselen til området ved Herregården. Forholdet kan bli særlig kritisk ved valg av lav stasjonsløsning.

For å unngå/ redusere virkningen av inngrepet, må det etableres mulighet for drenering av vann under betongkulverten for tilsvarende mengde vann som ved naturlig drenering. Ved etablering av tett spunt i anleggsfasen, kan det bli aktuelt å kompensere for redusert vanntilførsel til området ved Herregården med injisering av vann via bergbrønn eller etablere en bypass-løsning for vann som naturlig transporteres på tverrsnittet som blokkeres (avbøtende tiltak).



Figur 12-4: Kart fra 1903 som viser tidligere vannmagasin og bekkeløp ved Herregården.

12.4.4 Sprengning

Ved eventuell etablering av åpen skjæring på strekningen i berg på km 148,45 – 148,6 er det risiko for rystelser og trykkbølger som kan påvirke Herregården i Larvik. Herregården er sannsynligvis i sin helhet fundamentert direkte på stedlige løsmasser, det vil si leirholdige masser, men nordlig del av østfløyen, og muligens også vestfløyen kan ha kontakt mot berg. For nevnte strekning er det sannsynlig at fjerning av berg bør gjennomføres ved forsiktig sprengning, eventuelt bruk av vaersaging eller andre skånsomme metoder for fjerning av berg. Eksakt risiko for påvirkning på Herregården er ikke kjent og anleggsmetoden må baseres på føre-var-prinsippet.

12.4.5 Peling

Alle strekninger med pelefundamentering er basert på dobbelt sett av peler. Antatt spennvidde for stasjonsbru på Indre havn høy er 30 meter, alle bruene videre opp Hammerdalen er antatt med 25

meter spennvidde i alle korridorene. Peledyp og dimensjonering vil avgjøres ved detaljprosjektering. Stasjonen vil etter planen legges på fylling eller støpt fundament på terreng.

Ved høy stasjonsplassering er det planlagt fundamentering ved bruk av peler for hele stasjonsområdet og opp hele Hammerdalen. Ved peling er det risiko for rystelser og trykkbølger som kan påvirke Farrisakviferen. Det må benyttes borede peler på strekningen km 149,1 – 149,7. Videre mot nordvest ligger akviferen dypere og fundamentering kan sannsynligvis gjøres med peler i overliggende overkonsolidert morene.

Ved lav stasjonsplassering er det planlagt direkte fundamentering på terreng fram til ca. km 149,35 og bruk av peler videre opp hele Hammerdalen. Ved peling er det risiko for rystelser og trykkbølger som kan påvirke Farrisakviferen. Det må benyttes borede peler på strekningen km 149,35 – 149,7. Videre mot nordvest ligger akviferen dypere og fundamentering kan sannsynligvis gjøres med peler i overliggende overkonsolidert morene.

Borede peler kan etableres ved boring ved boring av foringsrør og utstøpning parallelt med opptrekk av foringsrør. Denne metoden gir en viss risiko for å «punktere» vannførende lag ved vannføring langs pelen og forstyrre trykkforholdene i Farrisakviferen. En bedre metode for peling er å etablere et innvendig stålrør som blir stående og som utstøpes etter opptrekk av foringsrør. Det injiseres med egnet mørtel mellom indre stålrør og foringsrøret under opptrekket. Det sikrer mot vertikal strømning langs pel ved artesiske forhold.

Et antatt enda sikrere alternativ er borede grove stålrørspeler. Boringen utføres med sentrisk borsystem, og stålrøret blir stående igjen etter utstøping.

12.4.6 Komprimering

Ved lav stasjonsplassering er det planlagt direkte fundamentering på terreng fram til ca. km 149,35. Ved direkte fundamentering under hele stasjonsområdet er det aktuelt med komprimeringsarbeider som gir risiko for rystelser og trykkbølger som kan påvirke Farrisakviferen. Ved direkte fundamentering på strekningen km 149,1 – 149,35 er det nødvendig med kun lett komprimering og det er derfor aktuelt med bruk av lette masser og også lette XPS-plater.

12.5 Fagets påvirkning på valg av løsning / trasé

Hydrogeologiske forhold er ikke avgjørende for valg av trasé innenfor aktuell korridor, men er avgjørende for valg av anleggstekniske løsninger ved utbygging.

Hydrogeologiske forhold er avgjørende for krav til lekkasje til bergtunnel under deler av Larvik by samt krav til metode for sprengning/fjerning av berg og metode for spunting, inkludert avbøtende tiltak ved Herregården i Larvik.

Ingeniørgeologi har bidratt til optimalisering av linjen mellom Byskogen og Indre havn, med tanke på bergoverdekning og påhuggsplasseringer. For Kleivertunnelen har faget bidratt til optimal linjeføring og fastsettelse av antatt påhuggsplassering.

12.6 Forslag til videre optimalisering

Det er ikke behov for videre optimalisering av traseen ut fra hydrogeologiske forhold. Ut fra hydrogeologiske forhold, vil en ønsket optimalisering være å legge traseen lengst mulig mot nord og høyest mulig (Indre Havn Høy) på strekningen nord for Herregården i Larvik for i minst mulig grad å unngå nærføring til Herregården.

Det foreligger ikke forslag om ytterligere optimalisering av traseen basert på nåværende kunnskap om grunnforhold.

13 FAGETS VURDERING AV KORRIDORENE

13.1 Stokke – Virik

13.1.1 Fagets vurdering av korridorene

Tabell 13-1: Fagets vurdering av korridorene. Rangeringen går fra 1-4, der 1 er best.

Torp vest (øst)	Torp vest (Storås/vest)	Unneberg	Gokstad
Stokke (1, 2, 3)			
<p><u>Positivt</u>: Ingen spesielle bergtekniske utfordringer. <u>Negativt</u>: - <u>Usikkerhet/andre kommentarer</u>: Ingen bergtunneler eller høye bergskjæringer.</p>			
Stokke – Torp (4)		Stokke – Stavnum (5)	
<p><u>Positivt</u>: Ingen spesielle bergtekniske utfordringer. <u>Negativt</u>: - <u>Usikkerhet/andre kommentarer</u>: Ingen bergtunneler</p>		<p><u>Positivt</u>: Ingen spesielle bergtekniske utfordringer. <u>Negativt</u>: - <u>Usikkerhet/andre kommentarer</u>: Ingen bergtunneler. En begrenset strekning med høye bergskjæringer.</p>	
Torp – Mokollen (8)	Torp – Mokollen (9)	Stavnum – Mokollen (6)	Stavnum – Virik (7)
<p><u>Positivt</u>: - <u>Negativt</u>: Høye bergskjæringer mellom Feensås- og Unneberg-tunnelene. Meget utfordrende grunnforhold ved Drakeåstunnelen og deler av tunnel Breidablikk - Mokollen <u>Usikkerhet/andre kommentarer</u>: Usikkert omfang og kvalitet av svakhetssoner på tunnelstrekningen Breidablikk – Mokollen.</p>	<p><u>Positivt</u>: - <u>Negativt</u>: Liten bergoverdekning for Storåstunnelen ved Unneberg. Meget utfordrende grunnforhold ved deler av tunnel Breidablikk – Mokollen. <u>Usikkerhet/andre kommentarer</u>: Usikker lengde på strekning med betongtunnel i Storåstunnelen. Usikkert omfang og kvalitet av svakhetssoner på tunnelstrekningen Breidablikk – Mokollen.</p>	<p><u>Positivt</u>: - <u>Negativt</u>: Meget utfordrende grunnforhold ved Drakeåstunnelen og deler av tunnel Breidablikk – Mokollen. <u>Usikkerhet/andre kommentarer</u>: Usikkert omfang og kvalitet av svakhetssoner på tunnelstrekningen Breidablikk – Mokollen.</p>	<p><u>Positivt</u>: Få spesielle bergtekniske utfordringer. <u>Negativt</u>: En kort strekning med høy bergskjæring nær bebyggelse. <u>Usikkerhet/andre kommentarer</u>: Ingen bergtunneler.</p>
Mokollen – Virik (10)			
<p><u>Positivt</u>: - <u>Negativt</u>: Tunneldrift nær boligbebyggelse. <u>Usikkerhet/andre kommentarer</u>: Tunnelpåhugg nær stor svakhetszone i Mokollen.</p>			
Rangering: 3	Rangering: 4	Rangering: 2	Rangering: 1

13.1.2 Fagets anbefaling

Nederst i Tabell 13-1 er det forsøkt å rangere de ulike korridorene og traséalternativene på strekningen, med hovedvekt på fagområdene ingeniørgeologi og hydrogeologi. Gokstadkorridoren er vurdert å være best. Her er det ingen bergtunneler, kun et par strekninger med høye bergskjæringer. Det forventes få eller ingen spesielle bergtekniske utfordringer knyttet til skjæringene. Rangeringen av de øvre tre korridorene er basert på summen av bergtekniske utfordringer og usikkerheter i hver korridor

I Torp vest-korridoren (øst) og Unnebergkorridoren vil tunnel gjennom Drakeåsen få et meget utfordrende påhuggsområde i nord. Det forventes også vanskelige driveforhold, med en eller flere svakhetssoner parallelt tunneltraseen, og nærhet til boligbebyggelse.

Vanskelige driveforhold forventes også i Storåstunnelen i Torp vest-korridoren (via Storås), med stedvis liten bergoverdekning, kryssende svakhetssoner og langsgående svakhetssoner på strekningen lengst sør. Tverrslag for Storåstunnelen vil få liten bergoverdekning og avstand til hovedtunnelen.

For tunnel Breidablikk – Mokollen forventes meget utfordrende grunnforhold under boligområdet Breidablikk. Det er nærhet til boligbebyggelse, og stedvis liten bergoverdekning. Det er usikkerhet knyttet til grunnforhold (beliggenhet og omfang av svakhetssoner i berg) og setningsfare for boligbebyggelse. Utførelse av supplerende grunnundersøkelser vil være krevende på grunn av tett boligbebyggelse og mye kabler og ledninger i veiene. Således kan det være utfordrende å innhente et omfang av undersøkelser som anses som tilfredsstillende i senere planfaser. Disse utfordringene er felles for Torp vest- og Unnebergkorridorene.

13.2 Virik – Byskogen

13.2.1 Fagets vurdering av korridorene

Tabell 13-2: Fagets vurdering av korridorene. Rangeringen går fra 1-3, der 1 er best.

Verningen	Stålaker vest	Stålaker øst
<p>Virik – Furustad (11) <u>Positivt:</u> Ingen spesielle bergtekniske utfordringer. <u>Negativt:</u> - <u>Usikkerhet/andre kommentarer:</u> Ingen bergtunneler eller høye bergskjæringer.</p>		<p>Virik – Stålaker (14) <u>Positivt:</u> - <u>Negativt:</u> Parti i Løkåstunnelen med flere kryssende svakhetssoner og lav eller manglende bergoverdekning. <u>Usikkerhet/andre kommentarer:</u> Svært usikker bergoverdekning på et parti av Løkåstunnelen.</p>
<p>Furustad - Byskogen (12) <u>Positivt:</u> - <u>Negativt:</u> Flere lange og høye bergskjæringer. Manglende bergoverdekning for Byskogtunnelen, ca. 130 m vest for Yttersøveien. <u>Usikkerhet/andre kommentarer:</u> Liten andel tunnel. Usikkerhet med tanke på omfang av bergskjæringer. Usikkert omfang av strekning med manglende bergoverdekning, samt løsmassenes beskaffenhet.</p>	<p>Furustad - Stålaker (13) <u>Positivt:</u> - <u>Negativt:</u> - <u>Usikkerhet/andre kommentarer:</u> Nærhet til parallell svakhetszone/kløft ved søndre påhugg til Ramsåstunnelen.</p>	
	<p>Stålaker - Byskogen (15) <u>Positivt:</u> - <u>Negativt:</u> Manglende bergoverdekning for Byskogtunnelen, ca. 110 m vest for Yttersøveien. <u>Usikkerhet/andre kommentarer:</u> Kort parti langs Åsmundrødtunnelen med usikker bergoverdekning. Usikkert omfang av strekning med manglende bergoverdekning, samt løsmassenes beskaffenhet.</p>	
Rangering: 2	Rangering: 1	Rangering: 3

13.2.2 Fagets anbefaling

I Verningenkorridoren vil traseen ligge relativt godt langs terrenget i den nordlige delen, med kun noen korte bergskjæringer over 10 m høyde. Størst utfordringer vil være i de søndre delen, med høye skjæringer der det vil veksle mellom berg og løsmasser. Kort tunnel mot Lågen vil drives fra øst, men tilgang til vestre påhugg er utfordrende. Andel tunnel er vesentlig mindre enn for Stålakerkorridorene.

Tunnelpåhugg øst for Yttersøveien i Verningenkorridoren anses å ha noe vanskeligere tilkomstforhold enn for Stålakerkorridorene, og mer ugunstige bergforhold fram til Yttersøveien.

For alle korridorene gjelder at det for tunnel fram til Byskogen forventes stedvis meget utfordrende grunnforhold under boligområder, spesielt knyttet til manglende bergoverdekning ca. 130 meter vest for Yttersøveien. Det er generelt nærhet til boligbebyggelse og begrenset bergoverdekning. Det er usikkerhet knyttet til grunnforhold (beliggenhet og omfang av svakhetssoner i berg) og setningsfare for boligbebyggelse. Utførelse av supplerende grunnundersøkelser vil være krevende på grunn av tett boligbebyggelse og mye kabler og ledninger i veiene. Således kan det være utfordrende å innhente et omfang av undersøkelser som anses som tilfredsstillende i senere planfaser.

For Stålakerkorridorene ligger traseen bra på terreng der den går i dagen. For Stålaker vest vil tunnelen ved Ramsås krysse noen svakhetssoner, men det forventes ikke spesielle utfordringer

knyttet til tunneldrivingen. Påhugg i øst kan komme i konflikt med svakhetssoner og kan bli noe utfordrende. For påhugg i vest må man ta hensyn til nærheten til parallell svakhetszone/kløft i nord.

For tunnelen under Løkåsen langs Stålaker øst er det stor usikkerhet knyttet til bergoverdekningen ved søkk i terrenget og svakhetssoner ved ca. km 140,400. For øvrig forventes det ikke ekstraordinære problemer knyttet til tunneldriving eller etablering av påhugg.

For Åsmundrødtunnelen er det fortsatt noe usikkerhet knyttet til bergoverdekning ved et søkk ca. 300 meter vest for østre påhugg. For øvrig forventes normale driveforhold, med kryssing av noen svakhetssoner med begrenset bergoverdekning.

Basert på rene faglige vurderinger anses det vanskelig å sammenligne korridorene direkte. Totalt sett anses det å være minst usikkerheter knyttet til Stålaker vest.

13.3 Byskogen – Kleivertunnelen

13.3.1 Fagets vurdering av korridorene

Tabell 13-3 Fagets vurdering av korridorene. Rangeringen går fra 1-3, der 1 er best.

Indre havn lav	Indre havn høy	Kongegata
<p>Byskogen - Kleivertunnelen (16) <u>Positivt:</u> - <u>Negativt:</u> Flere tunnelpåhugg i vestre del av Byskogtunnelen. Tunnel og dyp byggegrøp nær Herregården vil kreve svært forsiktig uttak av berg. Betongtunnel ved Herregården vil kreve by-pass løsning for grunnvann og opprettholdelse/overvåking av poretrykk. Krav til skånsomme metoder for fundamentering ved nærføring til Farriskildene. <u>Usikkerhet/andre kommentarer:</u> Usikker plassering av påhugg for Kleivertunnelen.</p>	<p>Byskogen - Kleivertunnelen (17) <u>Positivt:</u> - <u>Negativt:</u> Flere tunnelpåhugg i vestre del av Byskogtunnelen. Tunnel og dyp byggegrøp nær Herregården vil kreve svært forsiktig uttak av berg. Betongtunnel ved Herregården vil kreve by-pass løsning for grunnvann og opprettholdelse/overvåking av poretrykk. Krav til skånsomme metoder for fundamentering ved nærføring til Farriskildene. <u>Usikkerhet/andre kommentarer:</u> Usikker plassering av påhugg for Kleivertunnelen.</p>	<p>Byskogen - Kleivertunnelen (18) <u>Positivt:</u> - <u>Negativt:</u> Behov for to rømningstunneler (kun én i Indre havn-korridoren). Krysser under en strekning med manglende bergoverdekning. Forsiktig uttak av berg ved Bøkerfjellet. Krav til skånsomme metoder for fundamentering ved nærføring til Farriskildene. Høye krav til tetthet i byggegrøp og betongtunnel i Larvik sentrum. <u>Usikkerhet/andre kommentarer:</u> Usikker plassering av påhugg for Kleivertunnelen. Usikkert omfang av strekning med manglende bergoverdekning langs Byskogtunnelen, samt løsmassenes beskaffenhet.</p>
Rangering: 3	Rangering: 2	Rangering: 1

13.3.2 Fagets anbefaling

Alle korridorer krever omfattende supplerende grunnundersøkelser. Det er usikkerhet knyttet til omfang og beliggenhet av svakhetssoner og krav til tetting/lekkasje til tunnel. Utførelse av supplerende grunnundersøkelser vil være krevende på grunn av tett bebyggelse og mye kabler og ledninger i veiene. Således kan det være utfordrende å innhente et omfang av undersøkelser som anses som tilfredsstillende i senere planfaser.

Alle korridorer vil, om enn i noe ulik grad, kreve skånsomme anleggsmetoder ved nærføring til Farriskildene og Herregården i Larvik

For korridor Indre havn vil det knyttes størst usikkerhet ved nærheten til Herregården. Utfordringene består i å hindre setninger ved senkning av grunnvannet, samt å holde sprengningsrystelser på et nivå

som ikke forårsaker skader. For grunnvannsenkning anses det som verre jo dypere byggegropene mellom tunnelene legges.

For korridor Kongegata er det forholdet til Farriskilden som anses å være den største utfordringen og usikkerheten. Her må det foretas svært forsiktig uttak av berg. I vestre del av bergtunnelen er det et kort parti ved sykehuset der det mangler bergoverdekning. Det er usikkert hvor lang strekningen vil være, og det vil kreves ytterligere undersøkelser for å verifisere grunnforholdene her.

For Kleivertunnelen vil det ikke være store forskjeller mellom korridorene. Plassering av tunnelpåhugg er usikker, og ytterligere undersøkelser kreves for endelig plassering. Det forventes ellers normale driveforhold i Kleivertunnelen, med kryssing av enkelte svakhetssoner. Det er noe usikkerhet ved plassering og høyde for tverrslagstunnelen med påhugg nord for jernbanelinjen.

Det er generelt usikkerhet knyttet til grunnforhold (beliggenhet og omfang av svakhetssoner i berg) og setningsfare for boligbebyggelse. Utførelse av supplerende grunnundersøkelser vil være krevende på grunn av tett boligbebyggelse og mye kabler og ledninger i veiene. Således kan det være utfordrende å innhente et omfang av undersøkelser som anses som tilfredsstillende i senere planfaser.

Basert på sårbarheten for Herregården anses det faglig sett å være mer negativt for Indre havn korridorene. Dette er imidlertid avhengig av at gjennomføringen av driving gjennom løsmasser i hengen for Kongegatakorridoren ikke viser seg å være mer komplisert enn antatt.

14 VIDERE ARBEID OG UNDERSØKELSER

14.1 Videre arbeider i detaljplanfasen

Det vil være behov for supplerende grunnundersøkelser for alle strekninger som skal videreføres fra hovedplan. Behovet vil være avhengig av valgt korridor. Plan for supplerende grunnundersøkelser anbefales utarbeidet når det er besluttet hvilke korridorer som skal utredes videre i detaljplanfasen. Arbeidet med de supplerende grunnundersøkelsene må igangsettes så tidlig som mulig, for å ha tilstrekkelig grunnlag når prosjekteringen igangsettes.

14.1.1 Ingeniørgeologiske undersøkelser

For de fleste tunnelstrekningene, og en del strekninger i skjæring, vil det være behov for å kartlegge bergoverflatens beliggenhet mer detaljert. Både bergkontrollboring og geofysiske metoder kan være aktuelt. Det vil spesielt være aktuelt å utføre kjerneboringer for å undersøke beskaffenhet og mektighet av utvalgte svakhetssoner.

For detaljerte vurderinger av bergskjæringers utforming og behov for stabilitetssikring må det også vurderes behov for andre undersøkelser. Borehullslogging og refraksjonsseismikk kan være aktuelt.

For mer nøyaktig bestemmelse av påhuggsplassering for tunneler vil det de fleste steder være behov for detaljerte undersøkelser av bergets beliggenhet.

Plassering av traseer for tverrslag og rømnings tunneler er kun overordnet vurdert i hovedplan. I detaljplan vil det innledningsvis være behov for en gjennomgang og optimalisering av tverrslagenes beliggenhet.

I detaljplanfasen bør det også utføres tester av representativt bergartsmateriale for undersøkelse av massenes brukbarhet til ulike formål, som for eksempel tilsag til betong, bruk i underbygning eller vegoppbygning.

14.1.2 Hydrogeologiske undersøkelser

I detaljplanfasen vil det være behov for å dokumentere naturlig variasjon i grunnvannsnivå i berg og løsmasser og poretrykk i leirer for utvalgte strekninger av valgt trasé. Dette er nødvendig for bedre å kunne vurdere valg av tettekrav i bergtunneler og ved spunting av åpen byggegrop.

Det vil være behov for et hydrogeologisk overvåkningsnettverk for å registrere dagens variasjoner i grunnvannsnivå og poretrykk sammenholdt med situasjonen under og etter anleggsfasen. Dataene vil gi grunnlag for eventuelle justeringer i tiltak under anleggsfasen, og om nødvendig også i driftsfasen.

Det er flere sårbare områder, for eksempel Herregården i Larvik, der det vil være behov for en grundigere vurdering og overvåkning over flere år. For utvalgte områder bør det etableres overvåkning av utvalgte bygninger med nivellering før, under og etter anleggsperioden. Det bør også planlegges for eventuelle brønner for infiltrasjon av vann i anleggsfasen for opprettholdelse av poretrykk i leiravsetninger i byområder.

14.2 Riktig omfang av forundersøkelser

I Statens vegvesens Publikasjon nr. 101 «Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg» [19], er det gitt retningslinjer for hva som er rimelig omfang av forundersøkelser for ulike typer tunneler og berganlegg. Anbefalingene om omfang av grunnundersøkelser tar utgangspunkt i NS-EN 1997 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Retningslinjene er videre basert på erfaringstall, og er inndelt i ulike kategorier avhengig av vanskelighetsgrad og hvilke krav som stilles til anlegget.

Det vil være stor forskjell i vanskelighetsgrad ved rangering av grunnforhold for de ulike korridorene og tunnelene mellom Stokke og Larvik. Traseer som ligger i ubebygde områder vil generelt være enklere å undersøke enn traseer under tett bebyggelse, der tilgjengeligheten til terrenget for utførelse av undersøkelser er vanskelig. For de lengste tunnelalternativene i området Unneberg – Mokollen i

Sandefjord og Byskogentunnelene i Larvik, karakteriseres vanskelighetsgraden som «stor» i henhold til retningslinjene i Publikasjon nr. 101.

Krav til anlegget finnes dels ved vurdering av funksjonskrav og dels ved vurdering av anleggets mulige påvirkning på omgivelsene. For de lengste tunnelene som beskrevet over klassifiseres krav til anlegget som «store» i henhold til retningslinjene.

Ved å kombinere vanskelighetsgrad og krav til anlegget plasseres tunnelene i undersøkelsesklasse D, som gir et anbefalt undersøkelsesomfang som funksjon av tunnelenes lengde. Undersøkelsesomfang (kostnader) er angitt i prosent av sprengningskostnad. Sprengningskostnad omfatter sprengning og utlasting inklusive riggekostnader. For tunnel Breidablikk - Mokollen, med tunnellengde ca. 1,3 km, er anbefalt omfang av forundersøkelser ca. 11 %. For Byskogentunnelen i Larvik, med tunnellengde 2-2,5 km avhengig av valgt korridor, vil anbefalt omfang av forundersøkelser ligge i området 10-11 %.

Tunneler beliggende i bystrøk med liten overdekning vil generelt kreve økte forundersøkelser, og også økte vurderinger og undersøkelser foran stuff under bygging, sammenlignet med tunneler i mindre krevende områder.

Hovedtyngden av forundersøkelsene bør gjøres i reguleringsplanfasen. Normal fordeling av kostnader til forundersøkelser i de ulike prosjektfasene varierer mye fra prosjekt til prosjekt, avhengig av type anlegg, mulig påvirkning av omgivelsene etc. For prosjektene som er analysert i Publikasjon nr. 101 ble 15-35 % av forundersøkelsene utført i oversiktsplan (hovedplan) og 25-60 % i reguleringsplanfasen.

Nødvendig omfang av forundersøkelser er også avhengig av kontraktsform og drivemetode. Type kontrakt vil være av betydning, spesielt når det gjelder hvilke muligheter kontrakten gir for å takle uventede grunnforhold. Driving med TBM vil generelt kreve bedre kjennskap til grunnforholdene og økt dokumentasjon av en del parametere enn det konvensjonell sprengning krever.

15 VEDLEGG

15.1 Vedlegg 1 – Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger

Vedlegg 1 består av ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger for alle tunnelstrekninger, og er på totalt 18 sider inkludert forside. Vedlegget foreligger som egen fil.

Innhold i vedlegg 1 er oppsummert i Tabell 15-1.

Tabell 15-1: Oversikt over innhold i vedlegg 1

Side	Korridor	Strekning	Sted/tunnel
2	Torp vest	Torp Sandefjord lufthavn til Mokollen	Feensåstunnelen
3	Torp vest	Torp Sandefjord lufthavn til Mokollen	Unneberg tunnelen, Drakeåsen – Mokollentunnelen
4	Torp vest	Torp Sandefjord lufthavn til Mokollen	Drakeåsen – Mokollentunnelen
5	Torp vest	Torp Sandefjord lufthavn via Storås til Mokollen	Storåstunnelen
6	Torp vest	Torp Sandefjord lufthavn via Storås til Mokollen	Unneberg – Mokollentunnelen
7	Torp vest	Torp Sandefjord lufthavn via Storås til Mokollen	Unneberg – Mokollentunnelen
8	Unneberg		Unneberg tunnelen, Drakeåsen – Mokollentunnelen
9	Verningen		Hegdaltunnelen
10	Verningen		Byskogentunnelen
11	Stålaker	Stålaker vest til Byskogen	Ramsåstunnelen
12	Stålaker	Stålaker øst til Byskogen	Løkåsentunnelen
13	Stålaker	Stålaker øst til Byskogen	Åsmundrødtunnelen
14	Stålaker	Stålaker øst til Byskogen	Byskogentunnelen
15	Kongegata		Byskogentunnelen
16	Kongegata		Kleivertunnelen
17	Indre havn	Byskogen via høy Larvik stasjon til Kleivertunnelen	Byskogentunnelen
18	Indre havn	Byskogen via høy Larvik stasjon til Kleivertunnelen	Kleivertunnelen

Plan og profil er utarbeidet i målestokk 1:2000 (i A3-format). Dette avviker fra Statens vegvesens håndbok N500, der kravet er at geologisk kart skal være i 1:1000. Lengdeprofiler er presentert med høyde/lengde-forhold 1:1. Målestokk er valgt for å presentere geologiske forhold langs tunneltraseene på en mest mulig oversiktlig måte.

16 DOKUMENTINFORMASJON

16.1 Endringslogg

Rev.	Endring
00-1	Utkast – Ikke ferdig kontrollert 06.04.2018
00A	Første utgave sendt 27.04.2018, endringer fra 00-1 er markert med strek i margen.
01A	Oppdatert etter kommentarer fra Bane NOR. Endringer fra 00A er markert med strek i margen.

16.2 Terminologi

Term	Utfyllende beskrivelse
NOAV	Norconsult / Asplan Viak
Q-systemet	System for klassifisering av bergmasser med hensyn til stabilitet av tunneler og bergrom. De forskjellige Q-verdiene relateres til ulike typer permanent sikring gjennom et skjematisk sikringsdiagram.
RQD	Rock Quality Designation, oppsprekkingsfaktor
Jn	Tall for sprekesett
Jr	Sprekkeruhetstall
Ja	Tall for sprekefylling
Jw	Sprekkevannstall
SRF	Stress Reduction Factor, spenningsfaktor
ESR	Excavation Support Ratio, uttrykk for sikkerhetskrav til et berganlegg
Hydraulisk ledningsevne	Proporsjonalitetskonstant som relaterer vannstrømningsrate gjennom et medium til gradienten. Avhenger av både vannets og mediets egenskaper. [www.grunnvann.no]
Stuff	Arbeidsfront i tunnel
Rørskjerm	Metode for sikring foran stuff ved driving av tunnel i løsmasser eller gjennom mektige svakhetssoner med løsmassekarakter. Metoden innebærer at grunnen forsterkes med stålrør som settes i en skjerm rundt hele eller deler av tunneltverrsnittet, og deretter injiseres. En komplett rørskjerm-løsning består også av tung arbeidssikring ved stuff, i form av stålbuer eller annen tung sikring under rørskjermen.

16.3 Referanseliste

- [1] Konseptvalgutredning for IC-strekningen Oslo – Skien, Jernbaneverket, 12. februar 2012
- [2] InterCity-prosjektet Vestfoldbanen Tønsberg – Larvik, Forstudierapport, ICP-36-A-25500
- [3] Vestfoldbanen Tønsberg – Farrisidet, helikopter AEM – intercity-prosjektet Datarapport, ICP-36-V-70000.
- [4] InterCity-prosjektet Vestfoldbanen Tønsberg – Larvik, Fagrapport geoteknikk Stokke – Larvik, ICP-36-V-25762, rev. 00A.
- [5] InterCity-prosjektet Tønsberg – Skien, Rapport geofysiske undersøkelser, ICP-36-V-25752, rev. 02A.
- [6] InterCity-prosjektet Vestfoldbanen, Stokke – Larvik, Temarapport tunnel, ICP-36-A-25764.
- [7] Dypforvitring i Oslo-regionen. Påvisning og oppfølgende undersøkelser av 2007-12-12, utarbeidet av NGU for Statens Vegvesen.
- [8] Aktsomhetskart for tunnelplanlegging, veileder, NGU 2013 (www.ngu.no).
- [9] Modernisering av Vestfoldbanen, Parsell 7.1 Barkåker – Tønsberg, Ingeniørgeologisk rapport, 15. mai 2001.
- [10] E18 Larvikstunnelen. Ingeniørgeologisk sluttrapport for sikkerhetsgodkjenning. Statens vegvesen Region sør, 2017-04-20.
- [11] E18 Bommestad – Sky, Ingeniørgeologisk rapport for byggeplan, utarbeidet av Rambøll for Statens vegvesen Region sør, 2013-09-20.
- [12] E18 Martineåstunnelen. Ingeniørgeologisk sluttrapport for sikkerhetsgodkjenning. Statens vegvesen Region sør, 2018-03-09.
- [13] InterCity-prosjektet Vestfoldbanen Tønsberg – Larvik, Fagrapport områdestabilitet, ICP-36-V-25710.
- [14] Norges geotekniske institutt, 2015. Bruk av Q-systemet, Bergmasseklassifisering og bergforsterkning, håndbok.
- [15] Bergmekanikkdagen 2005: Ringveg Nord Tønsberg. Tunneldriving og injeksjon i rombeporfyrr – Frodeåstunnelen, Terje Kirkeby og Arvid Veseth.
- [16] Presentasjon fra Ringveg Nord. Tunneldriving og injeksjon i rombeporfyrr: Frodeåstunnelen, 2006.
- [17] Vestfold Vann IKS: Klasuleringsbestemmelser for Vestfold Vanns hovedvannledning, 14.08.2014.
- [18] Tuttle, K.J.: Parameterstudie av grunnvannstrykk-endring i grunnen, International Association of Hydrogeologists – Norge. Dagseminar, presentasjon, 22.3.2017.
- [19] Statens vegvesen, Vegdirektoratet, 2003: Publikasjon nr. 101 Riktig omfang av forundersøkelser for berganlegg.
- [20] Norconsult, 2012: Forprosjekt – Kryssing av Hammerdalen. Foreløpig forståelse av hydrogeologien av Farris/Hammerdalen. Jernbaneverket. 2012-11.05.
- [21] Asplan Viak, 2015: Vurdering av risiko for Farrisilden ved E18-utbygging – overvåkning under anleggsfasen. Notat for SVV.