






E6 Kvithammar – Åsen


Detaljregulering Stjørdal kommune

*Høghåmmårtunnelen
Ingeniørgeologisk rapport til reguleringsplan*

Rapport nr.	Dato
R1-GEOL-03	25.08.2020
	


 Sustainable engineering and design		Side 2 av 2
Rapport nr. R1-GEOL-03	E6 Kvithammar – Åsen. Detaljregulering Stjørdal kommune	
	Høghåmmårtunnelen. Ingeniørgeologisk rapport til reguleringsplan.	

Revisjonshistorikk

 Sustainable engineering and design					
Rev.	Dato	Beskrivelse	Sign.	Kont.	Godkj.
00	25.08.2020	Detaljregulering	nojaco	nobent	nobent


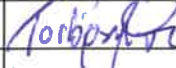

Geoteknisk kategori/konsekvens-/pålitelighetsklasse

Geoteknisk kategori	Konsekvens-/pålitelighetsklasse	Konsekvens-klasse	Beskrivelse
Geoteknisk kategori 1	←CC1/RC1 <input type="checkbox"/>	CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, og små eller utvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser
Geoteknisk kategori 2	←CC2/RC2 <input type="checkbox"/>	CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser
Geoteknisk kategori 3	←CC3/RC3 ev RC4 <input checked="" type="checkbox"/>	CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser

Kategori/konsekvensklasse er fastsatt av			
	Enhet/navn	Signatur	Dato
Geoteknisk Prosjekterende	Sweco Norge AS v/Kine W. Jacobsen		8.6.2020
Oppdragsgiver	Nye Veier AS v/ Kari Charlotte Sellgren		

Kommentarer til valg av geoteknisk kategori/konsekvensklasse/pålitelighetsklasse
<p>Prosjektet E6 Kvithamar – Åsen omfatter totalt 4 tunneler, hvorav 2 i Stjørdal kommune: Forbordsfjelltunnelen og Høghåmmårtunnelen. Begge tunneler skal bygges under jomfruelig terreng mellom Kvithamar og Vuddudalen. Denne rapporten omhandler Høghåmmårtunnelen med påhugg sør i Langsteindalen og påhugg nord i Vuddudalen. Tunnelen vil bli om lag 1360 meter lang og skal bygges med to parallelle løp med tunnelprofil T10,5.</p> <p>Geoteknisk kategori styres av vanskelighetsgrad og pålitelighetsklasse. Grunnundersøkelser og kartlegging i felt viser at det kan forventes bergmasse med bergmassekvalitet og forhold som kan håndteres ved hjelp av konvensjonelle metoder. Vanskelighetsgrad vurderes til middels og pålitelighetsklasse CC/RC2, noe som gir geoteknisk kategori 2. Håndbok N500 stiller krav til at påhuggsområder skal ligge i CC/RC3, det vil si geoteknisk kategori 3. Forskjæringene inn mot påhugg sør vil få høyde inntil 23 meter inntil sørgående løp. Dette gjør at den havner i geoteknisk kategori 3 på grunn av krav i Håndbok N200 for bergskjæring med høyde > 10 m.</p> <p>For CC/RC 3 stiller PKK3 krav til egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll.</p>

Prosjekteringskontroll

	Enhet/Navn	Signatur	Dato
Egenkontroll	Kine W. Jacobsen/ Martin Flåten		8.6.2020
Intern systematisk kontroll	Bent Aagaard		8.6.2020
Utvidet kontroll	Norconsult v/ Marianne Kanestrøm Rødseth		4.6.2020
Godkjent			

Krav til prosjekteringskontroll

Valg av prosjekteringskontroll-klasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighets-klasse	Minste prosjekterings-kontrollklasse	Egenkontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll
CC/RC1	PKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
CC/RC2	PKK2	Kreves	Kreves	Kreves
CC/RC3	PKK3	Kreves	Kreves	Kreves
CC/RC4	Skal spesifiseres	Kreves	Kreves	Kreves

Høghåmmårtunnelen

Ingeniørgeologisk rapport til reguleringsplan



Kunde: DR.ING AAS-JAKOBSEN Trondheim AS

Prosjekt: E6 Kvithammar - Åsen Samhandlingsfase

Prosjektnummer: 10212645

Dokumentnummer: R1-GEOL-03

Rev.: 00

Sammendrag:

Nye Veier skal bygge ut E6 på strekningen fra Kvithammar i Stjørdal kommune til Åsen i Levanger kommune. Vegen skal bygges som firefelts motorveg med fartsgrense 110 km/t. Prosjektet omfatter 2 tunneler i Stjørdal kommune: Forbordsfjelltunnelen og Høghåmmårtunnelen. Denne rapporten omhandler Høghåmmårtunnelen med påhugg sør i Langsteindalen og påhugg nord i Vuddudalen. ÅDT i 2045 er beregnet til 13.500, noe som medfører tunnelklasse E og profil T10,5. Tunnellengde blir ca. 1370 m for sørgående løp, 1360 m for nordgående.

Tunnelen skal bygges under jomfruelig terreng mellom Langsteindalen og Vuddudalen. Tunnelen skal i hovedsak drives gjennom grønnstein, og går over i konglomerat de siste 100-200 meter i nord. Et anslag på fordeling i bergmasseklasser gir ca. 89 % av tunnelen i bergmasseklasse A til D (sikringsklasse I til III). Stabilitetssikring vil omfatte bolter, fiberarmert sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer. Beregnet sikringsomfang omfatter blant annet ca. 4,1 bolt og 2,8 m³ sprøytebetong pr. løpemeter tunnel. Med de innlekkasjekravene som er satt, forventes ikke behov for sonderboring og injeksjon i tunnelen. Behov for sonderboring og injeksjon kan likevel ikke utelukkes.

Rapporteringsstatus:

- Endelig
 Oversendelse for kommentar
 Utkast

Utarbeidet av: Kine Wenberg Jacobsen, Martin Flåten, Sylvi Gaut	Sign.:
Kontrollert av: Bent Aagaard	Sign.:
Prosjektleder: Kine W. Jacobsen	Prosjekteier: Torbjørn Yri

Revisjonshistorikk:

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet av	Kontrollert av
00	25.08.2020	Detaljregulering	nojaco/nomfla	nobent

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	5
1.1	Bakgrunn	5
1.2	Linjeføring og tunneltverrsnitt	5
1.3	Geoteknisk kategori	6
1.4	Styrende dokumenter	8
1.5	Kartgrunnlag og terrengmodell	9
2	Faktadel	10
2.1	Topografi	10
2.2	Ingeniørgeologisk kartlegging	10
2.3	Grunnundersøkelser	11
2.3.1	Grunnboringer	11
2.3.2	Kjerneboringer	12
2.4	Analyser	13
2.4.1	Mekaniske egenskaper	14
2.4.2	Svellepotensiale	15
2.4.3	Egnethet til vegformål	15
2.4.4	Syredannende bergarter	15
2.4.5	Vannkjemiske analyser	16
2.5	Kvartærgeologisk beskrivelse	17
2.6	Bergartsbeskrivelse	17
2.7	Bergmassebeskrivelse	18
2.7.1	Oppsprekking	18
2.7.2	Lineamenter	18
2.7.3	Bergmassens konduktivitet og karst	19
2.8	Omgivelser	20
2.8.1	Bebyggelse	20
2.8.2	Brønner, oppkommer, tjern og myrer	21
2.8.3	Ytre miljø	21
2.9	Naturfare	22
2.9.1	Påhugg sør, Langsteindalen	22
2.9.2	Påhugg nord, Vuddudalen	22
3	Tolkningsdel, ingeniørgeologiske vurderinger	23
3.1	Stabilitet	23
3.1.1	Bergartsgrenser	23
3.1.2	Svakhetssoner	23

3.1.3	Sikringsbehov tunnel.....	24
3.1.4	Bergspenninger	26
3.1.5	Påhugg og forskjæringer	26
3.2	Hydrogeologiske forhold	30
3.2.1	Sårbare områder	30
3.2.2	Influensområde.....	31
3.2.3	Innlekkasjekrav.....	32
3.2.4	Innlekkasje av vann under driving.....	34
3.2.5	Vann- og frostsikring	34
3.3	Borbarhet og sprengbarhet	35
3.4	Anvendelse av steinmateriale	35
3.4.1	Forsterkningslag til veg	35
3.4.2	Bærelag til veg	35
3.4.3	Delmaterialer til asfalt.....	36
3.4.4	Grusdekker.....	36
3.5	Syredannende bergarter	36
3.6	Vibrasjoner og støt	37
3.7	Naturfarevurderinger	38
3.8	Usikkerheter	39
3.9	Videre arbeider.....	39
4	Referanser	41

Vedlegg

1. Bilder
2. Ingeniørgeologiske tegninger, plan og lengdeprofil
3. Kwartærgeologisk kart
4. Berggrunnskart
5. Sprekkerose/stereoplott
6. Aktsomhetskart skred
7. Beregnet grenseverdi for rystelser iht. NS8141
8. Notater kjerneboringer
9. Rapporter SINTEF
10. Rapporter NTNU
11. Rapporter Veidekke
12. Rapport ALS
13. Notat N0-GEOL-12 Syredannende bergarter
14. Tverrprofiler forskjæring
15. Rapport Eurofins

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Nye Veier planlegger ny E6 fra Kvithammar til Åsen i Stjørdal og Levanger kommune. Vegen planlegges som firefelts motorveg med fartsgrense 110 km/t på hele strekningen, og vil redusere reisetiden mellom Åsen og Stjørdal med 9 minutter.

Eksisterende E6 mellom Stjørdal og Åsen er en tofelts veg med fartsgrense 70 km/t på store deler av strekningen. Forbi Skatval er det mange kryss og avkjørsler, mens på strekningen fra Skatval til Åsen er det lite bebyggelse langs E6. Her går imidlertid vegen i sidebratt terreng parallelt med jernbanen, en strekning som er svært sårbar ved hendelser. I nord går eksisterende E6 gjennom Åsen sentrum.

Strekningen er ulykkesutsatt med en ulykkesfrekvens som er dobbelt så høy som tilsvarende veger. ÅDT på dagens veg er ca. 12.000 på strekningen Kvithammar – Skatval, mens det på strekningen Skatval – Åsen er en ÅDT på ca. 8.800. Gjennom Åsen sentrum er ÅDT på ca. 8.400. Tuntrafikkandelen er ca. 16 %. (Trafikktallene er 2019-tall fra NVDB).

Planforslaget går ut på å bygge firefelts veg på strekningen. Total lengde på ny E6 er 19,8 km, hvorav 9,3 km ligger i Stjørdal kommune. Det skal bygges to tunneler i Stjørdal kommune, Forbordsfjelltunnelen (6080 m) og Høghåmmårtunnelen (1360 m). Kommunegrensa mellom Stjørdal og Levanger går midt i Høghåmmårtunnelen. På strekningen mellom Kvithammar og Holan bygges det ny bru over Vollselva og Nordlandsbanen, Vollselvbrua. Kvithammarkrysset vil bygges om med større rundkjøringer og nye nordvendte ramper. Det etableres ingen andre kryss på strekningen i Stjørdal kommune. I Langsteindalen vil Langsteinvegen gå under E6 i en ny undergang.

Som en konsekvens av planforslaget vil dagens E6 bli nedklassifisert til fylkesveg. Vegen vil kobles til eksisterende vegnett i Kvithammarkrysset.

Denne rapporten omhandler Høghåmmårtunnelen med påhugg sør i Langsteindalen og påhugg nord i Vuddudalen.

I detaljprosjekteringen vil omfang og løsninger bli detaljert videre basert på videre undersøkelser, mer detaljerte beregninger og vurderinger. Det kan derfor bli mindre endringer i viste løsninger fra reguleringsplan til byggeplan.

1.2 Linjeføring og tunnelverrsnitt

Tunnelen planlegges for en ÅDT i 2045 på 13.500 [33] og fartsgrense 110 km/t, noe som gjør at tunnelen vil ligge i tunnelklasse E. Dimensjoneringsklasse er H3, og medfører tunnelprofil T10,5 og to parallelle løp. De to tunnellopene vil følge hverandre tilnærmet parallelt med en minste avstand på 10 meter mellom sprengningsprofilene.

De to tunnellopene har egen senterlinje med profilering. Nordgående løp er veglinje 10400 og sørgående løp er veglinje 10500. Nordgående løp (linje 10400) blir brukt som referanselinje ved angivelse av profilnummer i rapporten dersom ikke annet er spesifisert.

Påhugg sør i Langsteindalen skal etableres med skrå påhuggsflate. Nordgående løp får påhugg ved profil 8670 og sørgående løp ved profil 8663 (linje 10500). Påhugg nord i Vuddudalen

etableres med rett påhugg ved profil 10028 (profil 10035 for linje 10500). Dette gir en tunnallengde på ca. 1360 m for nordgående løp og ca. 1370 m for sørgående løp.

Håndbok N500 [5] stiller krav til at havarinisjer etableres for hver 500 m i hvert løp. Start av første nisje knyttet til inngående trafikk skal være maksimalt 250 m fra tunnelmunning. Tekniske rom etableres i forbindelse med havarinisjer, tverrstillt på tunnellopet i høyre vegg sett med kjøreretningen. Rommene etableres med profil tilnærmet T8,5 og får en lengde på ca. 30 meter fra vegskulder. Det vil bli ett teknisk rom i hvert av tunnellopene, lokalisert ved ende for innkjøring. Gangbare tverrforbindelser etableres for hver 250 m i henhold til krav om nødutganger i N500, det blir totalt 5 stk. Tverrforbindelser i forbindelse med tekniske rom vil bli sprengt med tunnelprofil T8,5. Av de tre øvrige vil én bli sprengt med T8,5 og to med profil T5,5. Dette av anleggstekniske hensyn. Prosjektet har foreløpig ikke avgjort om det også skal etableres kjørbare tverrforbindelser for nødetaer. En slik avklaring vil komme i byggeplanfasen.

For detaljer rundt tunnelens geometri henvises til fagrapport tunnel for prosjektet [17]. Her sammenfattes krav til utforming og utrustning av tunneler samt overordnet beskrivelse av tekniske løsninger.

I forbindelse med krav til slokkevann til tunnelene er det utredet ulike alternativer for vannforsyning som kan forsyne både Forbordsfjelltunnelen og Høghåmmårtunnelen. Ett av alternativene er at det opprettes eget slokkevannsbasseng for Høghåmmåren. Bassenget vil som utgangspunkt sprenges som en hall med tverrsnitt tilsvarende en T8,5 tunnel og orientering normalt på tunnellopet. Endelig løsning med dimensjoner og plassering av et slikt basseng er pr. i dag ikke avklart. For detaljer knyttet til forutsetninger henvises til fagrapport VA på prosjektet [20].

Tunnelen inkludert bergsikring skal dimensjoneres for en brukstid på 100 år i henhold til N500 [5].

1.3 Geoteknisk kategori

Tunnelen skal klassifiseres i geoteknisk kategori ut fra kompleksitet og risiko, og for vegprosjekter bestemmes dette i henhold til Eurokode 7 [2]. I utgangspunktet skal alle tunnelprosjekter ligge i geoteknisk kategori 3. For tunneler der forundersøkelsene viser godt og forutsigbart berg kan det være aktuelt å benytte geoteknisk kategori 2.

Geoteknisk kategori er en funksjon av vanskelighetsgrad og pålitelighetsklasse og er gitt av tabell 1:

Tabell 1 Definisjon av geoteknisk kategori [3].

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

Vanskelighetsgraden ligger til grunn for valg av pålitelighetsklasse og avhenger av grunnforholdenes kompleksitet og type prosjekt, og klassifiseres som angitt i tabell 2.

Tabell 2 Klassifisering av vanskelighetsgrad [3].

Vanskelighetsgrad	Beskrivelse
Lav	Oversiktlige og enkle grunnforhold eller et prosjekt som er lite påvirket av grunnforholdene. Ingen eller bare enkle grunnundersøkelser kreves for å fastlegge eventuelle nødvendige geotekniske parametere. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
Middels	Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Metoder for fastleggelse av grunnforhold og for dimensjonering er godt utviklet. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
Høy	Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Metoder for fastleggelse av pålitelige parametere eller for dimensjonering er lite utviklet. Bare begrensede erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.

For valg av pålitelighetsklasse refereres til NS-EN 1990 og tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg til denne, se figur 1 nedenfor.

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk

Figur 1 Valg av pålitelighetsklasse. Skjermdump av tabell NA.A1 i nasjonalt tillegg til NS-EN 1990 [13].

Grunnundersøkelser og kartlegging i felt viser at det kan forventes bergmasse med bergmassekvalitet og forhold som kan håndteres ved hjelp av konvensjonelle metoder. Vanskelighetsgrad vurderes til middels og pålitelighetsklasse CC/RC2, noe som gir geoteknikk kategori 2. Håndbok N500 stiller krav til at påhuggsområder skal ligge i CC/RC3, det vil si geoteknikk kategori 3. Forskjæringene inn mot påhugg sør vil få høyde inntil 23 meter inntil sørgående løp. Dette gjør at den klassifiseres i geoteknikk kategori 3 på grunn av krav i Håndbok N200 til bergskjæring med høyde > 10 m.

Avhengig av pålitelighetsklasse CC/RC stilles krav til prosjekteringskontrollklasse med tilhørende krav til kontrollform slik det fremgår av tabell 3 nedenfor. For CC/RC3 stiller PKK3 krav til egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. For CC/RC2 stiller PKK2 krav til egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. For PKK2 kan utvidet kontroll begrenses til kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket.

Tabell 3 Valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering, tabell NA-A(902) i NS-EN 1990 [13].

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll
CC/RC1	PKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
CC/RC2	PKK2	Kreves	Kreves	Kreves
CC/RC3	PKK3	Kreves	Kreves	Kreves
CC/RC4	Skal spesifiseres	Kreves	Kreves	Kreves

Eurokode 7 anbefaler fire forskjellige prosjekteringsmetoder [2]:

- Geoteknisk prosjektering ved beregning
- Prosjektering ved konstruktive tiltak
- Prøvebelastning og modellprøving
- Observasjonsmetoden

For tunneler på prosjektet E6 KÅ benyttes prosjektering ved beregning, prosjektering ved konstruktive tiltak og observasjonsmetoden. Erfaring, normal praksis og etablerte klassifiseringssystem benyttes for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.

1.4 Styrende dokumenter

Følgende styrende dokumenter er lagt til grunn ved utarbeidelse av denne rapporten:

- Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [1].
- Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1 Allmenne regler NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 [2].
- Veileder til bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering [3].
- Statens vegvesen Håndbok N200 Vegbygging, 2018 [4].
- Statens vegvesen Håndbok N500 Vegtunneler, 2016 [5].
- Statens vegvesen Håndbok V520 Tunnelveiledning, 2016 [6].
- Statens vegvesen Håndbok R760 Styring av vegprosjekter, 2019 [7].
- Statens vegvesen Håndbok R761 Prosesskode 1, 2018 [8].
- NS 8141:2001 Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk [9].

- NS8141-3:2014 Vibrasjoner og støt. Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire [10].

1.5 Kartgrunnlag og terrengmodell

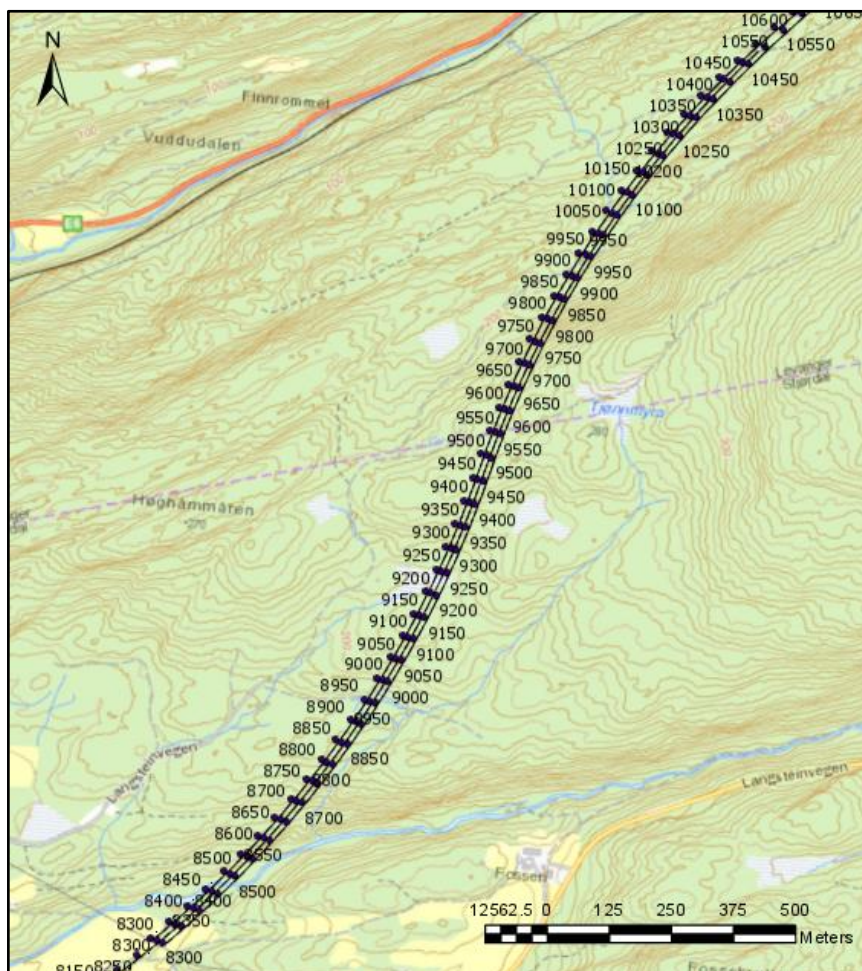
Følgende grunnlagsmateriale er benyttet til forberedelse av feltarbeid og utforming av ingeniørgeologisk rapport:

- Berggrunnskart fra NGU, 1:50 000 [34].
- Kvartærgeologisk kart med marin grense fra NGU, 1:250 000 [15].
- Grus- og pukkdatabasen fra NGU [14].
- Grunnvannsdatabase GRANADA fra NGU [35].
- Miljøstatus fra Miljødirektoratet [38]
- Vannmiljø fra Miljødirektoratet [12].
- Skredhendelser og aktsomhetskart fra NVE [36].
- Helningskart fra NGI [37]
- Nettbasert kartverktøy: «Norgebilder», «Norgei3D» og «Norgeskart».
- Gjeldende vegmodell i prosjektets Quadrimodell. Quadrimodellen omfatter bergmodell av 4.12.2019 fra NGI og terrengmodell av 4.10.2019.
- Terrengmodellen for prosjektet er basert på en kombinasjon av eksisterende flyskanning, ny fly- og bilskanning og ekkolodding utført og sammenstilt av Terratec. Terrengmodellen har nøyaktighet på 10 cm i områder der det er utført ny skanning, mens i områder kun med eksisterende flyskanning er det avvik på inntil 1 m. Forenklet terrengmodell er benyttet til utarbeidelse av tegninger.
- Til grunn for bergmodellen ligger utført AEM-skanning, informasjon om bergoverflaten fra utførte grunnundersøkelser samt observasjoner av bergblotninger i dagen. I modellen er det dessuten lagt inn forutsetning om at terreng med helning > 45 grader og mer enn 3 meters utbredelse defineres som bart berg for å fange opp bergskreenter. Bergmodellen forbedres ved hjelp av maskinlæring, noe som gjør at den forbedres etter hvert som supplerende informasjon legges inn. For kritiske områder har Sweco supplert bergmodellen med resultater fra refraksjonsseismikk (Åsen).

2 Faktadel

2.1 Topografi

Tunneltraseen til Høghåmmårtunnelen går fra Langsteindalen i sør til Vuddudalen i nord. Tunnelen ligger øst for Høghåmmåren og har lengdeakse i retning NNØ-SSV (figur 2).



Figur 2 Oversiktskart med traseen til Høghåmmårtunnelen.

Terrenget over traseen er i hovedsak skogkledd med bartrær. Fra påhugg sør i Langsteindalen stiger terrenget på med helning ca. 20° over en strekning på ca. 100 m. Videre nordover stiger terrenget med slak helning til høyeste overdekning ved ca. profil 9470. I dette punktet er overdekningen til tunnelen om lag 120 m. Store deler av tunnelen har overdekning mellom 40-120 m. Mot nordre påhugg i Vuddudalen avtar overdekningen. Terrenget over traseen i nordlig del har slak helning, hovedsak 10-20°.

2.2 Ingeniørgeologisk kartlegging

Kartlegging i felt er utført ved påhuggsområdene og sporadisk i terrenget over tunneltraseen. Bergartsgrensen mellom grønnstein og konglomerat er gått opp fra Langsteindalen og over til Vuddudalen. Det er tynt løsmassedecke langs hele traseen, og godt med bergblotninger som har vært mulig å kartlegge, se figur 3.



Figur 3 Registrerte blotninger i Vuddudalen, langs trasé og nært påhuggsområde (profil 10050).

Ingeniørgeologisk kartlegging er utført av ingeniørgeologene Bent Aagaard (BAA), Martin Flåten (MF), Anders Bergum (AB) og Kine Wenberg Jacobsen (KWJ) samt hydrogeolog Sylvi Gaut (SG). Kartleggingen er gjennomført i forbindelse med befaringer i prosjektområdet i løpet av samhandlingsfasen for prosjektet:

- 24.5.2019 Felles befarings ingeniørgeologi og hydrogeologi. Påhuggsområde ved Holan, Langsteindalen og Åsen. (BAA, MF, SG).
- 27.5.2019 Befaring i forbindelse med oppfølging av kjerneboring Langsteindalen (BAA).
- 18.9.2019 Langsteindalen, kartlegging av skredfare for reguleringsplan Langsteindalen og ingeniørgeologisk kartlegging av eksisterende vegskjæringer (MF, KWJ).
- 7.10.2019 Kartlegging bergartsgrenser fra Langsteindalen og oppover Vuddudalen (BAA, AB).
- 9.10.2019 Langsteindalen, ingeniørgeologisk kartlegging av eksisterende vegskjæringer (MF, KWJ).

Observasjoner i felt omfatter bergartsfordeling, oppsprekking av bergmassen, svakhetssoner, hydrogeologiske forhold, spenningsforhold, påhuggsmuligheter, skredfare og behov for supplerende grunnundersøkelser. Det er benyttet drone på enkelte lokaliteter. Et utvalg bilder er samlet i vedlegg 1.

2.3 Grunnundersøkelser

2.3.1 Grunnboringer

Det er utført grunnboringer (totalsonderinger og dreietrykksonderinger) i dagsonen i Langsteindalen, se figur 4. I forbindelse med kommunedelplanen var 2 boringer utført av Rambøll. Øvrige boringer er utført i reguleringsplanfasen. Det er ikke boret ved påhuggsområdene.

Bakgrunnen for dette er observasjoner av begrenset løsmasseoverdekning ved ingeniørgeologisk kartlegging, slik at boringer er vurdert som lite aktuelt her.

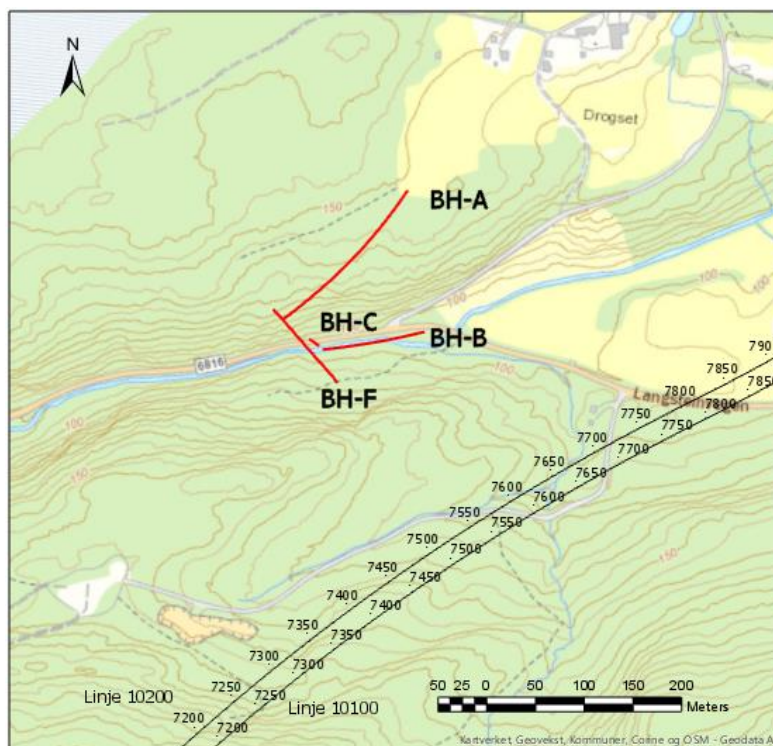
Det vises til fagrapport geoteknikk for detaljert oversikt med resultater [18].



Figur 4 Oversikt over utførte grunnboringer i Langsteindalen ved påhugg sør (utklipp fra Quadrimodell 16.04.2020).

2.3.2 Kjerneboringer

Før det ble besluttet å etablere veglinja med to tunneler mellom Holan og Vuddudalen og dagsone i Langsteindalen var det aktuelt med én lang tunnel som krysset dalen i området ved Drogset. For å få informasjon om svakhetssonen man forventet langs Langsteindalen, ble det boret totalt 4 kjerneborehull, borehull BH-A, BH-B, BH-C og BH-F (figur 5). De tre første ble utført i regi av Nye Veier i mars og april 2019. BH-F ble boret i juli 2019.



Figur 5 Utførte kjerneborehull BH-A, BH-B, BH-C og BH-F i Langsteindalen. Navn på borehull ved startpunkt.

Borehull BH-A er i sin helhet boret i grønnsteinen som Høghåmmårtunnelen skal drives gjennom. Borehull BH-B og BH-C er boret midt i svakhetssonen som følger dalen. Borehull BH-F er boret på tvers av svakhetssonen, og de siste ca. 50 m av hullet er i samme grønnstein som BH-A.

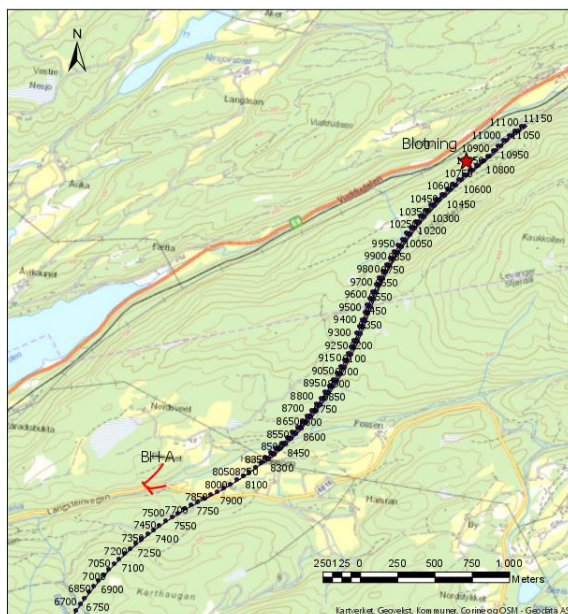
Langs trasé for Forbordsfjelltunnelen ble det utført 2 stk. kjerneboringer ved henholdsvis påhugg sør ved Holan (BH-D) og fra Seterkleiva (BH-E).

Borehullene BH-B, BH-C, BH-D og BH-E anses ikke som relevante for Høghåmmårtunnelen.

Notat som beskriver logging av borehull BH-A og BH-F er sammenstilt i vedlegg 8. Det henvises til rapport R1-GEOL-R02 for beskrivelse og logg for de øvrige hullene [41].

2.4 Analyser

Prøver fra kjerneborhull BH-A er tatt langs tidligere trasé for tunnelen, som krysset under Langsteindalen, noe vest for endelig veglinje. Resultatene fra BH-A vurderes likevel som relevante da Høghåmmårtunnelen skal drives i samme bergart, og i samme område. Prøver fra blotning med konglomerat i Vuddudalen er tatt i dagsonen nord for tunnelen. Bergartsgrensen mellom grønnstein og konglomerat ligger ved påhugg nord/forskjæring. Oversikt over prøvelokaliteter er gitt av figur 6.



Figur 6 Oversikt over prøvelokaliteter.

2.4.1 Mekaniske egenskaper

Det er utført analyser av mekaniske egenskaper for 2 prøver hos SINTEF. Analysene omfatter blant annet borsynkindeks (DRI), borslitasjeindeks (BWI) og enaksiell trykkfasthet (UCS).

Analysene og alle testverdier er presentert i detalj i prøvingsrapportene fra SINTEF (vedlegg 9). En kort sammenfatning av noen av de viktigste resultatene fremgår av tabell 4 under.

Tabell 4 Sammenstilling av et utvalg resultater fra analyser av mekaniske egenskaper.

	BH-A Langstein 237-240 m Grønnstein	Blotning Vuddudalen Konglomerat
Borsynkindeks (DRI)	55 Middels	54 Middels
Borslitasjeindeks (BWI)	13 Meget lav	19 Meget lav
Enaksiell trykkfasthet (σ_c) [MPa]	91,2 Høy	81,1 Høy
Densitet	2,96	2,82

Det er utført analyser av mekaniske egenskaper også for prøver langs trasé for Forbordsfjelltunnelen. Disse prøvene er av fyllitt fra borehull BH-D ved påhugg sør, Holan, og av grønnstein fra borehull BH-E ved Seterkleiva. Det henvises til rapport R1-GEOL-R02 for resultater fra disse [41].

2.4.2 Svellepotensiale

Det er ikke tatt ut prøver for analyse av svellepotensiale.

2.4.3 Egnethet til vegformål

Det er utført tester for vurdering av steinmaterialets egnethet til vegformål. Levert steinmateriale er knust ned til riktig fraksjon i laboratoriet og testet for motstand mot slitasje (Micro-deval koeffisient) og motstand mot knusing (Los Angeles-verdien). Resultater fremgår av tabell 5. Laboratoriearbeidene er utført delvis av NTNU og Veidekke Industri i løpet av andre halvår 2019.

Tabell 5 Resultater fra testing av steinmaterialets egnethet til vegformål.

	BH-A ¹⁾ 244-251,5 Grønnstein	Blotning ²⁾ Vuddudalen Konglomerat
Los Angeles-verdi	11,4	15
Micro Deval koeffisient	12	20

¹⁾ Analyser utført ved NTNU ²⁾ Analyser utført av Veidekke Industri.

I grus- og pukkdatabasen til NGU ligger det resultater fra testing av en bergartsprøve fra Hamran i Langsteindalen, litt nordøst for påhugget, se vedlegg 14. Prøven er analysert i 2007/2008 og bergarten er klassifisert som en grønnstein.

For Forbordsfjelltunnelen er det utført testing av grønnstein fra borehull BH-E ved Seterkleiva. Det henvises til rapport R1-GEOL-R02 for resultater [41].

2.4.4 Syredannende bergarter

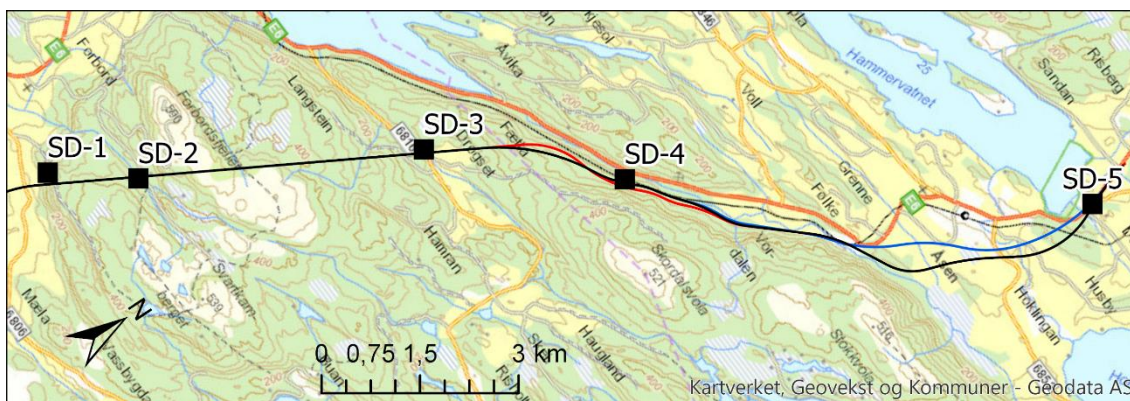
Det er utført analyse av 5 bergartsprøver for vurdering av syredannende potensiale, hvorav 2 prøver på strekningen for Forbordsfjelltunnelen og 2 for Høghåmmårtunnelen. I tillegg er det 1 prøve fra Åsen. Analysene er utført av ALS Norge. For detaljerte resultater og beregninger henvises til Sweco notat N0-GEOL-12, Vedlegg 13.

Prøvene som er analysert er tatt ut fra kjerneborehull og fra blotninger i dagen. En oversikt over prøvene fremgår av tabell 6, og lokalisering av sted for prøvetaking er vist i figur 7.

Tabell 6 Oversikt over analyserte prøver.

Prøve	Lokalitet	Bergart
SD-1	BH-D, Holan, 327-330 m	Fyllitt
SD-2	BH-E, Seterkleiva, 289-296 m	Grønnstein
SD-3	BH-A, Seterkleiva, 237-240 m	Grønnstein
SD-4	Vuddudalen, blotning	Konglomerat
SD-5	Åsen nord, eks. skjæring	Metasandstein

Prøvene SD-1 og SD-2 er lokalisert på strekningen for Forbordsfjelltunnelen og SD-3 er lokalisert på strekningen for Høghåmmårtunnelen (SD-4 er lokalisert nord for Høghåmmårtunnelen) (figur 7).



Figur 7 Plassering av prøvelokalitetene.

2.4.5 Vannkjemiske analyser

Det er i henhold til databasen Vannmiljø, utført to målinger av vannkemi i Langsteinelva og en måling i Vulu. Målingene i Langsteinelva ble utført i 1986 og 1993, mens målingen i Vulu ble utført i 1987 og 2006 [12]. I Langsteinelva er det målt ledningsevne, pH, termotolerante koliforme bakterier, totalnitrogen og totalfosfor. Resultatene er vist i tabell 7. I Vulu er det målt E. coli, KOF mangan, ledningsevne, pH, totalnitrogen og totalfosfor. Resultatene er vist i tabell 8.

Tabell 7 Resultater fra vannprøver tatt i Langsteinelva i 1986 og 1993. Tabellen presenterer gjennomsnittsverdier. Det ble i 1986 utført tre målinger, mens det i 1993 ble utført to målinger. Data er hentet fra databasen Vannmiljø hos Miljødirektoratet [12].

Parameter	Enhet	1986	1993
pH		7,4	7,6
Ledningsevne	mS/m	8,0	87,5
Termotolerante koliforme bakterier	antall/100 ml	170	125
Totalnitrogen	µg/l N	576,7	340,0
Totalfosfor	µg/l P	17,7	11,0

Tabell 8 Resultater fra vannprøver tatt i Vulu i 1987 og 2006. Tabellen presenterer gjennomsnittsverdier. Det ble i 1987 utført fire målinger, mens det i 2006 ble utført to målinger. Data er hentet fra databasen Vannmiljø hos Miljødirektoratet [12].

Parameter	Enhet	1987	2006
KOF mangan	mg/l O	11,9	
pH		7,7	
Ledningsevne	mS/m	51,3	
E. coli	antall/100 ml		156,5
Totalnitrogen	µg/l N	867,5	1351,5
Totalfosfor	µg/l P	10,3*	19,8

* Kun tre målinger av totalfosfor

2.5 Kvartærgeologisk beskrivelse

Aktuelle visninger fra kvartærgeologisk kart fra NGU er sammenstilt i vedlegg 3.

I dalbunnen på Langsteindalen er det ifølge kartene hav- og fjordavsetninger, ofte med stor mektighet. Grunnundersøkelser bekrefter dette. Dalbunnen består av en leiravsetning med varierende tykkelse, en stor del av dette har gjennom undersøkelsene vist seg å være kvikkleire. Boringene viser mektigheter på opptil 30 m midt i dalen. Borehull N22148 er det borehullet med påvist kvikkleire som ligger nærmest forskjæringen til Høghåmmårtunnelen. Avstand til påhugget er i størrelsesorden 200-250 m.

I skråningen der påhugg sør skal etableres er det på kartet angitt usammenhengende eller tynt dekke av morenemateriale over dalbunnen. Ved påhugg nord i Vuddudalen angir kart fra NGU humusdekke eller tynt torvdekke over berggrunn. Vanligvis er mektigheten av humus/torvdekket 0,2-0,5 m. Dette stemmer godt med observasjoner gjort i felt, se figur 3 i kapittel 2.2 for oversikt over registrerte blotninger i Vuddudalen.

For detaljer vedrørende løsmasseforholdene i prosjektområdet henvises til fagrapport geoteknikk, R1-GEOT-09 [18].

2.6 Bergartsbeskrivelse

Bergartene i prosjektområdet er omdannede (metamorfe) bergarter overskjøvet under den Kaledonske fjellkjedefoldingen. Bergartene er en del av Undre Hovingruppe i Størendekket som består av omdannede sedimentære og vulkanske bergarter med antatt alder fra Ordovicium til tidlig Silur.

Høghåmmårtunnelen drives i all hovedsak gjennom grønnstein. I påhuggsområdet i Vuddudalen går grensen mellom grønnstein og polymikt konglomerat. Bergartsgrensen er kartlagt i felt og avviker noe fra det som er angitt på berggrunnskart fra NGU. Kartlagt bergartsgrense er gjengitt på ingeniørgeologisk kart i vedlegg 2.

I kjerneborehull BH-A er det kartlagt lag/linser av metadioritt med typisk mektighet 1-4 m. Ellers er bergarten i BH-A kartlagt som grønnstein.

Grønnsteinen er middels-/finkornet har en grønnlig farge og fremtrer generelt som kompetent i bergblotninger. Konglomeratet har en middels-/finkornet matriks og klaster av varierende størrelse fra ulike kildebergarter. Kartlagt konglomerat er i hovedsak kompetent og lite oppsprukket.

2.7 Bergmassebeskrivelse

2.7.1 Oppsprekking

Oppsprekkingen i området for Høghåmmårtunnelen følger i hovedsak 3 sprekkesett samt sporadiske sprekker (sprekkerose og stereoplott i vedlegg 5).

Hovedsprekkesettene for Høghåmmårtunnelen:

1. N30-50°V/60°NV-60°SØ

Relativt steilt sprekkesett med varierende fall. Typisk sprekkeavstand 0,3-2 m. Observerte sprekkeplan er i hovedsak irregulære og bølget. Sprekkeflater har en ru karakter, stedvis med noe overflateforvitring.

2. N90-110°Ø/80°NØ-80°SV

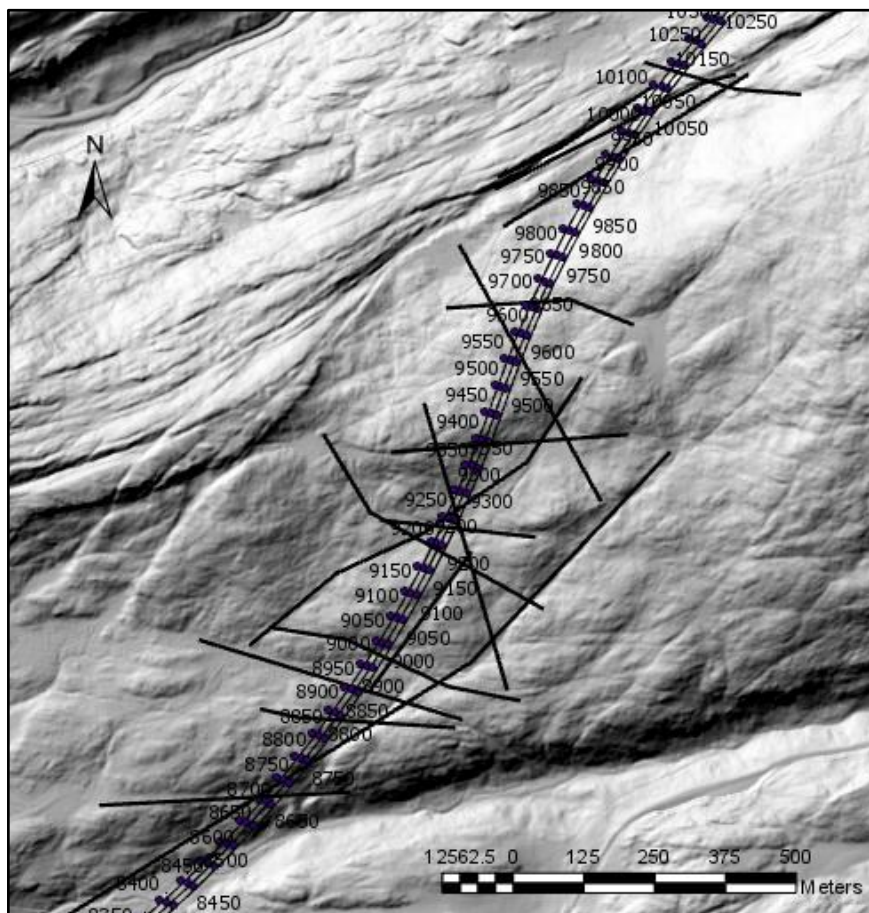
Relativt steilt sprekkesett med typisk sprekkeavstand 0,5-2 m. Observerte sprekkeplan er i hovedsak bølget med ru sprekkeflater.

3. N50-70°V/60-80°NV

Typisk sprekkeavstand 0,3-2 m. Hovedsakelig ru sprekkeplan og bølgete sprekkeflater.

2.7.2 Lineamenter

Det er identifisert 17 lineamenter med nærhet til traseen som tilsier at det vil kunne påvirke bergmassekvaliteten i tunnelen dersom de representerer svakhetssoner. Lineamentene er nummerert fra 34-50 (lineamenter over Forbordsfjelltunnelen har nummer 1-33). Lineamenter er søkk og depresjoner i terrenget med en gitt utstrekning. Identifisering av lineamenter er utført ved hjelp av topografiske kart og fjellskyggekart (figur 8). Lineamentene er angitt med tolket fall i ingeniørgeologisk kart (vedlegg 2).



Figur 8 Registrerte lineamenter i området for Høghåmmårtunnelen vist på fjellskyggekart.

Det er lite løsmasser over tunnelen slik at sprekkelineamenter blir godt eksponert.

Mange av lineamentene har samme orientering som sprekkesett 1 og 3. Lineamenter som har samme retning som sprekkesett 1 krysser tunnelens lengdeakse med en vinkel på om lag 20-40°. Lineamentene som har samme retning som sprekkesett 3 krysser tunnelens lengdeakse tilnærmet vinkelrett. Denne orienteringen er gunstig i forhold til en eventuell svakhetssones utbredelse i tunnelen. Ytterligere informasjon om lineamentene og tolkning av svakhetssoner er gitt i kap. 3.1.2.

2.7.3 Bergmassens konduktivitet og karst

Bergmassens konduktivitet

Vanntapsmålinger (vanninnpressingsforsøk) er utført i kjerneborhullene. Beregning av Lugeon-verdi er gjort ved å måle vanntap per meter borehull. Generelt er vanntapsmålingene utført i seksjoner på 6-7 m. 1 Lugeon tilsvarer en permeabilitet i området 10^{-7} m/s.

Borehull BH-F er boret på tvers av svakhetssonen i Langsteindalen, og de siste ca. 50 m av hullet er boret i samme grønnstein som i borehull BH-A. Vanntapsmålingene i hullet er utført over 5-6 m lange seksjoner. Lugeon-verdiene varierer fra $L = 1,17$ til $L = 3,1$ fra partiet ved boret dybde 75-125 m, som antas å være representativt for Høghåmmårtunnelen.

Borehull BH-A er boret i grønnstein på nordsiden av Langsteindalen, vest for påhugg sør, Høghåmmårtunnelen. Kjernene viser lav til moderat oppsprekingsgrad og svakhetssonene består av oppsprukne partier på typisk 0,5-2 m tykkelse (GEOL-07, vedlegg 8). Vanntapsmålingene i hullet er utført over 7 m lange seksjoner. Lugeon-verdiene varierer fra $L = 0$ til $L = 3,14$, men generelt ligger verdiene mellom $L = 0$ og $L = 0,7$. Intervallet fra 199-248 m fremstår som mest permeabelt. Her måles også de høyeste Lugeon-verdiene, og alle er > 1 . Partiet 217-230 m sammenfaller delvis med lav RQD-verdi.

Innlekkasjene og Lugeon-verdiene angitt i boreloggene fra utførende entreprenør, er benyttet for å beregne absolutt permeabilitet og hydraulisk konduktivitet (Kapittel 3.2.3).

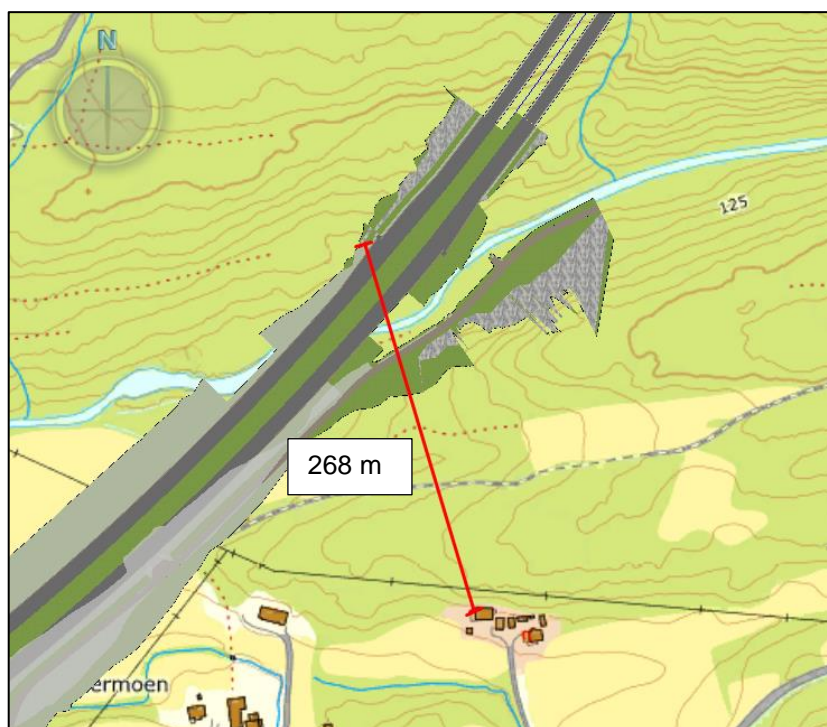
Kalk og karstdannelse

Det er observert noen tynne lag av kalk i grønnsteinmatriksen, og sprekematerialet består ofte av et tynt belegg av kalk eller pyritt i kjerneborehull BH-F. I borehull BH-A opptrer kalk som tynne lag (typisk 1 mm – 1 cm) i et nettverk som ofte går langs foliasjonen. Kalkinnhold varierer fra 0 til 5 % langs borehullet. Det er ikke påvist karstifisering.

2.8 Omgivelser

2.8.1 Bebyggelse

Nærmeste bebyggelse til forskjæring sør i Langsteindalen, som ikke skal innløses av prosjektet, er et bolighus med adresse Langsteinvegen 345, på eiendom med Gnr/Bnr 4/16. Korteste avstand til sprengningssted (forskjæring inntil sørgående løp) er ca. 270 m (figur 9). Ved sprengning av bergskjæring inntil lokalveg øst for ny veglinje vil denne avstanden være noe mindre.



Figur 9 Påhugg sør, Høghåmmårtunnelen. Korteste avstand fra forskjæring inntil sørgående løp til bolighus i Langsteinvegen 345 (Gnr/Bnr 4/16) er ca. 270 m (utklipp fra Quadrimodell 16.04.2020).

Det er ingen bebyggelse i området for påhugg nord, Vuddudalen. Nordlandsbanen følger Vuddudalen langs elva Vulua, med korteste avstand til påhuggsområdet på 450-500 meter.

Det er ingen andre anlegg i berg i området.

2.8.2 Brønner, oppkommer, tjern og myrer

Det er ikke registrert noen brønner (drikkevann/energi) i GRANADA som kan bli påvirket av tunnelen.

Det er ikke observert noen oppkommer i terrenget over tunneltraseen, men en bekk som, i henhold til topografisk kart, dukker opp i terrenget rett nord for påhugg nord (ca. profil 10050) uten at det er en klar kilde i form av et tjern eller et myrområde. Bekken kan derfor ha sitt utspring i et oppkomme.

Tunneltraseen ligger ikke i nærheten av noen vernede vassdrag. Det er kun små bekker og myrer over tunneltraseen gjennom Høghåmmåren. En oversikt over disse er vist i tabell 9.

Tabell 9 Oversikt over bekker som krysser tunneltraseen eller går parallelt med denne, gjennom Høghåmmåren. Angitt profilnummer gjelder der bekken krysser over tunneltraseen i terrenget.

Bekk/myr	Profil	Beskrivelse
Bekk fra Tjønnyra	8670-8950	Går delvis parallelt med tunnelen fra påhugget i Langsteindalen (profil 8670) til profil 8950.
Flere små bekkesig	8900-8950	
Bekk	10050	Retten nord for påhugget
Myr	9250	Ligger rett over tunnelen
Tjønnyra	9600-9700	Ligger på grensen mellom Stjørdal og Levanger kommuner. Avstand ca. 150 m fra tunneltraseen.

2.8.3 Ytre miljø

Det henvises til fagrapport for ytre miljø [21] og KU for kulturminner [42] for gjelder detaljer. Nedenfor følger en sammenstilling av de viktigste forholdene.

Landbruksareal

Ved påhuggene og over Høghåmmårtunnelen er det kun skogsareal. Landbruksareal vil dermed ikke bli påvirket.

Naturmangfold

Det er ikke utført kartlegging av naturtyper i dette området. Berggrunnen i området består av grønnstein (NGU.no) og kan gi potensiale for rikere områder med vegetasjon. Skogen er i stor grad produksjonsskog, men det finnes flere myrer i nærheten av veglinja, som kan være potensiale for rikmyr. Disse myrene er mindre enn minstearealet (10 daa) for å registreres som den viktige naturtypen rikmyr (iht. DN-håndbok 13).

Kulturminner

Det er registrert kulturminner på tre steder på nordsiden av Langsteindalen basert på miljøstatus.no [38]. I forhold til Høghåmmårtunnelen ligger kun ett av dem i forbindelse med

tunneltraseen. Lokaliteten heter "Drogset Øvre" (ID 111611-1) og er en kullmile som ligger over tunnelen ved profil 9250.

2.9 Naturfare

2.9.1 Påhugg sør, Langsteindalen

Terrenget ovenfor påhugg sør har helning på 20-30°. Fra kote 170 heller terrenget < 20°.

Det er ikke angitt aktsomhetsområder for skred i område for påhugg sør, Høghåmmårtunnelen (vedlegg 6). Det er ingen historiske skred registrert i skreddatabasen.

2.9.2 Påhugg nord, Vuddudalen

Terrenget opp fra påhugg nord har helning < 20°. Sør-sørøst for påhugget, mellom kote 200-280 er helningen mellom 30° og 45°, stedvis også over 45°. Avstanden fra foten av det brattere terrenget er ca. 200 m, og det ligger en skogsbilveg mellom dette og påhugget. Bratteste helning sammenfaller med et hogstfelt. Dalsiden videre nordover er bevokst med tett, høy granskog.

Det er ikke angitt aktsomhetsområder for steinsprang, flom- og sørpeskred eller jordskred i område for påhugg nord, Høghåmmårtunnelen. Aktsomhetskart angir et løснеområde for snøskred i det omtalte bratte partiet. Utløpsområde strekker seg ned til dalbunnen, ytre avgrensing i vest er i forskjæring til tunnelen, se vedlegg 6.

Det er ingen historiske skred registrert i skreddatabasen.

3 Tolkningsdel, ingeniørgeologiske vurderinger

3.1 Stabilitet

3.1.1 Bergartsgrenser

Bergartsgrensen mellom grønnstein og konglomerat er kartlagt av Sweco. I område ved påhugg nord i Vuddudalen ligger den kartlagte bergartsgrensen om lag 100 m nordvest for grensen som er inntegnet på berggrunnskart fra NGU. Grensen mellom grønnstein og konglomerat er registrert som subvertikal i felt.

Det er ikke registrert andre bergartsgrenser i området for Høghåmmårtunnelen. I grønnsteinen vil det trolig forekomme lag og linser av metadioritt. Disse er kartlagt i BH-A med typisk mektighet 1-4 m.

3.1.2 Svakhetssoner

Lineamenter som tolkes å representere svakhetssoner som kan påvirke bergmassekvaliteten i tunnelnivå er beskrevet i tabell 10. Fallretning mot dypet er tolket basert på hvordan utgående krummer i hellende terreng, strukturgeologiske tolkninger i berggrunnskart 1622-2 Frosta [31] og registreringer i felt.

Mektighet på svakhetssonene er i hovedsak tolket basert på hvor fremtredende lineamentene er i terrenget. Generelt lite løsmasser i området gjør at lineamentene er godt eksponert.

Tabell 10 Kartlagte lineamenter over Høghåmmårtunnelen.

Nummer	Antatt fall [°]	Antatt mektighet [m]	Krysser tunnel ved ca. profilnummer (nordgående løp)	Kommentar
34	90	<5	8680	
35	90	>5	8750	Bekk
36	90	<5	8845	
37	90	<5	8910	
38	90	<5	8980	
39	90	<5	-	
40	90	<5	9190	
41	80	<5	9220	
42	90	<5	9250	
43	90	>5	9285	Bekk/myr
44	90	<5	9400	
45	90	<5	9560	
46	90	<5	9670	
47	80	>5	9990	
48	80	<5	-	Krysser sørgående løp
49	80	<5	-	
50	80	<5	-	

3.1.3 Sikringsbehov tunnel

Bergmassekvaliteten er klassifisert etter Q-systemet og det er gjort et grovt anslag på forventet fordeling av bergmasseklasser langs tunneltraseen. Til grunn for anslaget er kartlagte blotninger i dagen, logger fra kjerneborehull og tolket fall og mektighet på antatte svakhetssoner.

Bergmasseklassene korresponderer med sikringsklasser beskrevet i håndbok N500 [5]. Antatt fordeling av bergmassekvalitet er gitt av lengdeprofil i vedlegg 2. Denne er oppsummert i tabell 11.

Tabell 11 Grovt anslag på forventet fordeling av bergmasse- og sikringsklasser i Høghåmmårtunnelen.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Betegnelsen	Sikringsklasse	Andel av tunnelen [%]
A/B	10-100	Veldig god/god	I	38
C	4-10	Middels	II	28
D	1-4	Dårlig	III	23
E	0,1-1	Veldig dårlig	IV	11
F	0,01-0,1	Ekstremt dårlig	V	0
G	<0,1	Eksepsjonelt dårlig	VI	0

For beregning av sikringsmengder er tabell 6.1 fra håndbok N500 lagt til grunn [5]. Denne er gjengitt i tabell 12.

Tabell 12: Tabell 6.1 fra håndbok N500. Sammenheng mellom bergmasseklasser og sikringsklasser.

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

Stabilitetssikringen baserer seg på bolter, fiberarmert sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer. For Q-verdier over 0,2 benyttes en kombinasjon av bolter og fiberarmert sprøytebetong. Boltmønster og sprøytebetongtykkelse varierer med sikringsklassene. Sprøytebetong skal i henhold til N500 påføres ned til minimum kjørebanelivå. I sikringsklasse I kan behovet for systematisk bruk av sprøytebetong vurderes.

Boltelengder for en tunnel med tverrsnitt T10,5 bør være minimum 4 meter fra vederlag til vederlag og 3 m i vegger. I forbindelse med breddeutvidelser og nisjer vil det være aktuelt med inntil 6 meter lange bolter fra vederlag til vederlag. Lengre bolter enn anbefalt i Q-diagrammet må vurderes ved lokal og ugunstig sprekkegeometri eller ugunstig spenningsanisotropi i tunnelen.

Ved kryssing av svakhetssoner må det påregnes at det kan bli behov for forbolting, injeksjon, reduserte salvelengder og sikring med sprøytebetongbuer. Hvis det påtreffes større leirsoner under driving, bør det utføres laboratorietester for å undersøke leirens egenskaper som svelletrykk o.l. Armert sålestøp og gitterbuer kan være aktuelt i forbindelse med kryssing av svært krevende svakhetssoner. Reduserte salvelengder skal ifølge N500 benyttes senest fra og med sikringsklasse IV (Q<1).

Estimerte sikringsmengder er oppsummert i tabell 13 (gjelder samlet for begge tunnellop). Tverrforbindelser er medregnet. Breddeutvidelser for nisjer, tekniske rom og forskjæringer er ikke med i mengdeanslaget.

Tabell 13 Estimerte sikringsmengder for Høghåmmårtunnelen (gjelder samlet for begge tunnellop).

Sikringsmiddel	Anslått mengde	Pr. løpemeter tunnel
Bolter [stk]	11 100	4,08
Sprøytebetong E700 og E1000 [m ³]	7 600	2,8
Armerte sprøytebetongbuer [stk]	30	0,01
Forbolter [stk]	200	0,08

Forbolter, eller spiling, under tunneldriften benyttes for å sikre spesielt hengstabiliteten under driving. Boltene inngår ikke som en del av permanentsikringen. Mengder er imidlertid inkludert i prognosen. Det er forutsatt bruk av forbolter i påhugg og ved kryssing av enkelte svakhetssoner.

3.1.4 Bergspenninger

Det er ikke observert bergspenningsytringer i bergskjæringer eller dalsider ved ingeniørgeologisk kartlegging i prosjektområdet, og det er ikke kjent fra anlegg i området at høye bergspenninger har vært en utfordring. Bergoverdekning over 400 m kan være tilstrekkelig til at man i stivere bergarter, slik som grønnstein, kan oppleve spenningsytringer («bom»). Bergoverdekning for Høghåmmårtunnelen vil imidlertid bli betydelig mindre, med om lag 120 meter på det meste. For store deler av tunnelen vil overdekning være mellom 50 og 100 meter. For tunneler som drives langs en dalside kan man erfare høye bergspenninger med sprak og bergslag, også med overdekning tilsvarende det Høghåmmårtunnelen får. Fordi tunnelen skal drives tvers gjennom et bergmassiv, vil denne problemstillingen være lite aktuell.

Det forventes ikke stabilitetsproblemer som følge av høye bergspenninger.

I påhuggsområdene, der bergoverdekningen er begrenset, må det forventes redusert innspenning av bergmassen.

3.1.5 Påhugg og forskjæringer

Generelt er påhugg prosjektert der det oppnås ca. 7 m bergoverdekning, men det tillates lavere overdekning enn 7 m lokalt i profilet. Forskjæringer er prosjektert med helning 10:1 i henhold til håndbok N200 [4]. Boret lengde bør ikke overstige 10-12 m. Generelt etableres forskjæringer med høyde over 10 m med 5 m bred hylle og pallhøyder på inntil 10 m.

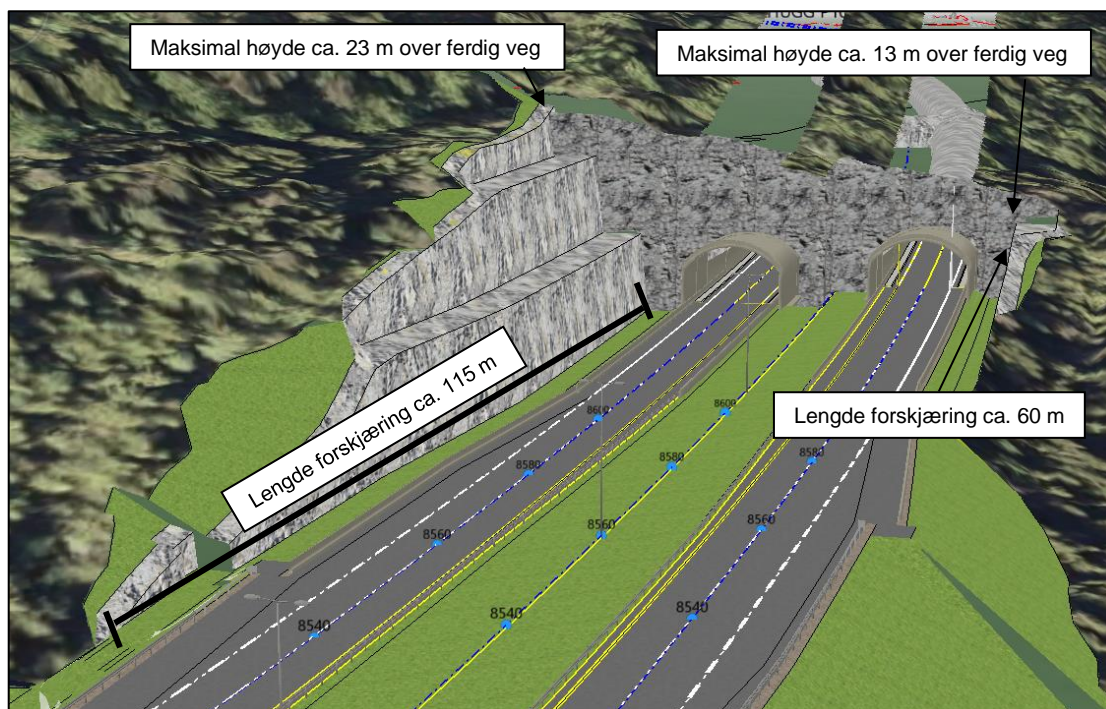
Bergoverflaten bør renskes for løsmasser til minimum 2 m utenfor prosjektert skjæringstopp for bergskjæringene. Løsmasser utenfor skjæringstopp skal utformes med stabil skråningshelning eller sikres slik at erosjon og utglidning hindres [4].

Endelig beskrivelse og omfang av sikring må vurderes underveis i anleggsperioden av ingeniørgeolog etter kartlegging av faktiske geologiske forhold. Det forventes at permanentsikring av forskjæringene vil omfatte rensk, sikringsbolter og sprøytebetong eller steinsprangnett. Behov for isnett må vurderes underveis i anleggsperioden. For å bevare prosjektert skjæringskontur så godt som mulig samt hindre eventuelt større utglidninger kan vertikale forbolter benyttes. Det

påregnes også at forbolter benyttes ved etablering av selve tunnelpåhugget. Mengde forbolter knyttet til etablering av påhugg er inkludert i tabell 13.

Påhugg sør, Langsteindalen

Påhugg sør i Langsteindalen etableres skrått med tosidig forskjæring (figur 10). Løsning i permanent situasjon er korte betongportaler uten tilbakefylling. Bergoverdekning i påhugget i senterlinje 10400 er antatt ca. 6,4 meter. I senterlinje 10500 er bergoverdekningen antatt ca. 10,4 m.



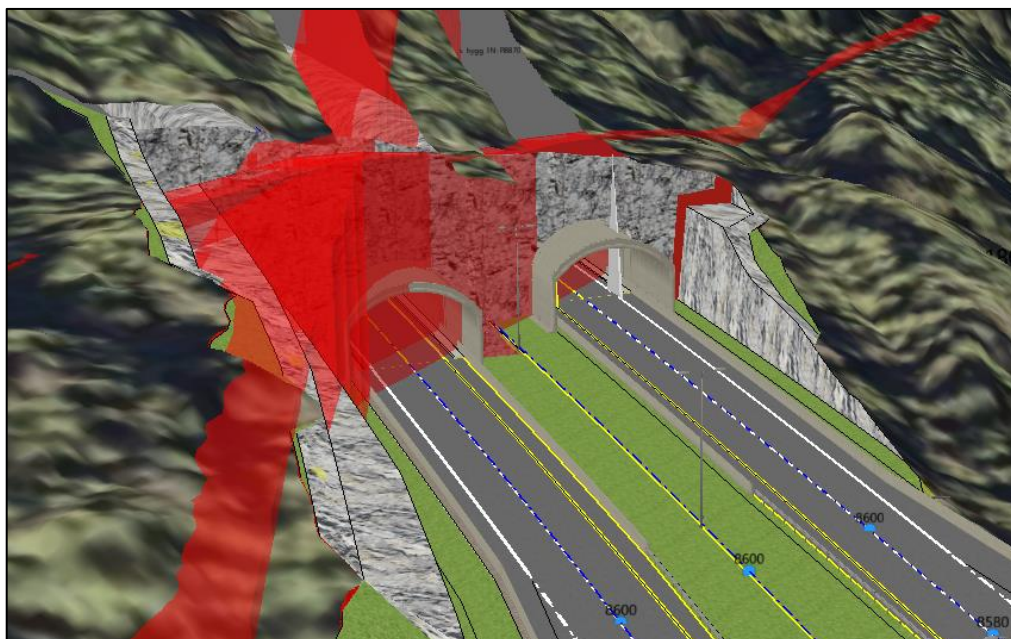
Figur 10 Forskjæringer ved påhugg sør, Langsteindalen (utklipp fra Quadrimodell 16.04.2020).

På venstre side (sett med stigende profilnummer) blir forskjæringen ca. 115 meter lang med maksimal høyde på ca. 23 meter over ferdig veg. De første ca. 70 meterne etableres med hylle da høyden på skjæringen overstiger 10 m. I modellen er det lagt inn to hyller, men det kan være aktuelt å redusere til kun én hylle. På høyre side blir forskjæringen ca. 60 m lang og har maksimal høyde ca. 13 m over ferdig veg. Det er i modellen lagt inn hylle de nærmeste meterne til påhugget, men det kan være aktuelt å etablere forskjæringen uten hylle på denne siden.

Det er ikke utført totalsonderinger for påhugg eller forskjæring. Det er registrert bergblotninger og tynt løsmassedekke i terrenget vest for påhugget. Ved påhuggsplassering er det antatt løsmassemektighet på 2 meter.

Forskjæringen etableres i grønnstein som i utgangspunktet er en kompetent bergart i området. To antatte sprekke- eller svakhetssoner er tolket å krysse påhugg/forskjæring (figur 11). Den ene er tolket å følge omtrent parallelt påhuggsflaten (nr. 34), mens den andre skjærer påhuggsflaten og forskjæringen på venstre side (nr. 35). Dette vil trolig føre til nedsatt bergmassekvalitet i område for påhugg og forskjæring. Sone 34 har en orientering som gjør at påhuggsflaten potensielt kan etableres langs etter denne. For oversikt over sonenes beliggenhet og orientering, se tabell 10 og ingeniørgeologiske tegninger i vedlegg 2. Svakhetssonene i påhuggsområdet er vurdert å være av

en slik karakter at de håndteres med ordinære sikringsmetoder som nett/sprøytebetong og bolter i forskjæringen. Kartlagte sprekkesett har orientering som kan gi plane utglidninger, kileutglidninger og utvelting (toppling) i forskjæringene.



Figur 11 Tolkede svakhetssoner (nr. 34 og 35) krysser påhugg/forskjæring (utklipp fra Quadrimodell 16.04.2020).

Totalt areal av forskjæring og påhuggsflate er ca. 2750 m². For beregning av sikringsmengder antas 1 bolt /15 m² bergskjæring i gjennomsnitt. Det antas at sprøytebetong E1000 benyttes på ca. 30 % av arealet med tykkelse 10 cm. Grovt estimat på sikringsmengdene er oppsummert i tabell 14.

Tabell 14 Estimerte sikringsmengder forskjæring og påhuggsflate påhugg sør, Langsteindalen.

Sikringsmiddel	Anslått mengde
Sikringsbolter [stk]	190
Forbolter [stk]	60
Sprøytebetong E1000 [m ³]	125
Steinsprangnett [m ²]	500
Isnett [m ²]	200

Påhugg nord, Vuddudalen

Påhugg nord i Vuddudalen, etableres vinkelrett på traseens lengdeakse (figur 12). På venstre side (sett med synkende profilnummer) har forskjæring lengde på ca. 1,5 km fra påhuggsflaten. På høyre side er lengden på sammenhengende bergskjæring fra påhuggsflate ca. 400 m. I denne

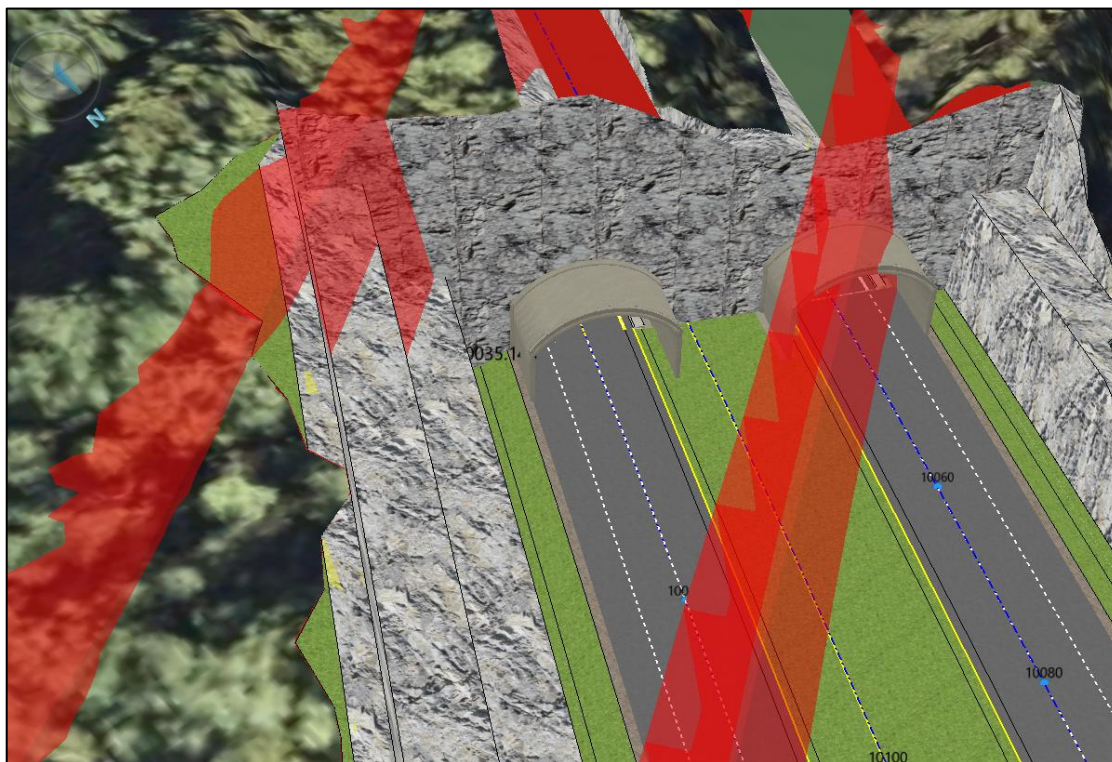
rapporten beskrives kun påhuggsflaten. Bergskjæringer langs veggen frem til påhuggsflaten beskrives i ingeniørgeologisk rapport for bergskjæringer i Levangerplanen. Bergoverdekning i påhugget i senterlinje 10400 er antatt ca. 13,4 meter. I senterlinje 10500 er bergoverdekningen antatt ca. 6,1 m.



Figur 12: Påhuggsflate nord, i Vuddudalen (utklipp fra Quadrimodell 16.04.2020).

Påhuggsflaten har en maksimal høyde på ca. 25 meter. Påhugget etableres i overgangen mellom grønnstein og konglomerat. Bergartsgrensen krysser påhuggsflaten omtrent ved sørgående løp (vedlegg 2). Observasjoner av både grønnstein og konglomerat tilsier at dette er kompetente bergarter. To antatte sprekk- eller svakhetssoner er tolket å krysse veglinjen ved påhugg/forskjæring (figur 13). Sone nummer 47 antas å krysse påhuggsflaten i østlig hjørne, mens sone nummer 48 antas å krysse i vestlig del av påhuggsflaten. Svakhetssonenes orientering gjør at de har en relativt stor vinkel med påhuggsflaten. Sonene vil trolig føre til nedsatt bergmassekvalitet i områder i påhuggsflaten. Svakhetssonene i påhuggsområdet er vurdert å være av en slik karakter at de håndteres med ordinære sikringsmetoder som nett/sprøytebetong og bolter i forskjæringen. For oversikt over sonenes beliggenhet og orientering, se tabell 10 og ingeniørgeologiske tegninger i vedlegg 2.

Orientering på kartlagte sprekkesett indikerer at kileutglidning og utvelting (toppling) vil være de mest fremtredende stabilitetsproblemene. Plan utglidning kan også forekomme ut ifra retning på kartlagte sprekkesett.



Figur 13 Tolkede svakhetssoner (nr. 47 og 48) krysser påhuggsflaten (utklipp fra Quadrimodell 16.04.2020).

Påhuggsflatens areal er ca. 1000 m². For beregning av sikringsmengder antas 1 bolt /15 m³ bergskjæring i gjennomsnitt. Det antas at sprøytebetong E1000 benyttes på ca. 70% av arealet med tykkelse 10 cm. Grovt estimat på sikringsmengdene til påhuggsflaten er oppsummert i (tabell 15).

Tabell 15 Estimerte sikringsmengder påhuggsflate påhugg nord, Vuddudalen.

Sikringsmiddel	Anslått mengde
Sikringsbolter [stk]	70
Sprøytebetong E1000 [m ³]	100

3.2 Hydrogeologiske forhold

3.2.1 Sårbare områder

Konsekvenser av innlekkasje som er av mest betydning for et tunnelanlegg med tanke på det ytre miljøet er [39]:

- En reduksjon i grunnvannsnivå eller vanntilførsel til vannkrevende flora og fauna. Det gjelder for eksempel myrområder der grunnvannsspeilet ligger generelt høyt eller jordbruksarealer som er vannavhengige.

- Reduksjon i vannstand og/eller vannstandsreduksjoner i tjern og vann.
- Reduksjon i grunnvannsnivå som påvirker grunnvannsbrønner innenfor influensområdet.
- Poretrykkreduksjon som kan gi setningskader.

Med sårbare områder menes områder som kan bli negativt påvirket dersom grunnvannsnivået senkes som følge av for store innlekkasjer til tunnelen.

Det er hverken bebyggelse eller landbruksareal langs tunneltraseen, kun skog. Løsmassene er klassifisert som morene med noe hav-/strandavsetning ved påhugget i sør. Mellom ca. profil 9300 og 9600 er det angitt bart fjell [15]. Morenemassene er generelt < 0,5 m tykt, med unntak av enkelte myrområder. Ved kartstudie er det identifisert to bekker over eller parallelt med planlagt tunneltrasé.

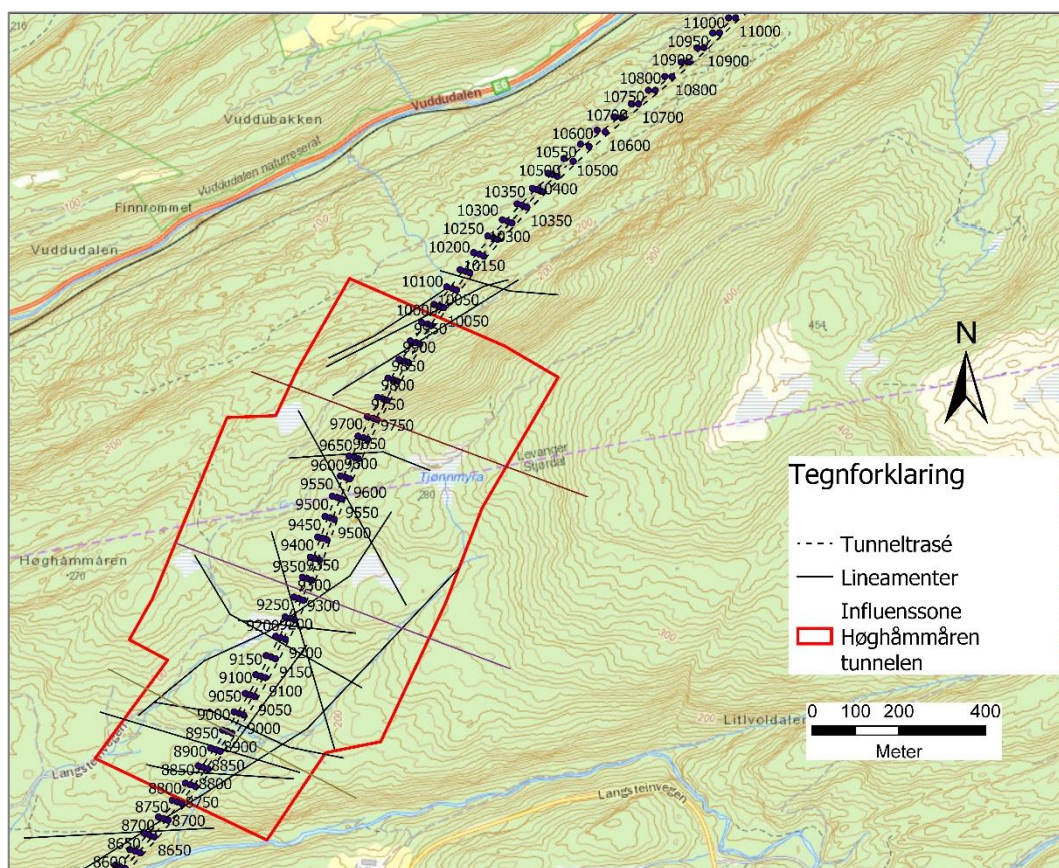
Konsekvensene av en grunnvannssenking kan være periodevis uttørking av myrområder og drenering av bekker slik at vannivået senkes. Da potensiale for rikmyrer, og andre viktige naturtyper ses på som lite, vil risiko knyttet til vannstandsending være lav.

3.2.2 Influensområde

Influensområde, definert langs tunnelen med avstand ut fra tunnelen, er avhengig av topografi, type løsmasser og permeabilitet i berggrunn og sprekkesoner og den mengde vann som tillates å drenerer inn i tunnelen (innlekkasje). I henhold til NFF håndbok nr. 6 vil en innlekkasje i tunnelen lik 20 l/min/100 meter ha et potensielt influensområde på 250-500 m. Erfaringer fra studier av grunnvannssenking knyttet til tunneldrift i Norge viser at det sjelden observeres endringer i grunnvannsnivå i avstander mer enn 200-300 m fra tunnelanlegg [39].

For Høghåmmårtunnelen er det på bakgrunn av topografi valgt å variere influenssonen fra 200-300 m. Fra profil 8670 til 9050 er influenssonen satt til 200 m. I området der bergoverdekningen er større enn 100 m, fra profil 9050 til 9750, er influenssonen satt til 300 m. Dette utgjør ca. 45 % av strekningen. I den nordligste enden av tunnelen (profil 9750 til 10028,5) er influenssonen på grunn av forskjeller i topografi, satt til 200 m på vestsiden og 300 m på østsiden av tunneltraseen (figur 14).

Innlekkasjekravene må forholde seg til dette. Etter at innlekkasjekravene er satt, må det kontrolleres at influensområdet er vurdert fornuftig.



Figur 14 Influensområde for Høghåmmårtunnelen. Influensområdet varierer mellom 200 m og 300 m avhengig av bergoverdekning og topografi.

3.2.3 Innlekkasjekrav

Høghåmmårtunnelen vil bli drevet i en grønnstein. Bergarten er stiv og massiv, der gjennomsettende sprekker kan være lekkasjeførende. Eventuelle lekkasjer forventes derfor å være knyttet til sprekker og sprekkesystemer i bergmassen. Permeabiliteten til sprekkenes vil videre være avhengig av utholdenhet, eventuelt sprekkefylling og størrelse [23].

NGU gjennomførte i 2009 et prosjekt der de utarbeidet kumulative frekvensfordelinger over vanngiverevnen for de ulike hovedbergartene i Norge basert på N250 berggrunnskart [27]. Høghåmmårtunnelen går gjennom hovedbergarten "grønnstein, amfibolitt (HB55)", representert ved HB55. En oppdatert statistisk vurdering av vanngiverevnen til brønner boret i denne hovedbergarten i Trøndelag, viser at gjennomsnittskapasiteten (50 % percentilen) for brønner i HB55 gir i gjennomsnitt ca. 300 l/time. Kapasitetsmessig er ca. 10 % av brønnene som bores tørre, mens 20 % gir mer vann enn 1000 l/time.

Det er boret et kjerneborehull (BH-F) på tvers av svakhetssonen i Langsteindalen, ca. 1,2 km sørvest for Høghåmmårtunnelen. De siste ca. 50 m av hullet er boret i grønnstein, som antas å være representativt for Høghåmmårtunnelen.

Kjerneborhull BH-A er boret i grønnstein nord for Langsteindalen, ca. 1 km sørvest for påhugg sør for Høghåmmårtunnelen. Bergmassen i hullet kan regnes å representere grønnsteinen i Høghåmmårtunnelen.

Tabell 16 Beregnede verdier for hydraulisk konduktivitet (k) basert på typiske Lugeon-verdier målt i kjerneborehullene BH-A og BHF (Langsteindalen). 1 Lugeon tilsvarer en permeabilitet i området 10^{-7} m/s. Beregnede k-verdier med uthevet skrift er benyttet for beregning av innlekkasje i tabell 17.

Borehull	Lugeon-verdi per m	Kommentar	Beregnet k (m/s)
BH-A (Nord for Langsteindalen)	0,25	Typiske Lugeon-verdier for BH-A.	2,50E-08
	0,57		5,70E-08
	0,7		7,00E-08
	1,4		1,14E-07
BH-F (Sør for Langsteindalen)	1,17	Typiske Lugeon-verdier for de siste 50 m av BH-F	1,17E-07
	1,45		1,45E-07
	1,7		1,7E-07
	2,6		2,6E-07

Beregnete verdier for hydraulisk konduktivitet (k) fra vanntapsmålingene i borehullene BH-A og BH-F er vist i tabell 16. Borehullene går gjennom mindre oppsprukket grønnstein og permeabiliteten er generelt lavere enn det som er beregnet for BH-E, som er boret gjennom oppsprukket grønnstein i Seterkleiva [41]. Borehullsloggene og vanntapsmålingene indikerer at innlekkasjen vil være størst i områder med lav RQD og høy oppsprekking.

Det er ikke påvist kalkbergarter langs traseen. Det er imidlertid påvist at grønnsteinen inneholder en del kalk i form av tynne slirer (1-10 mm). Det er ikke grunnlag for å anta at det er karst i tunnelnivå.

Beregnete verdier for hydraulisk konduktivitet (k) er benyttet for å beregne innlekkasje i tunnelen over en strekning på 100 m [39]. Beregningene er vist i tabell 17. Det er valgt å benytte høyeste og laveste verdi beregnet for BH-A og BH-F, se tabell 16.

Innlekkasjen er både avhengig av k (m/s) og antatt vannspeil (m) over tunnelen. Da grunnvannstand over tunnelen er ukjent, er denne antatt å tilsvare overdekningen over tunnelen. Ut fra resultatene antas det at innlekkasjen vil øke med økende fjelloverdekning. I tillegg øker innlekkasjen mye når den hydrauliske konduktiviteten øker.

Tabell 17 Beregnet innstrømning (Q) i tunnelen per 100 m basert på hydraulisk konduktivitet (k) beregnet i tabell 16. Tunnelradius er satt = 5,5 m ut fra tunnelprofil T10,5.

	Fra borehull BH-A k=2,5E-08 m/s	Fra borehull BH-F k=2,6E-07 m/s
Vannsøyle over tunnelen (m)	Q = l/min/100 m	Q = l/min/100 m
50	17	175
100	25	275
200	45	450

På ingeniørgeologiske tegninger (vedlegg 2) for Høghåmmårtunnelen er det angitt flere antatte svakhetssoner med mektighet < 5 m. Sonene kan lett identifiseres på fjellskyggekart, se figur 8, men kan være noe overeksponert fordi løsmasser mangler i kløftene. Innlekkasjen forventes likevel å være størst der disse sprekkelineamentene skjærer tilnærmet vinkelrett på tunnelen. De tre bredere sonene (nr. 35, 43 og 47) som går i retning SV-NØ forventes å ha mektighet > 5 m, større innhold av leire og forventes derfor ikke å være like permeable.

Eventuelle rikmyrer innenfor influenssonen vil være sårbare for grunnvannssenkning. Tilstedeværelse av rikmyrer må avklares og eventuelle innlekkasjekrav justeres om nødvendig.

Innlekkasjekrav for Høghåmmårtunnelen er angitt i tabell 18. Bergoverdekningen er moderat og det er ingen tjern eller vann over eller i nærheten av tunnelen. Siden det ikke er bebyggelse innenfor influenssonen, er det ikke nødvendig å vurdere mulig poretrykksendring i løsmassene. Det er heller ingen brønner eller landbruksareal i nærheten av tunnelen. Kravet er videre satt ut fra at det er et lite sårbart naturmiljø over tunnelen.

Kravet settes til 35 l/min x 100 m i hele tunnelens lengde. Innlekkasjekravet gjelder samlet for begge tunneler og tverrtunneler.

Tabell 18 Innlekkasjekrav for Høghåmmårtunnelen. Innlekkasjen gjelder per 100 meter tunnel samlet for begge tunnelløp og tverrtunneler.

Strekning	Innlekkasjekrav (l/min per 100 m)	Kommentar
Hele tunnelen	35	Ingen spesielle hensyn.

3.2.4 Innlekkasje av vann under driving

Innlekkasje til tunnelen vil skje når tunnelen krysser lekkasjeførende sprekker. Siden terrenget over tunnelen ikke har tjern eller større myrområder, vil vann som lekker inn i tunnelen måtte komme fra sprekkesystemet i bergmassen. Vannmagasinet som kan dreneres, vurderes å være lite, slik at lekkasjemengden vil avta relativt fort. Tunnelen vil være selvdrenerende i driftssituasjonen og selv vannmengder på i størrelse 50 l/min x 100 m for alle deler av tunnelen, vil være uproblematisk både under driving og i driftssituasjonen. Total innlekkasje etter gjennomdriving forventes å være < 10 l/min x 100 m målt som et snitt for hele tunnellengden.

Ut fra dette, er det ikke antatt noe behov for forinjeksjon i tunnelene. Det er dermed også antatt at det ikke er behov for å foreta sonderboring med tanke på innlekkasjer.

Det kan likevel ikke utelukkes at man treffer på vann i slike mengder at det kan være hensiktsmessig med forinjeksjon.

3.2.5 Vann- og frostsikring

Vann- og frostsikring av tunnelen skal utføres med veggelementer kombinert med hvelv av sprøytebetong i heng. Veggelementene har tykkelse 12 cm og skal utføres med lavkarbonbetong. I frostsone isoleres elementene med ekstrudert polystyren (XPS) på bakside. Utenfor frostsone benyttes kun membran bak elementene. Det skal også benyttes lavkarbon sprøytebetong. I

frostsonen sprøytes betongen på matter av PE-skum, og utenfor frostsonen sprøytes betongen på membran. PE-skum, membran, festedetaljer etc. utføres iht. krav i N500 [5] og R761 [8]. For ytterligere detaljer henvises til fagrapport tunnel for prosjektet [17].

3.3 Borbarhet og sprengbarhet

Bergmassens bore- og sprengbarhet kan variere fra bergart til bergart, men også innenfor samme bergartstype. Geologiske forhold som påvirker sprengbarheten er blant annet strekkstyrke, anisotropiforhold og oppsprekingsgrad. Grønnsteinen er homogen og ofte med gode styrkeegenskaper. Utførte prøver på prosjektet viser at det er stor variasjon i de mekaniske egenskapene også innenfor denne bergarten. Konglomeraten i Vuddudalen er ikke nødvendigvis like homogen, men fremstår som kompetent, lite oppsprukket og med en godt sammenkittet matriks. Konglomeraten forventes å opptre først i forskjæring for nordre påhugg.

I bergmasse med høy oppsprekking eller dårlig stabilitet kan det inntreffe bore- og ladevansker, og spesielt under forhold med mye leire og vann. Dette kan være aktuelt i forbindelse med driving gjennom enkelte svakhetssoner i tunnelen.

Analyser utført av SINTEF (vedlegg 9) viser at grønnsteinen fra borehull BH-A i Langsteindalen har en enaksial trykkfasthet på 91,2 MPa, og klassifiseres som *høy*. Trykkfasthet for konglomeraten klassifiseres også som *høy* med målt verdi 81,1 MPa.

Borslitasjeindeks (BWI) er en indeks som beskriver forventet borslitasje, og benyttes til å estimere levetid for blant annet borkroner. Borslitasjeindeksen til grønnsteinen klassifiseres som *meget lav* med verdi på 13. For konglomeraten er verdien 19, *meget lav*.

Borsynkindeksen (DRI) beregnes ut fra bergartens sprøhetstall (S_{20}) og Sievers' J-verdi (SJ) og beskriver forventet borsynk. DRI kan beskrives som bergartens sprøhetstall korrigert for overflatehardhet. For grønnsteinen er borsynkindeks 55 og klassifiseres som *middels*. For konglomeraten er borsynkindeksen 54, *middels*.

3.4 Anvendelse av steinmateriale

3.4.1 Forsterkningslag til veg

Krav til mekaniske egenskaper for steinmateriale som skal benyttes i forsterkningslag fremgår av tabell 631.1 i håndbok N200 [4].

Utførte analyser omfatter fastsettelse av Los Angeles-verdi og Micro Deval-koeffisient. For disse parameterne oppfyller følgende prøver kravene til forsterkningslag i trafikkgruppe F:

- grønnstein i BH-A nord i Langsteindalen, LA = 11,4, MD = 12,7
- konglomerat fra blotning i Vuddudalen, LA = 15, MD = 20.

3.4.2 Bærelag til veg

Krav til mekaniske egenskaper for steinmateriale som skal benyttes i bærelag til veg fremgår av kapittel 64 i håndbok N200.

For parameterne LA-verdi og MD-koeffisient oppfyller følgende prøver kravene til bærelag i trafikkgruppe F:

- grønnstein i BH-A nord i Langsteindalen, LA = 11,4, MD = 12,7.

I tillegg stilles krav til steinmaterialets flisighetsindeks, humusinnhold, masseprosent av knuste og fullstendig rundete korn, korngradering, maksimal kornstørrelse og maksimum finstoffinnhold.

3.4.3 Delmaterialer til asfalt

Krav til mekaniske egenskaper for steinmateriale som skal benyttes som delmaterialer til asfalt fremgår av kapittel 65 i håndbok N200.

For parameterne LA-verdi og MD-koeffisient oppfyller følgende prøver kravene for delmaterialer til asfalt i trafikkgruppe F:

- grønnstein i BH-A nord i Langsteindalen, LA = 11,4, MD = 12,7.

I tillegg stilles krav til steinmaterialets flisighetsindeks, mølleverdi, knusningsgrad og humusinnhold.

3.4.4 Grusdekker

Krav til mekaniske egenskaper for steinmateriale som skal benyttes i grusdekker fremgår av kapittel 66 i håndbok N200.

For parameterne LA-verdi og MD-koeffisient oppfyller følgende prøver kravene til grusdekker i trafikkgruppe F:

- grønnstein i BH-A nord i Langsteindalen, LA = 11,4, MD = 12,7.

I tillegg stilles krav til steinmaterialets flisighetsindeks, masseprosent av knuste korn og fullstendig rundete korn samt humusinnhold.

3.5 Syredannende bergarter

Vurderinger er gjort i henhold til veileder M-310 Identifisering og karakterisering av syredannende bergarter [28]. Metoden baserer seg på en beregning av forholdet mellom nøytraliserende potensiale (NP) og syredannende potensiale (AP). Dette forholdet avgjør om bergarten er syredannende eller ikke syredannende, se tabell 19. Dette beregnes ut ifra konsentrasjonene av TIC (totalt uorganisk karbon) og S (svovel).

Tabell 19 Vurdering av syredanningspotensiale iht. M-310.

NP:AP > 3:1	3:1 > NP:AP > 1:1	NP:AP < 1:1
Ikke syredannende	Usikker	Syredannende

Beregninger av NP:AP-forholdet basert på analyseresultatene er vist i tabell 20. NP:AP-forholdet er større enn 3:1 for alle prøvene. Det vil si at materialet for samtlige 5 prøver karakteriseres som «ikke syredannende».

Tabell 20 Beregning av NP/AP-forholdet

Beregning	SD-1	SD-2	SD-3	SD-4	SD-5
Nøytraliserende potensiale (NP)	87,497	102,496	39,498	128,328	91,663
Syredannende potensiale (AP)	12,281	16,188	7,406	0,281	0,547
NP/AP	7,124	6,332	5,333	456,278	167,612

I henhold til RIFs veileder for *Bygging på alunskifer og andre svarte og grå leirskifre* [29] er det en nedre grense for mg/kg svovel. Dersom bergarten inneholder mindre enn 10 000 mg/kg svovel vil det ikke kunne utvikles «et akselerert forvitringstilstand med lav pH». Alle prøvene har svovelkonsentrasjoner under dette. Det er ved kjernelogging registrert kalkinnhold i både fylltitten og grunnsteinen som vil være syrenøytraliserende.

I veileder M-310 oppgis det at et uraninnhold på over 90 mg/kg kan gi stråling over 1 Bq/g (som er grensen for radioaktivt avfall). Uraninnholdet ligger godt under dette i alle prøvene.

3.6 Vibrasjoner og støt

I forbindelse med sprengningsarbeider vil det oppstå sprengningsinduserte vibrasjoner og støt som kan påvirke nærliggende byggverk og infrastruktur. Vibrasjoner og støt fra arbeidene skal ikke overskride grenseverdier bestemt av kravene i NS8141:2001 [9].

For store deler av tunneltraseen er det ingen nærliggende bebyggelse, unntaket er påhugg sør. Kravene vil dermed gjøre seg gjeldende kun for bygninger i Langsteindalen. Nærmeste bolig til sprengningssted som ikke skal innløses av prosjektet, Gnr/Bnr 4/16, ligger ca. 270 m unna.

Foreløpig beregnet grenseverdi for rystelser for bygning nærmest tunnel og forskjæringer fremgår av tabell 21. Detaljer knyttet til valgte inputparametere og beregning av grenseverdier fremgår av vedlegg 7.

Tabell 21 Foreløpig beregnede grenseverdier for rystelser fra sprengning i tunnel og forskjæring.

Lokasjon	Adresse og Gnr/Bnr	Antatte fundamenteringsforhold	Korteste avstand til tunnel/forskjæring	Foreløpig beregnet grenseverdi
Påhugg sør, Langsteindalen	Langsteinvegen 345 Gnr/Bnr 4/16	Løsmasse	268 m	6,4 mm/s

For påhugg sør i Langsteindalen er det ca. 130 meters avstand fra sprengningsarbeidene (forskjæring) til nærmeste registrering av kvikkleire (borepunkt N22148D). Sprengning av bergskjæring langs lokalveg i øst vil være i 60 meters avstand fra samme borehull. Kvikkleiren ligger på et flatt område og på et nivå som er lavere enn underkant sprengning. Forholdene er slik at sannsynlighet vurderes som lav for at vibrasjoner kan utløse et kvikkleireskred. Det må i neste planfase vurderes behov for oppfølging av rystelser med montering av frekvensveide vibrasjonsmålere i løsmassen iht. krav i NS8141-3:2014 [10]. Grenseverdi for rystelser vil være $v_f = 45$ mm/s. Grenseverdien er toppverdien av frekvensveid svingehastighet v_f på leirmassene i den retningen som har størst verdi (vertikalt eller horisontalt). Det vil også være viktig å forhindre

fremkast/sprut av sprengmasse til områder med kvikkleire. Det henvises til fagrapport geoteknikk for detaljer [18].

For endelig fastsettelse av grenseverdier for vibrasjoner og støt fra sprengningsarbeidene må det i forbindelse med neste planfase utføres befaring av aktuelle bygninger for avklaring av blant annet grunnforholdsfaktor, materialfaktor og fundamenteringsfaktor. NS8141 stiller krav til at det utføres bygningsbesiktigelse av bygninger som kan bli påvirket av grunnarbeidet. Besiktigelse anbefales normalt utført i en avstand på 50 m for bygninger/konstruksjoner fundamentert på berg, og 100 m for bygninger/konstruksjoner fundamentert på løsmasser.

Det anbefales at det monteres rystelsesmålere på nærmeste bolighus for å kunne måle og følge opp vibrasjonene kontinuerlig under anleggstiden. Måleren festes til fundamentet eller til bærende konstruksjon nær fundamentet.

Tiltak for å redusere vibrasjoner kan være reduserte ladninger og salvestørrelser. Ved sprengning av forskjæringer kan sprengning med alternativ kontur (tettere konturhullavstand eller sømboring) være aktuelle tiltak.

3.7 Naturfarevurderinger

Skredfarevurdering er gjennomført med utgangspunkt i sikkerhetskrav for skredsannsynlighet på veg i henhold til tabell 208.1 i håndbok N200 [4], se tabell 22. Tabellen angir tolererbar og akseptabel skredsannsynlighet for veg avhengig av dimensjonerende trafikkmengde. Sannsynlighetsklasser er inndelt etter årlig nominell sannsynlighet for skred pr. enhetsstrekning. En enhetsstrekning er her definert som en veglengde på 1 km med start fra ytterkant av aktuell strekning. Der det er flere enkeltskredløp/skredpunkt på strekningen, summeres sannsynligheten for skred.

Tabell 22 Sikkerhetskrav for skredsannsynlighet på veg, iht. tabell 208. 1 i håndbok N200.

Dimensjonerende trafikkmengde	< 200	200 – 499	500 – 1499	1500 – 3999	4000 – 7999	> 8000
Akseptabel skredsannsynlighet pr. km og år (bør-krav)	1/10	1/20	1/50	1/50	1/100	1/1000
Tolererbar skredsannsynlighet pr. km og år (skal-krav)	1/2	1/5	1/10	1/20	1/50	1/100

Beregnet ÅDT for 2025 er beregnet til 13.500 [33]. Krav til sikkerhetsnivå (restrisiko) er at sannsynlighet for skred skal være lavere enn tolererbar skredsannsynlighet og bør være lavere enn akseptabel skredsannsynlighet. For påhugsområder tilknyttet Høghåmmårtunnelen innebærer dette at samlet sannsynlighet for skred skal være lavere enn 1/100 (ett skred hvert hundrede år) og bør være lavere enn 1/1000 (ett skred hvert tusende år).

Basert på kartstudier og observasjoner i felt vurderes sannsynlighet for steinsprang ved begge påhugsområder å være < 1/1000. Øvrige skredtyper vurderes som ikke sannsynlig, slik at samlet skredsannsynlighet blir < 1/1000 år.

Kvikkleireskred (ikke gjentagende skred) omtales i fagrapport for geoteknikk, R1-GEOT-09 [18].

3.8 Usikkerheter

Usikkerhetene på dette tidspunktet er i all hovedsak knyttet til vurderinger av bergmassekvalitet, omfang av innlekkasje til tunnelen og mengder knyttet til stabilitetssikring og injeksjon.

Bergmassekvaliteten er estimert på bakgrunn av erfaring fra tilsvarende bergarter, kartlegging i felt, logging av kjerneborhull og tolket fall og mektighet på antatte svakhetssoner. All den tid tunnelen skal drives inntil 120 m under dagens terreng, vil det være usikkerhet ved estimat av bergmassekvalitet i tunnelnivå. Sikringsmengdene er beregnet ved å benytte Statens vegvesens krav til sikring i de forskjellige bergmasseklassene. Usikkerheten i mengder er hovedsakelig knyttet til en eventuell endring i omfang for det dårligste berget.

3.9 Videre arbeider

Det vurderes som ikke nødvendig med ytterligere grunnboringer for avklaringer av påhuggsplasseringer i neste fase.

I neste fase av prosjektet skal anslag for sikringsmengder oppdateres og detaljeres med breddeutvidelse for nisjer og tekniske rom.

For endelig fastsettelse av grenseverdier for vibrasjoner og støt fra sprengningsarbeidene må det utføres befarings av aktuelle bygninger for avklaring av riktige inputparametere.

Bygningsbesiktigelse anbefales normalt utført innenfor en avstand på 50 meter for bygninger fundamentert på berg, og innenfor en avstand på 100 meter for bygninger fundamentert på løsmasse. Besiktigelsen skal omfatte bygninger som forventes å kunne bli påvirket av arbeidene [9]. Dette vil kun være aktuelt i Langsteindalen. I Vuddudalen er det ikke bygninger innenfor en avstand på 100 m innenfor sprengningsstedet. Det må også avklares om det er behov for oppfølging av rystelser mot registrert kvikkleire i Langsteindalen.

Det må avklares om det må gjøres analyser for uraninnhold i bergmassen med tanke på bruk av sprengstein til andre formål enn vegbygging.

Det vurderes i utgangspunktet ikke som nødvendig å foreta logging av grunnvannstanden, men dersom det påvises rikmyr i terrenget over tunnelen, vil det kunne være behov for overvåking av grunnvannstanden for disse.

Det er i henhold til håndbok R760 byggherres ansvar å sørge for at prosjektet har tilstrekkelig bemanning, med nødvendig kompetanse ut fra forventede geologiske utfordringer. Ansvarlig ingeniørgeolog for prosjektet bør utnevnes før byggefasen. Denne ingeniørgeolog anbefales å inneha minimum 5 års relevant erfaring fra tunnelanlegg. Det anbefales at kompetansen bør omfatte erfaring med ingeniørgeologisk kartlegging etter Q-metoden, erfaring med relevante metoder for bergsikring i tunneler og forskjæringer, kunnskap om ingeniørgeologiske forundersøkelser og laboratorieanalyser av stein- og løsmasseprøver, god kjennskap til innhold i ingeniørgeologisk rapport, kunnskap om innhold i relevante styrende dokumenter, kjennskap til prosjektets ROS-analyse og erfaring med og kunnskap om injeksjon i tunnel.

Ansvarlig ingeniørgeolog skal ha overordnet faglig ansvar for permanent sikringen og sørge for:

- kvalitetssikringssystem for geologisk kartlegging, sikring og dokumentasjon
- kartlegging for å bestemme omfang og metode for permanent sikring
- registrering og dokumentasjon av geologi og utført sikring iht. gjeldende krav

- utarbeidelse av ingeniørgeologisk sluttrapport med angivelse av fremtidig inspeksjonsbehov (leveres innen 3 mnd. etter overlevert prosjekt)
- rapportering og begrunnelse av eventuelle avvik i sikringsomfang og sikringsmetoder i forhold til det som var forutsatt i konkurransegrunnlaget.

I henhold til HB N500 [5] skal det utføres geologisk kartlegging før påføring av sprøytebetong i hele tunnelens lengde som grunnlag for bestemmelse og sendere dokumentasjon av geologi og utført sikring. Det innebærer at det i byggefasen skal avsettes tilstrekkelig tid til geologisk kartlegging. Kartleggingen skal utføres etter at salven er utlastet, og etter at det er utført forsvarlig driftsrensk. Der berget ikke blir innsprøytet/tildekket etter hver salve, kan kartleggingen omfatte flere salver. Geologisk kartlegging bør omfatte kartlegging av bergartsfordeling, bergmasekvalitet (Q-verdi), strukturer, sprekkeorientering og svakhetssoners orientering og karakteristikk. Spenningsforhold og vannlekkasjer skal også kartlegges.

4 Referanser

- [1] Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
- [2] Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1 Allmenne regler NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016.
- [3] Veileder til bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering.
- [4] Statens vegvesen Håndbok N200 Vegbygging, 2018.
- [5] Statens vegvesen Håndbok N500 Vegtunneler, 2016.
- [6] Statens vegvesen Håndbok V520 Tunnelveiledning, 2016.
- [7] Statens vegvesen Håndbok R760 Styring av vegprosjekter.
- [8] Statens vegvesen Håndbok R761 Prosesskode 1, 2018.
- [9] NS 8141:2001 Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk.
- [10] NS8141-3:2014 Vibrasjoner og støt. Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire.
- [11] Bergartsanalyse fra Hammerkammen: Jernbaneverket Utbygging. Nordlandsbanen. Dobbeltspor Stjørdal – Åsen. Tiltaksplan, fagrapport ingeniørgeologi. Dok.nr. PTF-00-A-00023. 19.8.2016.
- [12] Databasen Vannmiljø hos Miljødirektoratet (<https://vannmiljo.miljodirektoratet.no/>).
- [13] NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [14] Grus og pukkdatabasen til NGU.
- [15] Kvartærgeologisk kart (løsmasser og marin grense), NGU.
- [16] Bergvesenet 1980, TB. Befaring Åsen kalkbrudd, Levanger. Rapport BV 93, 14.07.1980.
- [17] E6 Kvithammar – Åsen. Reguleringsplan Stjørdal. Rapport R1-TUN-01 Fagrapport tunnel til reguleringsplan Stjørdal.
- [18] E6 Kvithammar – Åsen. Reguleringsplan Stjørdal. Rapport R1-GEOT-09 Geoteknisk fagrapport Stjørdal.
- [19] E6 Kvithammar – Åsen. Reguleringsplan Stjørdal. Rapport R1-GEOT-08 Tolking av geotekniske parametere.
- [20] E6 Kvithammar – Åsen. Reguleringsplan Stjørdal. Rapport R1-VA-01 Fagrapport til reguleringsplan Stjørdal.
- [21] E6 Kvithammar – Åsen. Reguleringsplan Stjørdal. Rapport R1-YM-03 Fagrapport ytre miljø.
- [22] Sweco notater GEOL-05, GEOL-07 til GEOL-10 og GEOL-13.
- [23] Nilsen, B. og Broch, E. (2009) *Ingeniørgeologi berg grunnkurskompendium*, Institutt for geologi og bergteknikk NTNU.

- [24] Statens vegvesen v/Teknologiavdelingen, *Publikasjon 104 – Berginjeksjon i praksis*, 2004.
- [25] NFF (2010), *Håndbok nr. 6 – Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg*.
- [26] NFF (2000), *Håndbok nr. 3 - Arbeidsmiljø under jord*, 2000.
- [27] Gundersen, P. og Beer, H. de (2009), *Statistikk vanngiverevne i forskjellige bergarter. ForForUT deloppgave 3. Statusrapport 2009. NGU rapport 2009.066*.
- [28] NGI, «M-310 Identifisering og karakterisering av syredannende bergarter,» Veileder for miljødirektoratet. Dok. Nr. 20120842-01-R, 2015.
- [29] E. Endre, «Bygging på alunskifer og andre svarte og grå leirskifre,» Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF), 2019.
- [30] Kortreist Stein – SINTEF.
- [31] Frosta, berggrunnsgeologisk kart 1622-2, 1:50000. Roberts, D. 1985. Foreløpig utgave, NGU.
- [32] Aasly, Alnæs et. al. (2019) SINTEF Fag 62. forundersøkelser og bruk av kortreist stein. En geologisk veileder.
- [33] Trafikkberegninger, notat N0-TA-01.
- [34] Berggrunnskart 1:50 000, NGU.
- [35] Grunnvannsdatabasen GRANADA, NGU.
- [36] Skredhendelser og aktsomhetskart, NVE.
- [37] Helningskart, NGI.
- [38] Miljøstatus fra Miljødirektoratet.
- [39] Statens vegvesen v/Teknologiavdelingen (2003), *Publikasjon 103 – Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø*.
- [40] NFF (2002), *Håndbok nr. 1 – Berginjeksjon*.
- [41] E6 Kvithammar – Åsen. Reguleringsplan Stjørdal. Rapport R1-GEOL-02 Forbordsfjelltunnelen. Ingeniørgeologisk rapport til RP (Rev.00 av 25.8.2020).
- [42] E6 Kvithammar – Åsen. Reguleringsplan Stjørdal. KU for kulturarv.