

## Reguleringsplan og teknisk forprosjekt

BYBANEN OG HOVEDSYKKELRUTE  
FRA SENTRUM TIL ÅSANE,  
MED FORLENGELSE AV FLØYFJELLTUNNELEN

## Områdereguleringsplan

Fløyfjelltunnelen – rigg og anleggsområde

Planid 70670000

## Ingeniør- og hydrogeologisk rapport

Bergen  
2022-09-15

03J	Oppdatert etter UAK	2022-09-15	StiMat/PS	HaK	-	IOV
02J	Ferdig dokument	2021-10-29	-	-	-	AK
01B	Til gjennomgang	2021-06-25	StiMat/PS	HaK	GAS	IOV
Versjon	Beskrivelse	Dato	Utarb. av	Fagkontroll	Tverf.kontr.	Godkj. av

Dette dokumentet er utarbeidet av rådgiver som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører rådgiver. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

## Sammendrag

Foreliggende rapport beskriver ingeniørgeologiske observasjoner, undersøkelser og vurderinger knyttet til anleggstunnelen fra Saltimport til Fløyfjelltunnelen. Anleggstunnelen er 510 m lang, med tverrsnitt T10,5. Tunnelen er plassert i pålitelighetsklasse CC/RC 3 og geoteknisk kategori 3, med tilhørende krav til utvidet kontroll av prosjektering og utførelse i hhv. PKK3 og UKK3.

Påhugget for anleggstunnelen vil etableres i en eksisterende bergskjæring på Saltimport-tomten. Bergmassekvaliteten i skjæringen er svært god. Det forventes behov for sikring av skjæringen mot nedfall av større blokker før tunneldrivingen kan starte.

Anleggstunnelen skal drives under et eksisterende bygg (Sandviksveien 114) med omtrent 10 m bergoverdekning. Det må påberegnes korte salvelengder og forsiktig sprengning med alternativ kontur for å overholde rystelseskra. Behov for spesielle grunnundersøkelser for påvisning av eksakt fundamenteringsnivå kan vurderes i senere planfaser. Ved nåværende linjeføring er det vurdert å ikke være behov for dette.

Det er utført grunnboringer og seismiske undersøkelser for å kartlegge bergoverflatens utbredelse i området vest for Sandviksfjellet. Utførte grunnboringer indikerer stedvis mer enn 12 m løsmassetykkelse. Utførte seismiske undersøkelser indikerer god bergmassekvalitet (> 5000 m/s). Basert på utførte grunnboringer er det opprinnelige alternativet forkastet til fordel for en ny variant. Det opprinnelige alternativet ble vurdert som ikke gjennomførbart grunnet for liten bergoverdekning. Minste bergoverdekning for den nye varianten basert på utførte grunnboringer er omtrent 7 m. I forventet bergmassekvalitet er dette vurdert som tilstrekkelig.

Det er observert avvik mellom utførte seismiske undersøkelser og utførte grunnboringer med hensyn til bergoverflatens beliggenhet. Avviket er stedvis større enn 6 m, og kan potensielt skyldes opptreden av en svakhetsone som krysser normalt på tunnelen omtrent ved profil 85. Det anbefales å utføre en kjerneboring langs tunnelaksen for å undersøke bergforholdene i området nærmere. Hensikten er å redusere usikkerheten, og bedre grunnlaget for å estimere omfang av nødvendig bergsikring.

Det er utført ingeniørgeologisk feltkartlegging i området som en del av skissefasen for DS2 og DSF. Berggrunnen i området for anleggstunnelen består av blokkig til massiv migmatittgneis. Det er observert tre hovedsprekkesett, herunder foliasjonssprekker med moderat nordøstlig fall, samt to distinkte sett med steile tverrsprekker. Stabiliteten er i hovedsak ventet å være strukturelt betinget. Typiske stabilitetsutfordringer er blokkutfall i tunnelens heng og vegger. Opptreden av svakhetssoner i tunnelnivå kan ikke utelukkes, basert på kartstudier, feltkartlegging og erfaringer fra nærliggende berganlegg.

Bergsikring skal utføres i henhold til prinsippene beskrevet i SVV håndbok N500. Forventet fordeling av sikringsklasser er presentert i rapporten. Prognosen hensyntar også økt sikringsbehov (SKIV) ved driving under Skuteviken VA-tunnel med ca. 7 m avstand. Foruten redusert innspenning ved driving under VA-tunnelen forventes gunstige spenningsforhold. Det anbefales systematisk sondérboring under driving med påfølgende behovsprøvd forinjeksjon. Tentativt omfang er presentert i rapporten. Det forutsettes at tunneldriften, herunder sondérboring, forinjeksjon og stabilitetssikring, blir fulgt opp av ingeniørgeolog kontinuerlig gjennom hele byggefasen.

## Innhold

<b>Sammendrag</b> .....	<b>3</b>
<b>Innhold</b> .....	<b>4</b>
<b>1 Innledning</b> .....	<b>6</b>
1.1 Generell beskrivelse .....	6
1.2 Grunnlagsmateriale .....	6
1.3 Ingeniørgeologiske prosjekteringsforutsetninger .....	7
<b>2 Beskrivelse av grunnforhold (faktadel)</b> .....	<b>9</b>
2.1 Topografi og løsmasser .....	9
2.2 Berggrunnsgeologi .....	9
2.3 Erfaringer fra nærliggende anlegg .....	10
<b>3 Utførte og planlagte grunnundersøkelser (faktadel)</b> .....	<b>13</b>
3.1 Ingeniørgeologisk feltkartlegging .....	13
3.2 Grunnboringer .....	15
3.3 Refraksjonsseismikk .....	15
3.4 Hydrogeologiske undersøkelser .....	16
<b>4 Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkningsdel)</b> .....	<b>17</b>
4.1 Bergoverdekning .....	17
4.2 Påhuggsforhold .....	17
4.3 Tolket bergartsfordeling i tunnelnivå .....	18
4.4 Bergmassens detaljoppsprekking .....	18
4.5 Svakhetssoner .....	20
4.6 Bergspenninger .....	21
4.7 Stabilitetssikring .....	22
4.8 Tolket bergmassekvalitet og sikringsomfang .....	25
4.9 Drivetekniske aspekter .....	26
4.10 Anvendelse av steinmaterialer .....	28
4.11 Syredannende bergarter .....	30
4.12 Skredfarevurdering .....	30
4.13 Usikkerheter og spesielle risikomomenter .....	30
<b>5 Hydrogeologiske vurderinger (tolkningsdel)</b> .....	<b>32</b>
5.1 Hydrogeologiske forhold .....	32
5.2 Berggrunnsgeologi .....	32
5.3 Løsmassegeologi .....	32
5.4 Grunnvann .....	32
5.5 Vurdering av sårbarhet .....	33
5.6 Sondérboring og injeksjon .....	34
<b>6 Forslag til plan for videre undersøkelser og bemanning i byggefasen</b> .....	<b>35</b>
6.1 Spesielle grunnundersøkelser under Sandviksveien 114 .....	35
6.2 Kjerneboring fra påhuggsområdet .....	35
6.3 Anvendelse av steinmaterialer .....	36

---

6.4	Bemanning i byggefasen.....	36
<b>7</b>	<b>Bærekraft i ingeniørgeologisk prosjektering .....</b>	<b>37</b>
<b>8</b>	<b>Referanser .....</b>	<b>38</b>

**Vedlegg:**

BT5-V-FF0101 Ingeniørgeologisk plan- og profiltegning. Anleggstunnel, Saltimport.

**Andre relevante tegninger:**

BT5-D-FF0001 DSFF, Veg 61003 Anleggstunnel, Plan- og profiltegning

BT5-D-FF0002 DSFF, Veg 61003 Anleggstunnel, Plan- og profiltegning

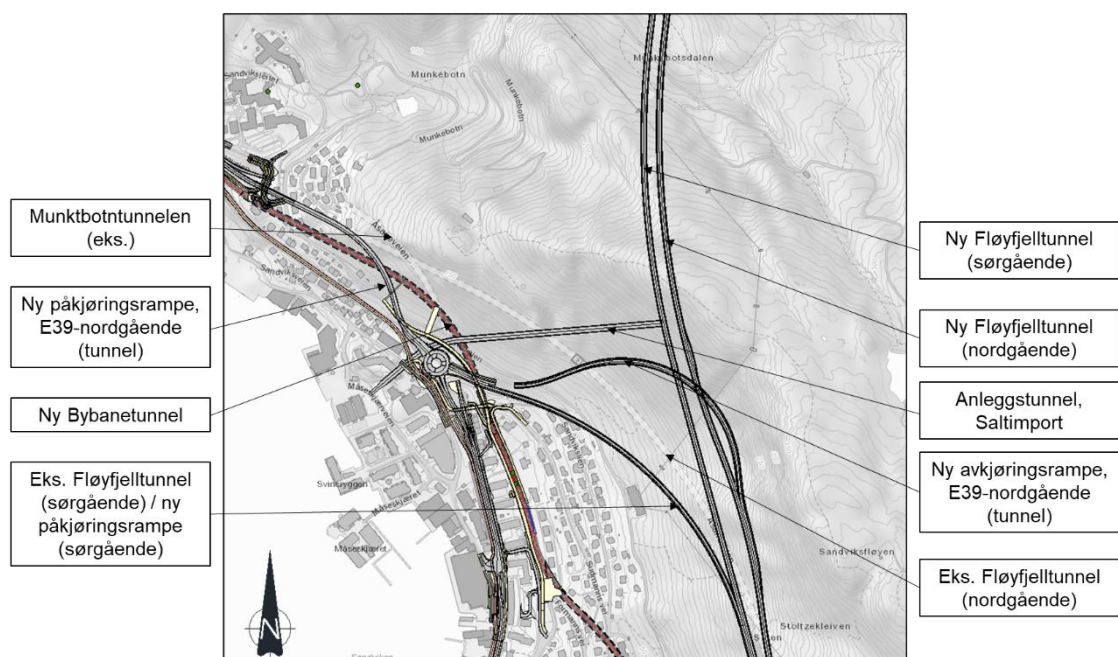
# 1 Innledning

## 1.1 Generell beskrivelse

I forbindelse med forlengelsen av eksisterende Fløyfjelltunnel til Eidsvåg skal det etableres en ca. 510 m lang anleggstunnel fra Saltimport-tomten i Sandviken. Planlagt tverrsnittsareal er ca. 85 m<sup>2</sup>, med 10,5 m spennvidde. Anleggstunnelen skal benyttes under driving av Fløyfjelltunnelen med tilhørende av- og påkjøringsramper. En prinsippskisse av fremtidig vegnettverk i området, inkludert tunneler og bergrom, er vist i figur 1-1.

Foreliggende rapport omhandler ingeniørgeologiske observasjoner og tolkninger vedrørende anleggstunnelen fra Saltimport-tomten – også omtalt som Anleggstunnel, Saltimport. Første versjon av rapporten er utarbeidet som en del av reguleringsplanarbeidet. To ulike varianter av anleggstunnelen er vurdert, hvorav én av dem er konkludert med å ikke være gjennomførbart grunnet stedvis svært liten bergoverdekning påvist etter utførte grunnboringer.

Det er utarbeidet en ingeniørgeologisk plan- og profiltegning i målestokk 1:1000 for anleggstunnelen. Tegningen er vurdert å gi tilstrekkelig informasjon om geologiske forhold til å underbygge vurderingene i rapporten. Det er ikke observert forhold i påhuggsområdet som nødvendiggjør større målestokk. Det henvises også til D-tegninger for ytterligere oversikt (se innholdsfortegnelsen for relevante tegninger).



Figur 1-1: Oversiktskart med anvisning av fremtidig vegnettverk i området for Anleggstunnel, Saltimport fra Måseskjærvegen inn til ny Fløyfjelltunnel.

## 1.2 Grunnlagsmateriale

Følgende grunnlagsmateriale er benyttet under utarbeidelse av foreliggende rapport:

- ❖ NGUs berggrunnskart på nett (Berggrunn N50). <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>
- ❖ NGUs løsmassekart på nett. [http://geo.ngu.no/kart/losmasse mobil/](http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/)
- ❖ NVEs aktsomhetskart for skred i bratt terreng (skrednett.no) <https://temakart.nve.no/tema/aktsomhet>

I tillegg henvises det til ingeniør- og hydrogeologisk rapport for forlengelsen av Fløyfjelltunnelen (RA-DSF-004) utarbeidet av NOAV. For øvrig grunnlag er det benyttet referanser underveis, med henvisning til referanselisten.

## 1.3 Ingeniørgeologiske prosjekteringsforutsetninger

### 1.3.1 Styrende dokumenter

Følgende dokumenter er styrende for definisjon av geotekniske prosjekteringsforutsetninger, begrenset til området bergteknikk:

- ❖ NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- ❖ NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7. Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- ❖ Statens vegvesen. 2020. Håndbok N500. Vegtunneler. Vegdirektoratet.

### 1.3.2 Pålitelighetsklasse

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 plasserer tiltak i en pålitelighetsklasse (CC/RC) (eng. «Consequence class/Reliability class). I henhold til tabell NA:A1(901) (nasjonalt tillegg) er undergrunnsanlegg delt i følgende pålitelighetsklasser, avhengig av kompleksitet (tabell 1-1):

Tabell 1-1: Utsnitt fra tabell NA:A1(901) i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (CC/RC)			
	1	2	3	4
... undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller <sup>1)</sup>		(x)	x	(x)
... undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold <sup>1)</sup>	x	(x)		

<sup>1)</sup>Ved vurdering av pålitelighetsklasse for (...) undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

Anleggstunnelen fra Saltimport-tomten er plassert under kategorien «...undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller.» Det er på nåværende tidspunkt noe begrenset kjennskap til nivå av bergoverflaten langs første del av tunneltraséen. Det er fremdeles knyttet noe usikkerhet til bergmassens beskaffenhet i nivå med planlagt tunneltrasé.

Anleggstunnelen er vurdert som en vital del av anleggsinfrastrukturen for driving av Fløyfjelltunnelen. Eventuell funksjonssvikt vil kunne medføre store forsinkelser og økonomiske konsekvenser for prosjektet.

I tillegg til ovennevnte aspekter vil tunneltraséen føres med umiddelbar nærhet til eksisterende infrastruktur, både på overflaten og i undergrunnen. Brudd eller funksjonssvikt, i form av f.eks. stabilitetsproblemer i tunnelen i nærføringsområder, er ventet å medføre store økonomiske konsekvenser.

Basert på ovenstående vurderinger er prosjektet plassert i pålitelighetsklasse CC/RC 3.

### 1.3.3 Geoteknisk kategori

I henhold til SVV håndbok N500 *Vegtunneler* skal alle vegtunnelprosjekter som hovedregel plasseres i geoteknisk kategori 3. Ved klassifisering er det imidlertid mulig å variere geoteknisk kategori for ulike deler og ulike faser av prosjektet.

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 (Eurokode 7) angir prinsipper for fastsettelse av geoteknisk kategori for prosjektering av konstruksjoner. Geoteknisk kategori benyttes blant annet for å definere omfanget av geotekniske undersøkelser og kontroll. I henhold til *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering*, fremkommer geoteknisk kategori som en funksjon av prosjektets pålitelighetsklasse (CC/RC) og vanskelighetsgrad (tabell 1-2) [1].

*Tabell 1-2: Bestemmelse av geoteknisk kategori i henhold til Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering. Hentet fra [1].*

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 (gjelder hovedsakelig atomreaktorer og lagre for radioaktivt avfall).

Prosjektets vanskelighetsgrad vurderes på grunnlag av grunnforhold og type prosjekt, og klassifiseres i henhold til *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering* [1]. Vanskelighetsgraden for driving av anleggstunnelen fra Saltimport-tomten er vurdert å være høy. Særlig er nærhet til eksisterende infrastruktur på overflaten og i undergrunnen en utfordring. For optimal gjennomføring av prosjektet vil det anbefales grunnundersøkelser både før og under bygging. Et eksempel på grunnundersøkelser under bygging er sonderboring fra stoff.

På bakgrunn av ovenstående vurderinger av prosjektets pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad, plasseres anleggstunnelen fra Saltimport-tomten i geoteknisk kategori 3, begrenset til området bergteknikk.

### 1.3.4 Krav til kontroll av prosjektering og utførelse

Krav til kontroll av prosjektering og utførelse er definert i NS-EN 1990:202+A1:2005+NA:2016, tabellene NA.A1.3.1 (902), (903) og (904). For pålitelighetsklasse 3 gjelder prosjekteringskontrollklasse PKK3 og utførelseskontrollklasse UKK3 for utvidet kontroll.

Utvidet kontroll skal utføres i byggherrens regi, enten av byggherrens egen organisasjon eller av et annet foretak som er uavhengig av prosjekterende/utførende. Krav til kontroll gjelder i alle faser av prosjektet.



## 2 Beskrivelse av grunnforhold (faktadel)

### 2.1 Topografi og løsmasser

De første 150 m av tunneltraséen passerer under tettbygd strøk med liten høydeforskjell. Etter kryssing under eksisterende E39, går tunneltraséen inn under Sandviksfjellet. Noen fyllmasser i tettbygd strøk må forventes. Ifølge NGUs løsmassekart (1:50 000) er området preget av bart fjell.

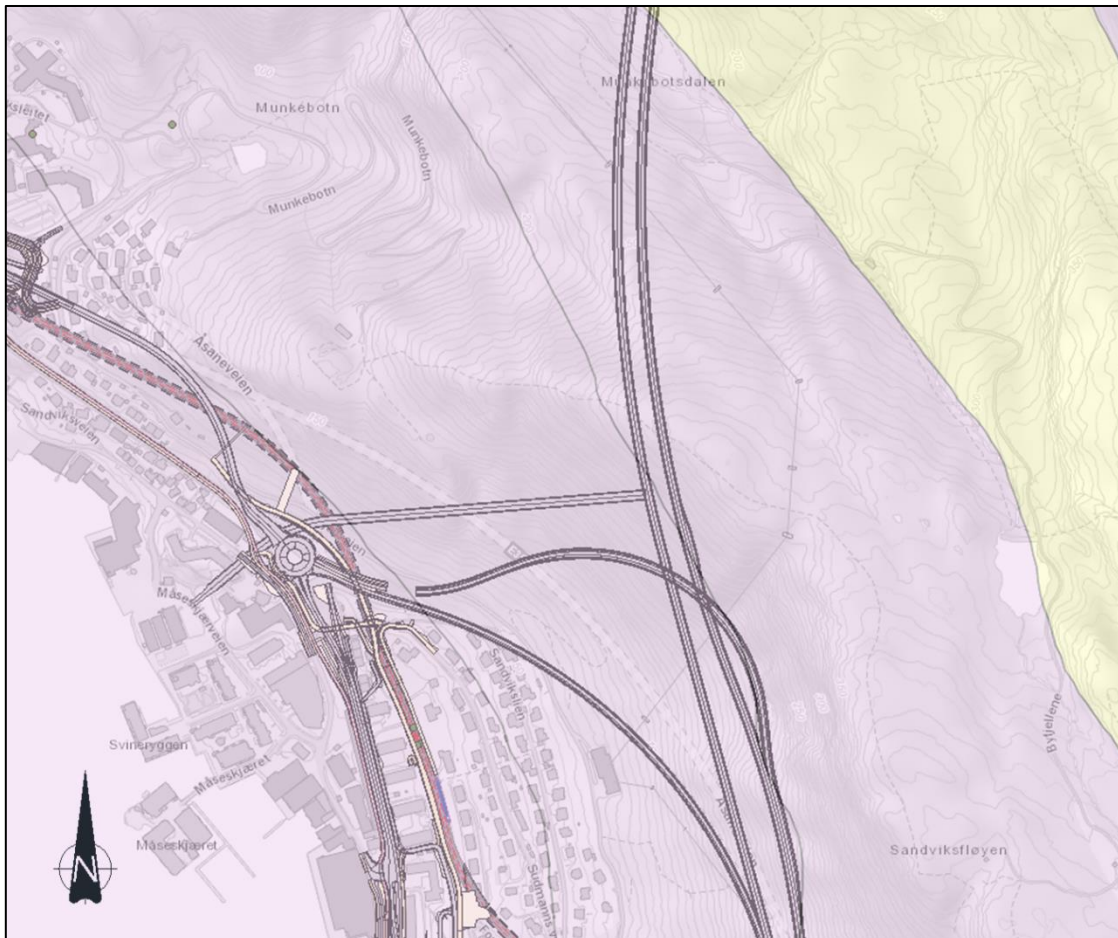


Figur 2-1: Utsnitt fra NGUs løsmassekart (1:50 000) på nett lagt over gjeldende veg- og banemodeller. Brun farge indikerer bart fjell. Mørk grå farge indikerer fyllmasser. Det må forventes noe fyllmasser i tettbygd strøk også innenfor det brune området. Lys grønn farge indikerer tynt morenedekke.

### 2.2 Berggrunnsgeologi

Basert på NGUs berggrunnskart, består berggrunnen i området av grunnfjellsbergarter av proterozoisk alder, tilhørende Blåmannsdekket. Blåmannsdekket ble skjøvet under skyvedekken under den kaledonske fjellkjededannelsen, men har med tiden kommet frem i dagen etter hvert som de kaledonske skyvedekken er erodert ned. Bergartene er i hovedsak migmatitt og migmatittgneis, stedvis med tydelig øye- eller båndstruktur. Bergmassen er i litteraturen beskrevet som granittisk og relativt massiv. Det er også kartlagt pegmatitt-, granitt- og amfibolittganger.

Foliasjonen er tolket å ha moderat fall mot nordøst. Fallet vil variere grunnet foldning. Det er ikke ventet at tunneltraséen krysser bergartslag av kvartsitt. Strukturgeologien i området er preget av skyveforkastninger. Det er ikke ventet at tunneltraséen krysser større forkastninger basert på tilgjengelig kartgrunnlag.



Figur 2-2: Utsnitt fra NGUs berggrunnskart (1:50 000) på nett lagt over gjeldende veg- og banemodeller. Rosa farge indikerer migmatitt og migmatittgneis, stedvis omdannet til øye- og båndgneis. Gul farge indikerer kvartsitt.

## 2.3 Erfaringer fra nærliggende anlegg

### 2.3.1 Eksisterende Fløyfjelltunnel

Det ble ikke utført kontinuerlig kartlegging på stoff under driving av eksisterende Fløyfjelltunnel. Tunnelløpene ble drevet med TBM, og deretter strosset ut i veggene for å gjøre plass til påkrevd kjørebanebredde, i perioden 1984-1986. Rapporter fra prosjektet beskriver imidlertid godt berg og lite sikringsomfang [4]. Sikringsomfanget er kvantitativt dokumentert. Det ble installert totalt 350 stk sikringsbolter i sørgående løp (ca. 0,1 bolt pr. tunnelmeter), og 105 stk sikringsbolter i nordgående løp (ca. 0,03 bolt pr. tunnelmeter) under driving. Det ble ikke benyttet sprøytebetong under driving. Det antas at sikringen er supplert i ettertid, men omfanget er ukjent.

I 2017 ble det gjennomført en ingeniørgeologisk tilstandsvurdering av en kortere strekning av sørgående løp, i forbindelse med fjerning av PE-skum [5]. Det ble identifisert et parti med tett oppsprukket berg omtrent 16 m inn i tunnelen fra Sandviken, med behov for supplerende bergsikring. Sonens utstrekning er usikker, fordi den forsetter bak PE-skummet. Tabell 2-1 oppsummerer resultatene fra utført kartlegging med Q-systemet for en 5 meter lang seksjon, 14-19 m inn i tunnelen. Spenningsreduksjonsfaktoren (SRF) er satt til 2,5 grunnet lav overdekning og nærhet til påhugget. Omtrent 40 m inn i sørgående løp fra Sandviken, er det

kartlagt en sleppe i overgangen mellom TBM-profilet og utstrossingen. Det er registrert noe leire i sleppen. Ingen av de ovennevnte seksjonene ligger i umiddelbar nærhet til den planlagte tunneltraséen for anleggstunnelen, men observasjonene gir nyttige indikasjoner på den generelle karakteren til nærliggende områder med redusert bergmassekvalitet.

I tillegg til ovennevnte tilstandsvurdering, har Sweco utført bergmasseklassifisering i eksisterende Fløyfjelltunnel i forbindelse med numerisk analyse av kryssområdet i Sandviken [6]. Det ble registrert Q-verdier i størrelsesorden 7-25 og 3-25 i hhv. sørgående og nordgående løp. Under kartlegging i eksisterende Fløyfjelltunnel er det også påvist opptreden av klorittbelagte slepper og sprekkeplan.

*Tabell 2-1: Resultater fra utført kartlegging av bergmassekvalitet 14-19 m inn i sørgående løp fra påhugget i Sandviken.*

RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF	Q-verdi
20	6	1,5	3	1	2,5	4,14
15	6	1,5	3	0,66	2,5	2,06

### 2.3.2 Skuteviken VA-tunnel

NOAV har utført ingeniørgeologisk befaring av deler av Skuteviken VA-tunnel høsten 2020 i forbindelse med planlegging av Sandviken holdeplass i fjell. Observasjonene under befaringen har også nytteverdi for videre prosjektering av anleggstunnelen fra Saltimport-tomten.

Opptredende sprekkesett er foliasjonen med fall 40-50° mot NØ-NNØ, samt et markant sprekkesett med fall 65-70° mot VSV. I tillegg opptre sporadiske sprekker med varierende fall mot ØSØ.

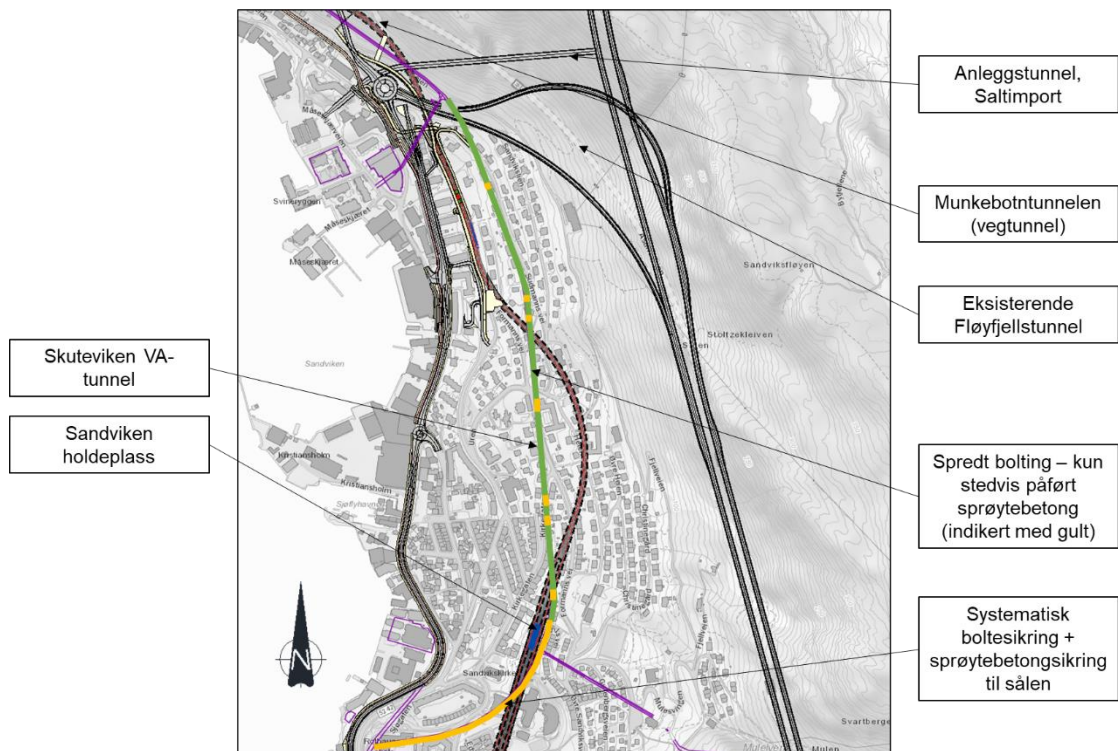
Tunnelen er gjennomgående sikret med fiberarmert sprøytebetong til sålen, samt systematisk bolting (c/c 2,0 m) i hengen forbi området for Sandviken holdeplass (figur 2-3). Bergmassen er lite tilgjengelig for observasjon, men nederst mot sålen er det imidlertid observert sterkt oppsprukket kvartsitt i overensstemmelse med NGUs berggrunnskart. Kvartsitten har leirig sprekkefylling. I området for Sandviken holdeplass er bergarten båndgneis. Q-verdien varierer fra 0,5-4, dvs. nokså dårlig bergmassekvalitet.

Lenger nord fremstår berget mer markant granittisk, og er generelt av betydelig bedre kvalitet i områdene hvor det ikke er påført sprøytebetong. Bergmassekvaliteten betegnes som god til svært god ( $Q > 10$ ). Det er benyttet spredt bolting, og stedvis påført sprøytebetong, antagelig ved passering av svakhetssoner. Seksjoner med sprøytebetong samsvarer relativt godt med antatte svakhetssoner tolket ut ifra utført refraksjonsseismikk.

Det er stedvis installert dryppsikring i tunnelen. Enkelte seksjoner fremstår nokså våte. I geologisk rapport for anbudsgrunnlaget er det forutsatt systematisk sonderboring og påfølgende forinjeksjon. Det er ikke fremlagt dokumentasjon på utført injeksjon. Det er usikkert om dette ble utført. Det er foreløpig heller ikke fremlagt dokumentasjon av bergmassekartlegging under driving, eller dokumentasjon på utført bergsikring.

### 2.3.3 Munkebotntunnelen (vegtunnel, påkjøring til nordgående E39)

Munkebotntunnelen er en 550 m lang, 2-felts nordgående vegtunnel som knytter Sandviksveien til nordgående E39 (Åsaneveien). NOAV er ikke kjent med at det foreligger sluttrapport for driving og sikring av Munkebotntunnelen. Det anbefales at all tilgjengelig dokumentasjon for tunnelen fremlegges som grunnlag for videre detaljprosjektering.



Figur 2-3: Oversiktsskisse for nærliggende anlegg, med opplysninger fra ingeniørgeologisk befaring i Skuteviken VA-tunnel. Fiolette linjer representerer deler av Skuteviken VA-tunnel og tverrslag til denne, samt andre bergrom, hvor det ikke er utført detaljert registrering av utført bergsikring.

## 3 Utførte og planlagte grunnundersøkelser (faktadel)

### 3.1 Ingeniørgeologisk feltkartlegging

#### 3.1.1 *Generelt*

Det er utført ingeniørgeologisk feltkartlegging høsten 2019, våren 2020 og høsten 2020 i forbindelse med skissefasen for DSF og DS2. Hensikten var å fremskaffe en innledende oversikt over bergartsfordeling og bergmassens oppsprekking, herunder sprekkeorientering og sprekkeflatenes karakter. I tillegg er det gjennomført ingeniørgeologisk befarings i desember 2020, spesifikt rettet mot identifisering av antatte svakhetssoner som krysser tunneltraséen, indikert av utførte skrivebordsstudier.

#### 3.1.2 *Bergartsfordeling*

Tilgjengelige berggrunnskart stemmer godt overens med observasjoner i felt. Gneisbergartene i Blåmannsdekket (migmatittgneis, øyegneis og bandgneis) er alle av granittisk sammensetning, med stedvise innslag av amfibolittganger.

#### 3.1.3 *Bergmassens oppsprekking*

Gneisbergartene i Blåmannsdekket fremstår relativt massive. Oppsprekingsgraden kan i hovedsak karakteriseres som lav (< 10 sprekker pr. m<sup>3</sup>). Sprekkeflatene fremstår i hovedsak som ru, og moderat bølget på hhv. små- og mellomskala. Det er ikke observert sprekkefylling ved kartlegging i dagen. Ved kartlegging i Skuteviken VA-tunnel er det observert svakt omvandlede sprekkeflater belagt av sandpartikler og oppknust berg. Det er stedvis også observert leirbelegg i nærheten av antatte svakhetssoner.

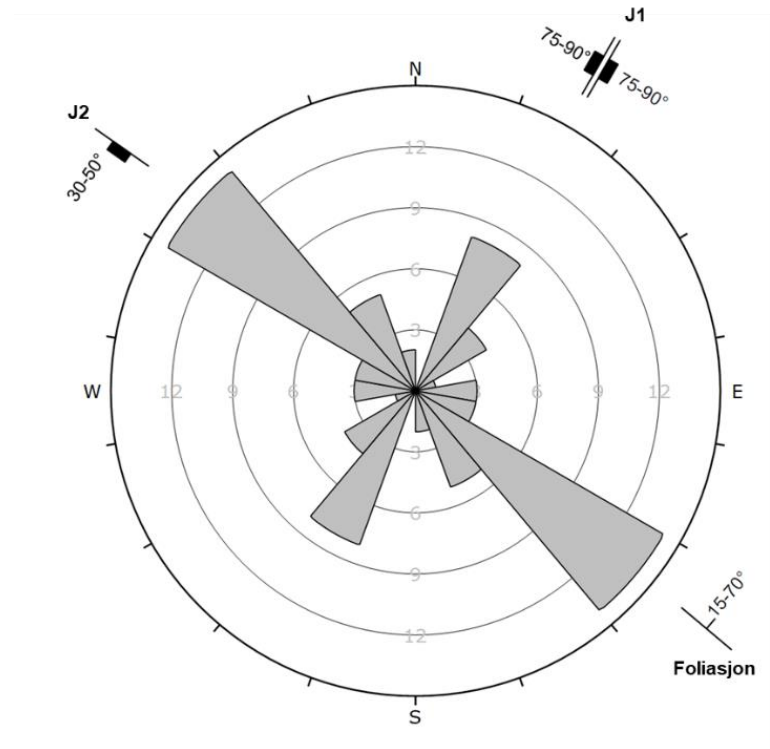
For hver kartleggingslokalitet er det typisk observert foliasjonssprekker, samt ett til to øvrige hovedsprekkesett. De fleste sprekken fremstår gjennomsettende, og utholdende over flere meter. Fordi bergmassen er foldet, forventes fallvinkelen å variere mye over relativt korte avstander. Kartlagte sprekker (DSF) er illustrert i sprekkerosen i figur 3-1 og i tabell 3-1.

Utførte sprekkemålinger under befaringsen i desember stemmer godt overens med tidligere utførte målinger. Terrenget på Sandviksfjellet er preget av gjentagende, parallelle bergvegger definert av sprekkesett J1, med subvertikalt fall mot VNV. Også foliasjonssprekker og sprekker tilhørende sprekkesett J2 er hyppig observert.

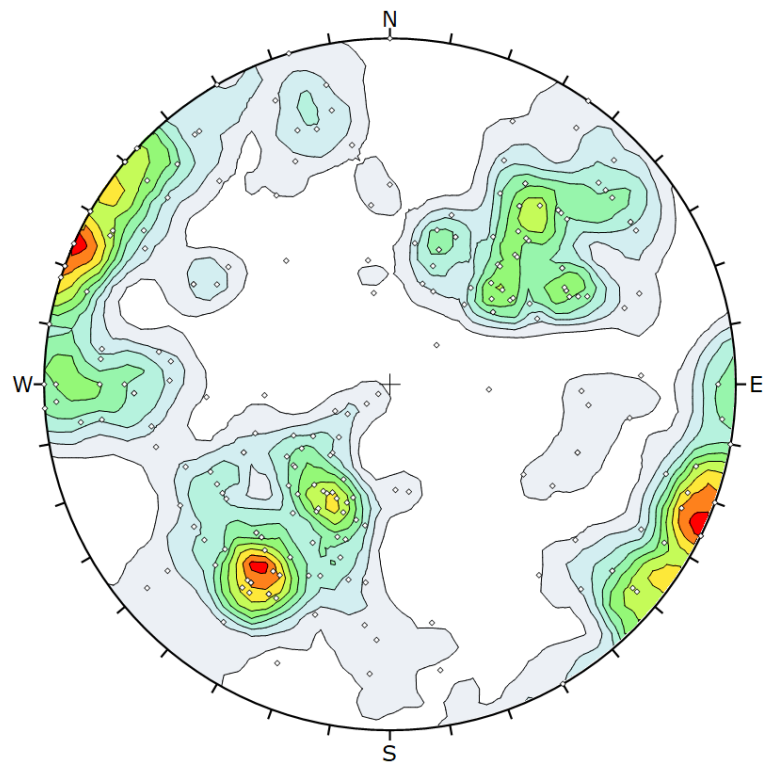
I tillegg til utført feltkartlegging er det samlet inn data fra tidligere kartlegging av sprekkeorienteringer utført i forbindelse med eldre prosjekter i Sandviken/Bergenuhusområdet. Innsamlede data er fremstilt i stereoplottet i figur 3-2. Opptredende sprekkesett stemmer godt overens med utført feltkartlegging (figur 3-1).

Tabell 3-1: Oversikt over kartlagte sprekkeorienteringer.

Sprekkesett	Strøkretning	Fallretning	Fall
Foliasjon	NV-SØ	NØ	15-70°
J1	NØ-SV	NV/NØ (alternierende)	75-90°
J2	NV-SØ	SV	30-70°



Figur 3-1: Sprekkerose med registreringer fra utført ingeniørgeologisk feltkartlegging i dagen for DSF. Totalt antall sprekker er 40.

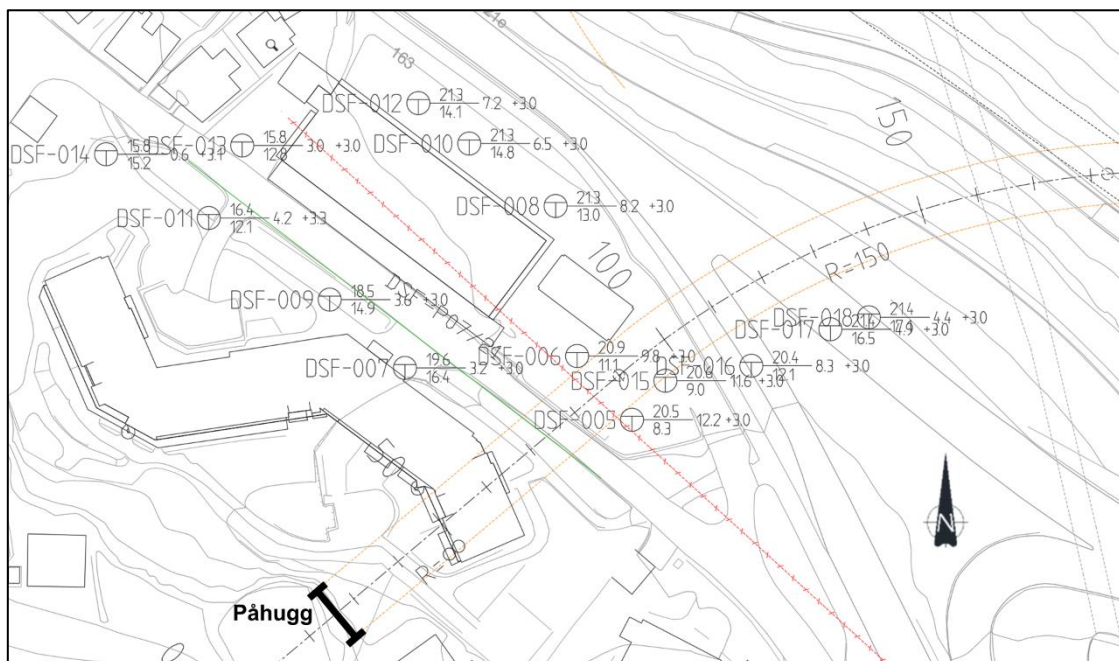


Figur 3-2: Stereoplot av innsamlede sprekkedata for øvrige prosjekter i Sandviken/Bergenhusområdet. Data fra reguleringsplanarbeid for renseanlegg under NHH (1991) og Fløygarasjen (2004/2008). Dataene omfatter blant annet kartlegging i Koengen jernbanetunnel.

## 3.2 Grunnboringer

### 3.2.1 Utførte og planlagte boringer

Det er utført totalsonderinger i prosjektets skissefase i flere omganger. I tillegg foreligger det eldre grunnlagsdata. For anleggstunnelen fra Saltimport-tomten er det utført boringer for å undersøke bergoverdekningen i området. Dybde til berg varierer fra 0,6 til 12,2 m. En oversikt over utførte boringer er vist i figur 3-3. Det er generelt registrert økende løsmassetykkelse mot sørøst.

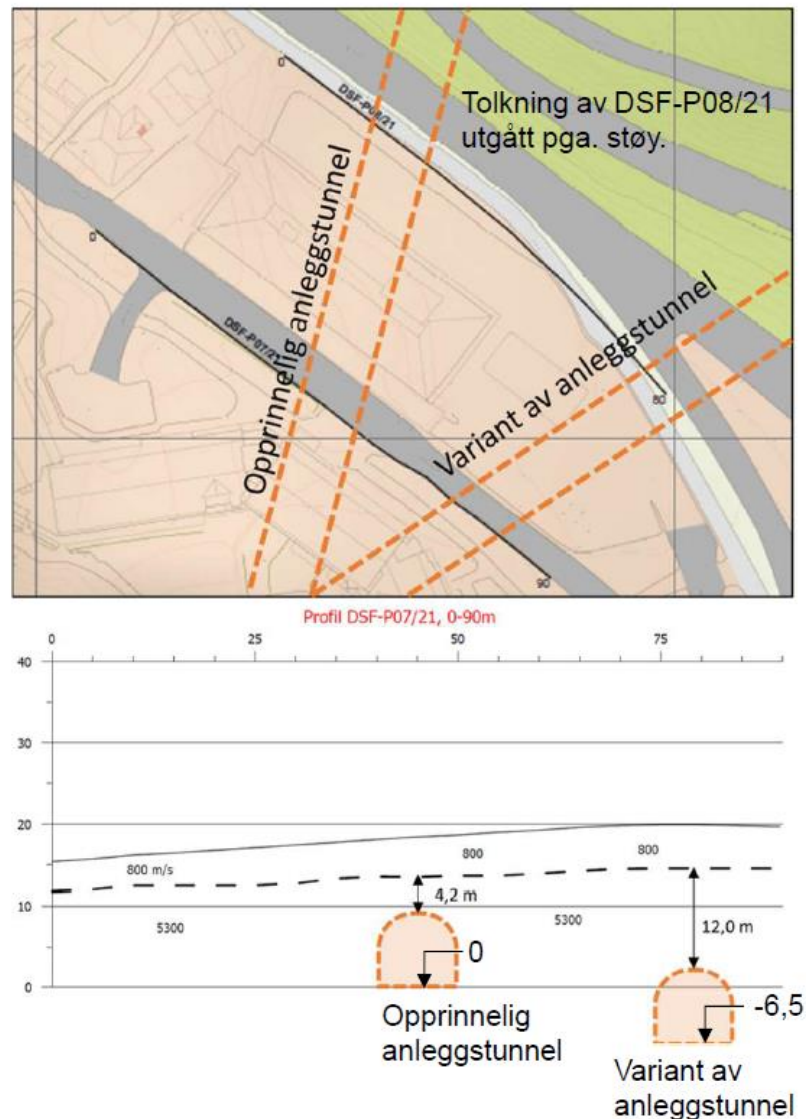


Figur 3-3: Oversikt over utførte totalsonderinger. Refraksjonsseismikkprofil DSF-P07/21 er vist i grønt. Gjeldende variant av anleggstunnelen vist med oransje kontur med profilering hver 50 m. Antatt svakhetszone stiplede i rødt er omtalt i avsnitt 4.5.

## 3.3 Refraksjonsseismikk

### 3.3.1 Utført refraksjonsseismikk

Det er utført refraksjonsseismikk for å verifisere utførte totalsonderinger, samt gi en innledende indikasjon på bergmassekvaliteten (P-bølge hastighet) de første 100 m av anleggstunnelen. To refraksjonsseismikkprofiler er utført, med lengde hhv. 80 og 90 m. Resultatene fra profil DSF-P08 var ikke mulig å tolke, grunnet for mye støy fra E39. Profil DSF-P07 indikerer dyp til berg i størrelsesorden 3,5-5,5 m. Registrert seismisk hastighet i berg er 5300 m/s. Dette indikerer god bergmassekvalitet. Det er ikke registrert dagfjell med lavere seismisk hastighet eller lavhastighetssoner.



Figur 3-4: Skisse for utført refraksjonsseismikk for anleggstunnelen med lengdeprofil for DSF-P07/21. Påtegnert tunneltrasé for de ulike alternativene for anleggstunnelen i plan og snitt. Det er valgt å gå videre med «Variant av anleggstunnel». «Opprinnelig anleggstunnel» er vurdert som ikke gjennomførbar, grunnet for liten bergoverdekning. Profil DSF-P08/21 er ikke tolket grunnet mye støy fra E39.

### 3.4 Hydrogeologiske undersøkelser

Ingeniørgeologisk kartlegging og geotekniske borer og refraksjonsseismikk er benyttet til hydrogeologisk kartlegging og grunnlagsdata av løsmassemektighet, bergartstype og sprekkemønster.



## 4 Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkningsdel)

### 4.1 Bergoverdekning

Bergoverdekningen ved påhugget (ca. profil 27) er omtrent 7 m. De første 50 meterne inn er antatt bergoverdekning ca. 10 m. Basert på utførte boringer, faller bergoverflaten raskt av fra ca. profil 75. Minste bergoverdekning basert på utførte boringer er ca. 7 m. Det er anbefalt supplerende boringer for å verifisere bergoverdekningen ved passering under E39. Det antas at bergoverflaten stiger slakt i retning av tunnelaksen ved passering under eksisterende E39 i dagen. Etter passering under E39 går tunnelen inn under Sandviksfjellet, og overdekningen stiger raskt. Ved påkobling til Fløyfjelltunnelen er bergoverdekningen i størrelsesorden 210 m. Det henvises for øvrig til ingeniørgeologisk plan- og profiltegnning (vedlegg 1).

### 4.2 Påhuggsforhold

Et oversiktsfoto av påhuggsområdet ved Saltimport-tomten er vist i figur 4-1. Det er utført ingeniørgeologisk befarings til påhuggsområdet våren 2020, som grunnlag for vurderingene i dette avsnittet. Bergmassen (granittisk gneis) fremstår svært massiv og kompetent, med blokker i størrelsesorden 10-30 m<sup>3</sup>.

Påhugget for anleggstunnelen kan anlegges på to alternative måter; enten direkte i eksisterende bergskjæring, eller ved at det etableres en kort forskjæring. Det bør tilstrebes å minimere inngrepet i eksisterende terreng som mye som teknisk mulig. Skjæringshøyden for eksisterende bergskjæring er 10-15 m. Tunnelsålen vil legges ca. 4 m lavere enn dagens terreng for å oppnå tilstrekkelig bergoverdekning for påhugget. Bergoverdekningen avhenger av lengden på forskjæringen, men det forutsettes bergoverdekning større enn 5 m. I inneværende fase er det forutsatt etablering av forskjæring, med påhuggsflate normalt på senterlinjen ved profil 27. Dette gir ca. 7 m bergoverdekning ved påhugget.

Det må påregnes bergsikring av påhuggsflaten. Stor blokkstørrelse nødvendiggjør lange sikringsbolter (typisk Ø32 mm, 6-8 m), både horisontalt og radielt. Behov for kraftige stag vurderes ved detaljprosjektering. Andre aktuelle sikringsmidler er bergbånd og stålfiberarmert sprøytebetong.



Figur 4-1: Oversiktsfoto over påhuggsområde for anleggstunnel fra Saltimport-tomten.

### 4.3 Tolket bergartsfordeling i tunnelnivå

Basert på NGUs berggrunnskart, inklusive geologiske vertikallprofiler, er det utført en tolkning av forventet bergartsfordeling i tunnelnivå. Det forventes at hele tunnelen vil gå gjennom migmatitt og migmatittgneis. Struktur og sammensetning for gneisbergartene i Blåmannsdekket varierer lokalt. Det er ventet at disse variasjonene i liten grad vil påvirke drivingen.

### 4.4 Bergmassens detaljoppsprekking

For å vurdere muligheten for strukturelt betingede stabilitetsproblemer er det utført en enkel analyse i programvaren *Unwedge* fra Rocscience. Det er kun lagt vekt på geometriske betraktninger, dvs. utredning av potensialet for kiledannelse. Det er ikke utført stabilitetsberegninger, da dette er detaljprosjektering, og dermed ikke relevant for innværende planfase. Som input til analysen er orienteringen av hovedsprekkesettene tilegnet en gjennomsnittsverdi (tabell 4-1). Utført kartlegging viser at sprekkeorienteringen varierer lokalt, men inputverdien betraktes som representativ for gjeldende detaljnivå. Tunneltraséen har varierende retning fra NØ-SV til Ø-V. Sprekkesettene beskrevet i avsnitt 3.1.3 vil derfor ha varierende krysningsvinkel med traséen. To ulike scenarier er analysert for å ta høyde for linjeføringen (tabell 4-2). Merk at analysene ikke er representative for strekningen mellom P100 og P200, da anleggstunnelen svinger kontinuerlig mot øst. Programvaren tillater ikke analyse av en slik «sving», da programkoden er basert på ekstrapolering av et todimensjonalt tunnelverrsnitt.

Resultatene viser potensiale for ulike typer kiledannelse for de to analyserte scenariene. For scenario i. viser resultatene potensiale for kiledannelse i begge vederlag. Maksimalt

blokkvolum opptrer i høyre vederlag (stigende profilnr.), med utbredelse omtrent 1,9 m fra tunnelkonturen. For scenario ii. viser resultatene potensiale for kiledannelse i høyre vederlag, heng, samt høyre og venstre vegg. Blokkvolumene i vederlag/heng er relativt små sammenlignet med scenario i. Maksimalt blokkvolum opptrer i venstre vegg, med utbredelse omtrent 1,8 m fra tunnelkonturen.

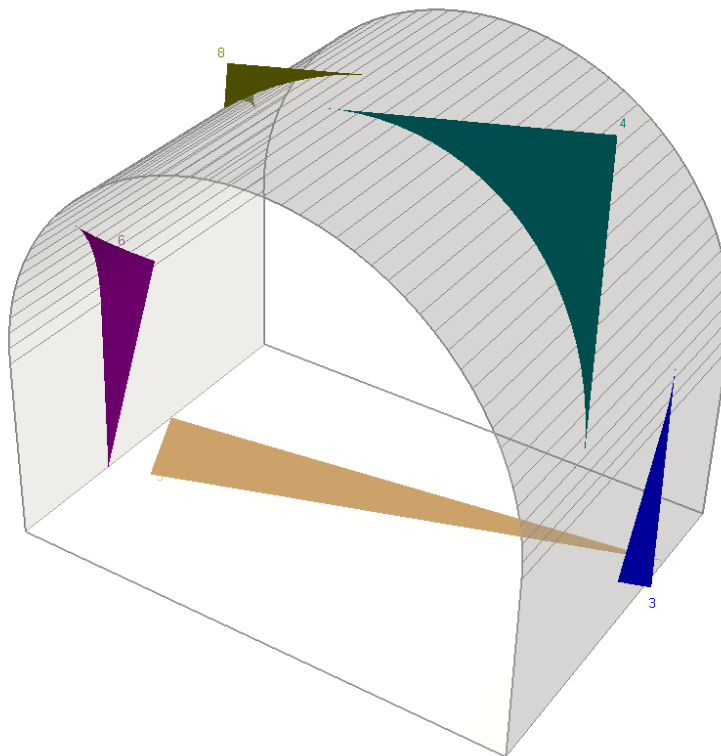
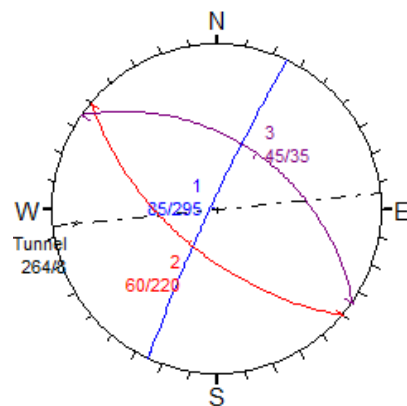
Basert på analysen forventes det at avløste blokker i hovedsak kan sikres med normale bergsikringsmidler som bolter med lengde 3-5 m og fiberarmert sprøytebetong.

Tabell 4-1: Hovedsprekkesett. Representativ orientering som input til analyse av kiledannelsespotensial (se stereonett til høyre).

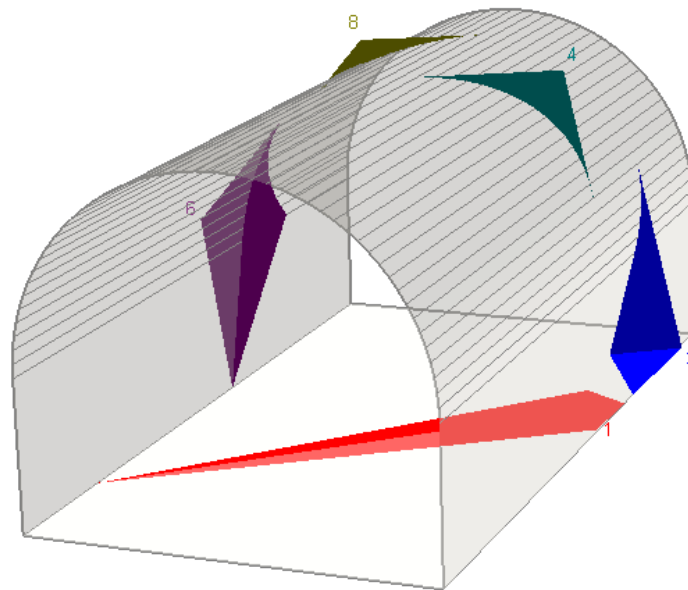
Sprekkesett	Fall	Fallretning
J1	85°	295°
J2	60°	220°
Foliasjon	45°	035°

Tabell 4-2: To ulike tunnelorienteringer er undersøkt (scenario ii. er vist i stereonettet til høyre).

Scenario	Orientering (trend/stup)	Relevante profilnr.
i.	050°/7°	P25-100
ii.	264°/8°	P200-535



Figur 4-2: Illustrasjon av kiledannelsespotensialet på strekningen profil 25-100. Sett mot nord. Maks blokkvolum opptrer i høyre vederlag (stigende profilnr.).



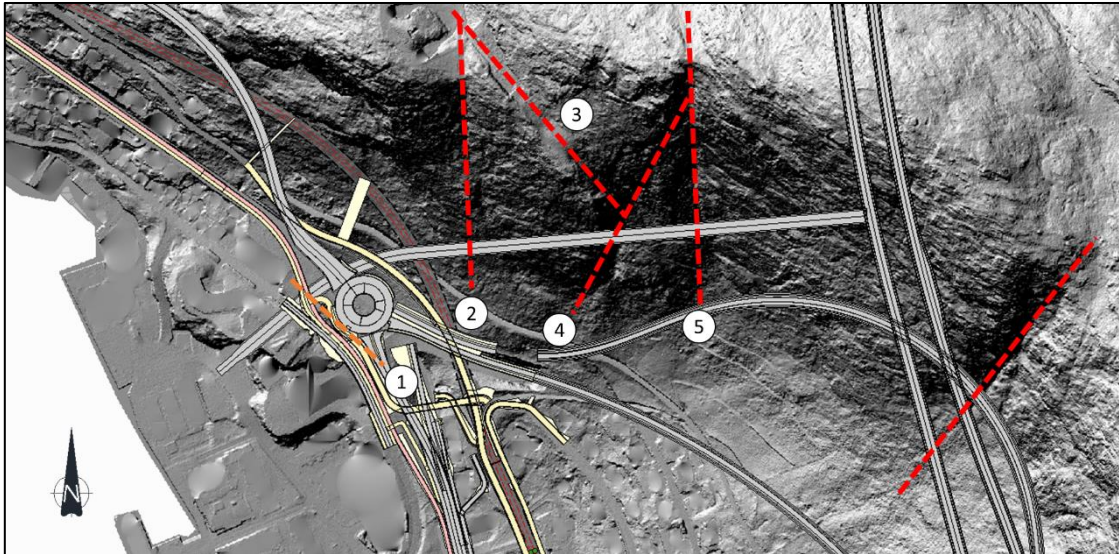
Figur 4-3: Illustrasjon av kiledannelsepotensialet på strekningen profil 200-510. Sett mot nordøst. Maks blokkvolum opptrer i venstre vegg (stigende profilnr.).

#### 4.5 Svakhetssoner

Basert på tilgjengelig LiDAR-data, flyfoto og totalsonderinger er tunneltraséen tolket å krysse flere antatte svakhetssoner. Observasjoner i tunnel (eksisterende Fløyfjelltunnel og Skuteviken VA-tunnel) har indikert at slike svakhetssoner er karakterisert av økt oppsprekking og stedvis leir-/klorittbelagte sprekkeplan. Det er imidlertid usikkert hvorvidt lineamentene vil opptre som svakhetssoner i tunnelnivå.

Svakhetszone 1 er antatt å krysse tunneltraséen ca. ved profil 85 er tolket basert på utførte totalsonderinger (DSF-005 og DSF-006). Det er registrert avvik mellom tolket bergoverflate basert på utført refraksjonsseismikk og utførte grunnboringer. Refraksjonsseismikken (DSF-P07/21) indikerer berg på kote +14.5, mens totalsonderingene like ved indikerer berg på hhv. kote +11 og +8. Sonderingsprofilene for grunnboringer indikerer blokkige masser, og det er utfordrende å fastslå hvor bergoverflaten er påtruffet. Dette kan indikere opptreden av en svakhetszone hvor overgangen mellom dagbergsonen og underliggende berg er uklar. Svakhetssonen er ikke fanget opp som en lavhastighetssone på det nærliggende seismikkprofilet, fordi retningen trolig er parallell med profilet. Det henvises til geoteknisk datarapport [2] og datarapport for geofysiske undersøkelser [3] for ytterligere detaljer.

Det er utført befaring i desember 2020 for å forsøke å identifisere de antatte svakhetssonene som krysser på tvers av Sandviksfjellet med omtrent retning N-S. Svakhetszone nr. 2, 3 og 5 er observert som tydelige terrengdepresjoner med bredde ca. 10-30 m i overflaten. Fordi overdekningen er i størrelsesorden 80-150 m, er det vurdert å ikke være behov for grunnundersøkelser i området på nåværende tidspunkt. Generelt avtar oftest sonebredden mot dypet.



Figur 4-4: Skisse av tolkede svakhetssoner som krysser anleggstunneltraséen basert på LiDAR-data (høydedata.no). Det er utført befaring for verifisering av kartstudier. Svakhetszone 2, 3 og 5 er observert i felt. Svakhetszone 1 er tolket basert på utførte totalsonderinger. Svakhetszone 4 er kun antatt basert på LiDAR-kart.

#### 4.6 Bergspenninger

Store deler av anleggstunnelen er antatt å gå gjennom kompetent, hovedsakelig massivt berg. De første 150 m av traséen vil være utsatt for lave bergspenninger. Stedvis er bergoverdekningen mindre enn spennet på tunnelen. Så nære overflaten preges bergmassens oppsprekking av åpne sprekker. Nærføring til eksisterende tunneler og bergrom vil redusere innspenningen ytterligere.

Fra ca. profil 150 øker bergoverdekningen kontinuerlig. Herfra forventes middels høye bergspenninger og gunstige spenningsforhold. Unntaket er ved passering under Skuteviken VA-tunnel, samt ved antatt kryssing av tolkede svakhetssoner. Sonenes påvirkning på bergspenningsforholdene er ventet å være relativt beskjeden.

Maksimal bergoverdekning for anleggstunnelen er ved påkoblingspunktet til Fløyfjelltunnelen. Her er bergoverdekningen ca. 210 m. Dersom vertikalspenningen settes lik overlagingstrykket, og med antatt egenvekt for bergmassen lik  $2650 \text{ kg/m}^3$ , vil vertikalspenningen være lik:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h = 2650 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,81 \text{ N/kg} \cdot 210 \text{ m} = 5,5 \text{ MPa}$$

For en gravitasjonsbelastet elastisk og isotrop bergmasse hvor laterale tøyninger ikke tillattes, kan horisontalspenning som en funksjon av maks teoretisk vertikalspenning uttrykkes slik:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_v$$

hvor  $\nu$  er Poissons forholdstall. Størrelsen varierer oftest mellom 0,15 og 0,35 avhengig av bergets elastiske egenskaper. Den teoretiske horisontalspenningen ved maksimalt overlagingstrykk, beregnet ved hjelp av uttrykket over, vil derfor være i størrelsesorden 1-3 MPa. Uttrykket bør imidlertid kun betraktes som et teoretisk utgangspunkt, fremfor et

praktisk estimat for bruk. Sannsynligvis vil tektoniske bergspenninger og topografiske også påvirke bergspenningsbildet i området.

Utførte bergspenningsmålinger ved hydraulisk splitting, i forbindelse med prosjektering av Haukeland stasjon (BT4), har indikert høye horisontalspenninger sammenlignet med overlagingstrykket. Bergspenningsmålinger utført i Skuteviken VA-tunnel, i nærheten av planlagt holdeplass ved Sandvikskirken indikerer også stedvis opptreden av høye horisontalspenninger i retning NNV-SSØ. Merk imidlertid at minste horisontalspenning er lav, og det er stedvis målt strekkspenninger. Både ved Haukeland og Sandvikskirken holdeplass er målingene utført relativt nære overflaten, og det forventes at spenningsbildet vil være nærmere isotropt på 200-300 m dyp. Det er ventet at største horisontalspenning vil følge parallelt med fjellryggen Sandviksfjellet, mens minste horisontalspenning vil stå ca. normalt på fjellsiden.

Ved driving av gamle Ulriken jernbanetunnel oppstod det problemer med sprakeberg. Bergoverdekningen er stedvis opp mot 600 m. Det er imidlertid ikke angitt noen lokalitet for problemene. Merk at stor grad av skifrihet kan gi anisotrope styrkeegenskaper, og redusert styrke ved belastning langs foliasjonen. Sprø, anisotrope bergarter kan bli utsatt for noe avskalling selv ved relativt moderat bergoverdekning.

## 4.7 Stabilitetssikring

### 4.7.1 *Generelt*

Stabilitetssikring utføres i praksis etter to prinsipper: arbeidssikring og permanent sikring. Arbeidssikring skal sørge for at sikkerheten til tunnelarbeiderne til enhver tid er ivaretatt under driving. Permanent sikring skal sikre langtidsstabiliteten i tunnelen, gjennom hele dens prosjekterte levetid. Oftest inngår arbeidssikringen på stuff som en del av den permanente sikringen. Det finnes likevel enkelte unntak. Ved særlig dårlige bergforhold kan det utføres provisorisk arbeidssikring for å takle de ustabile bergforholdene. Dette er sikring som ikke nødvendigvis er planlagt å inngå i den permanente sikringen. Et eksempel hvor arbeidssikringen er mindre omfattende enn permanentsikringen, er ved installasjon av sprøytebetongbuer i soner med redusert kvalitet etter at tunnelen er ferdig drevet.

Stabilitetssikring i vegtunneler skal utføres på bakgrunn av ingeniørgeologisk kartlegging på stuff, etter føringer gitt i håndbok N500, med sikringsmidler godkjent av Statens vegvesen. Kartlegging av bergartstype, dominerende strukturer og bergmassekvalitet utføres fortløpende for hver salve. Et innledende estimat av sikringsmengder for de ulike sikringsklassene er gitt i tabell 4-4. Sammenhengen mellom kartlagt bergmasseklasse (Q-systemet) og sikringsklasser for permanent stabilitetssikring er gitt i tabell 4-5.

### 4.7.2 *Sikringsmengder i de ulike sikringsklassene*

Tabell 4-4 presenterer et innledende estimat av antatte mengder for de ulike sikringsklasser pr. løpemeter tunnellopp. Grunnlaget er presentert i tabell 4-3. Sikringsmengdene er basert på sikringsklassene presentert i tabell 4-5.

Tabell 4-3: Grunnlag for beregning av sikringsmengder.

Beskrivelse	Verdi	Enhet
Bredde, sprengningsprofil SKI-SKIV	10,5	m
Bredde, sprengningsprofil SKV	11,2	m
Buelengde, heng SKI-SKIV	16,5	m
Buelengde, heng SKV	17,6	m
Vegghøyde	3,85	m
Faktor for ruhet	1,5	-
Faktor for prelltap	1,1	-
Densitet, armering (ø20 mm)	2,47	kg/m

Tabell 4-4: Estimerte sikringsmengder i ulike sikringsklasser.

Bergmasseklasse	A/B	C	D	E	F	G
Q-verdi	> 10	4-10	1-4	0,1-1	0,01-0,1	< 0,01
Sikringsklasse	SKI	SKII	SKIII	SKIV	SKV	SKVI
Sikringsbolter (fullt innstøpte kombinasjonsbolter) (antall bolter pr. m tunnellopp)	3,6	5,6	7,2	11,2 <sup>1</sup>	25,3 <sup>1</sup>	*
Fiberarmert sprøytebetong (m <sup>3</sup> pr. m tunnellopp)	2,2 <sup>2</sup>	2,2 <sup>2</sup>	4,0	6,0	10,4	*
Uarmert sprøytebetong for armerte sprøytebetongbuer (m <sup>3</sup> pr. meter tunnellopp)	*	*	*	1,1	3,9	*
Armering for armerte sprøytebetongbuer (kg pr. meter tunnellopp)	*	*	*	120	312	*
Forbolter (antall bolter pr. m tunnellopp) <sup>3</sup>	*	*	*	13,2	14,1	*

<sup>1</sup> Inkluderer doble fotbolter til armerte sprøytebetongbuer.

<sup>2</sup> Kun medregnet sprøytebetong for «Buelengde, heng SKI-SKIV».

<sup>3</sup> Kun medregnet forbolter for «Buelengde, heng SKI-SKIV» og «Buelengde, heng SKV». Senteravstand 0,5 m. Forutsatt halv salvelengde (2,5 m) i SKIV og SKV.

#### 4.7.3 Sikringsmetoder

Ved normale bergforhold (SKI-SKIII) består vanligvis arbeidssikringen av maskinell- og manuell rensk (spettrensk), installasjon av radielle bergbolter (kombinasjonsbolter), og påføring av sprøytebetong. Bolter og sprøytebetong inngår da som en del av permanent sikring.

Ved svært dårlig bergmasse eller liten bergoverdekning benyttes ofte armerte sprøytebetongbuer i tillegg til radiell bolting og sprøytebetong. Installasjon av buer kan utføres på eller bak stuff, avhengig av behovet for umiddelbart sikringstrykk for å stabilisere bergmassen. Utførelse av armerte sprøytebetongbuer er beskrevet og illustrert i SVVs håndbok V520. Sålestøp vurderes også, for å sikre jevn trykkfordeling rundt tunnelprofilen, og forhindre oppheving av sålen. Ved ekstremt dårlig bergmasse benyttes ofte doble buer sammen med sålestøp. Overgangen til behov for full utstøping vurderes av ingeniørgeolog. Merk at tung sikring (sprøytebetongbuer, full utstøping o.l.) bør dimensjoneres spesielt i

hvert enkelt tilfelle. Tung sikring er plasskrevende, og det vil derfor i mange tilfeller være behov for utvidelse av sprengningsprofilen.

Ved dårlig bergmassekvalitet eller liten bergoverdekning kan det bli behov for provisorisk arbeidssikring som ikke inngår som en del av den permanente sikringen, med mål om å stabilisere stoffen og konturen for å unngå nedfall. Normalt vurderes behov for forbolter fra sikringsklasse IV og dårligere, samtidig som salvelengden reduseres. Forbolter settes vanligvis fra vederlag til vederlag, med senteravstand 0,2-0,5 m. Typisk boltelengde er 6-8 m. Behov for å dele opp tunnelverrsnittet kan også være hensiktsmessig i enkelte tilfeller. Det kan også være aktuelt å installere armerte sprøytebetongbuer på stoff, samt eventuelt å forsterke stoffen med bolter og sprøytebetong.



Tabell 4-5: Sammenheng mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser – permanent sikring. Modifisert etter håndbok N500.

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

#### 4.8 Tolket bergmassekvalitet og sikringsomfang

Tabell 4-6 presenterer tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå. Bergmassens beskaffenhet er tolket å være god til svært god for store deler av traséen, foruten tolkede svakhetssoner, samt seksjoner hvor lav bergoverdekning kan medføre noe dagsonepreget bergmasse.

Merk at fordelingen av sikringsklasser ikke tilsvarer fordelingen av bergmassekvalitet. Dette er fordi kryssing under nærliggende tunneler medfører økt sikringsomfang, til tross for at bergmassekvaliteten er ventet å være bedre enn det sikringsklassen tilsier. Nærføringer er

plassert i sikringsklasse IV. Bruk av armerte sprøytebetongbuer og forbolter i nærføringsområder betraktes som hensiktsmessig. I tillegg kan det vurderes behov for sålestøp for å sikre en lastbærende ringvirkning rundt hele tunnelkonturen, iht. føringene i tabell 4-5. Bruk av dobbeltarmerte sprøytebetongbuer eller gitterbuer må vurderes under driving. En mer detaljert beskrivelse av områdene er gitt i avsnitt 4.9.

Tabell 4-6: Prognose for bergmassekvalitet for anleggstunnelen.

Bergmasseklasse	A/B	C	D	E	F	G
Fordeling	59,8 %	24,5 %	7,8 %	7,8 %	0 %	0 %

Tabell 4-7: Prognose for sikringsomfang for anleggstunnelen.

Sikringsklasse	SKI	SKII	SKIII	SKIV	SKV	SKVI
Fordeling	53,9 %	24,5 %	7,8 %	13,7 %	0 %	0 %

## 4.9 Drivetekniske aspekter

### 4.9.1 Generelt

Det er ikke ventet spesielle forhold knyttet til bergmassens borbarehet og sprengbarhet utover variasjoner som må påberegnes ved driving gjennom varierende geologiske strukturer (båndgneis, foldning, kvartsårer o.l.). Grunnfjellsgneis utviser erfaringsmessig middels borsynk og borslitasje, og middels god sprengbarhet.

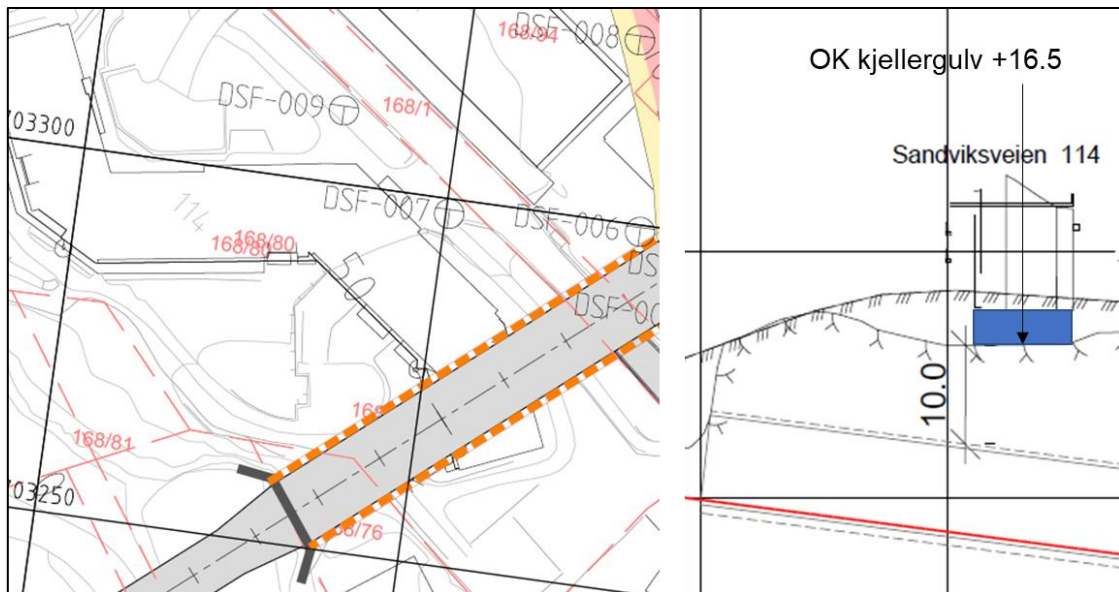
Ved kryssing av svakhetssoner må det påberegnes reduserte salvelengder og/eller oppdeling av tverrsnittet, dersom bergforholdene krever dette. I tillegg vil det være aktuelt å utføre forbolting for å opprettholde konturen og sikre trygge arbeidsforhold før installasjon av permanent bergsikring.

### 4.9.2 Grensesnitt mot eksisterende bygg

Ved ca. profil 50-70 passerer anleggstunnelen under et eksisterende bygg med ca. 10 m bergoverdekning. Det er foretatt innmåling av OK kjellergulv i bygget. Det antas at kjelleren er fundamentert på berg. Avstanden fra prosjektert tunnelheng til innmålt OK gulv er ca. 10,5 m.

Det må påberegnes spesielle tiltak ved driving under bygget med hensyn til rystelser. For å redusere rystelser, bør det minimum legges opp til kontursprengning og reduserte salvelengder, samt bruk av elektroniske tennere. Sømboring vil også være aktuelt. Det må forventes behov for å tilby alternativt oppholdssted for beboerne når arbeidene pågår – uavhengig av drivemetode.

Det er innledningsvis forutsatt at 10 m bergoverdekning er tilstrekkelig til at sikring kan utføres med konvensjonelle bergsikringsmetoder. Behov for forbolter og armerte sprøytebetongbuer vurderes på stoff i byggefasen, basert på kartlagt bergmassekvalitet.



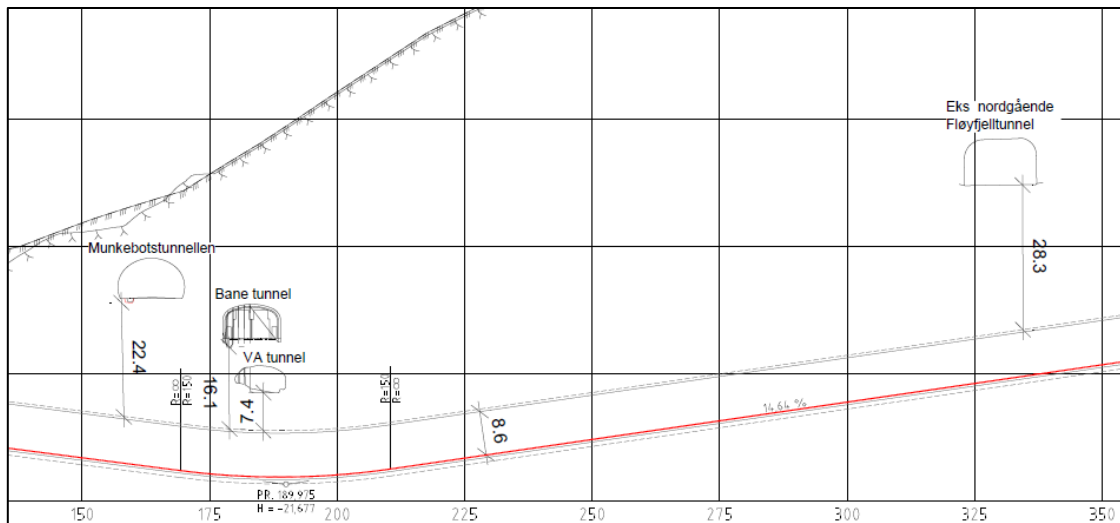
Figur 4-5: Arbeidstegning for passering under Sandviksveien 114.

#### 4.9.3 Grensesnitt mot eksisterende og planlagte tunneler

Området for anleggstunnelen er komplekst med hensyn til eksisterende og planlagt infrastruktur i grunnen. Eksisterende og planlagte grensesnitt er oppsummert i tabell 4-8 og visualisert i figur 4-6.

Tabell 4-8: Oversikt over grensesnitt mellom anleggstunnelen fra Måsekjærveien/Saltimport og eksisterende og planlagte tunneler.

Grensesnitt	Beskrivelse	Minste vertikalavstand	Ca. profilnr. langs anleggstunnel-traséen
Anleggstunnel Saltimport – Skuteviken VA-tunnel	Anleggstunnelen passerer under den eksisterende Skuteviken VA-tunnel.	7,3 m	P180-P190
Anleggstunnel Saltimport – Ny tunnel for Bybanen	Bybanetunnelen vil passere over anleggstunnelen	16,1 m	P180-P190
Anleggstunnel Saltimport - Munkebotntunnelen	Anleggstunnelen passerer under den eksisterende vegtunnelen Munkebotntunnelen.	22,4 m	P160-P170
Anleggstunnel Saltimport – eksisterende nordgående Fløyfjelltunnel	Anleggstunnelen passerer under den eksisterende nordgående Fløyfjelltunnel	28,3 m	P320-P340



Figur 4-6: Tegningsutsnitt av eksisterende og planlagte tunneler langs anleggstunnelen.

I kompetent, massiv til blokkig bergmasse utsatt for gunstige bergspenningsforhold forutsettes oftest en minimumsavstand mellom tunneler og bergrom på halve spennvidden. Overdekningen over anleggstunnelen ved passering under Munkebotstunnelen, Bybanetunnelen og Skuteviken VA-tunnel er ca. 35-65 m. Kryssområdet med VA-tunnelen ligger i relativt god avstand fra dalsiden (> 40 m). Retning for største hovedspenning er ventet å følge parallelt med dalsiden, dvs. normalt på senterlinjen for anleggstunnelen, og føre til gunstig innspenning i hengen. Erfaringsmessig ventes betydelige tektoniske bergspenninger. Anleggstunnelen har en spennvidde på 10,5 m på strekningen. Basert på ovenstående vurderinger er minste avstand på 7,3 m vurdert som gjennomførbart, selv ved nødvendig utvidelse av profilet for tung sikring (f.eks. armerte sprøytebetongbuer).

Selv om minimumsavstanden opprettholdes, må det ventes behov for tiltak under driving, både for å forhindre unødig skade på gjenstående bergstappe, for å overholde rystelseskra, samt for å ivareta permanentstabiliteten. Eksempel på aktuelle tiltak under driving er forbolting, sprengning med alternativ kontur (reduert hullavstand), reduserte salvelengder og oppdeling av tverrsnittet.

Det er innledningsvis forutsatt sikring av anleggstunnelen med armerte sprøytebetongbuer (SKIV i tabell 4-5) ved passering under Skuteviken VA-tunnel. Sålestøp kan vurderes for å sikre en kontinuerlig lastfordeling rundt hele tunneltverrsnittet. Ved betydelig dårligere bergmassekvalitet enn forventet må det vurderes behov for full utstøping. Da forutsettes det at tverrsnittet utvides for å gjøre plass til tung sikring.

Det bør i tillegg foretas en tilstandsvurdering av eksisterende bergsikring i Skuteviken VA-tunnel i kryssningsområdet, for å vurdere behov for supplerende bergsikring i eksisterende tunnel som proaktivt tiltak før driving av anleggstunnelen.

#### 4.10 Anvendelse av steinmaterialer

Det er utført en rekke undersøkelser på bergartsmateriale fra gamle Ulriken jernbanetunnel i forbindelse med prosjektering av ny Ulriken jernbanetunnel, før endelig valg av drivemetode ble fastsatt. Fordi nye Ulriken tunnel ble drevet med TBM vil ikke egenskaper for overskuddsmassene være representative for Fløyfjelltunnelen. Utførte tester på bergartsprøver under prosjektering kan derimot gi en indikasjon på forventet kvalitet og mulig anvendelse av tunnelmassene fra Fløyfjelltunnelen. Ulriken går gjennom den samme

tektoniske enheten (Blåmannsdekket) som forlengelsen av Fløyfjelltunnelen. Imidlertid kan bruksegenskaper variere stort innenfor samme bergartstype, og en vurdering utelukkende basert på erfaringer fra Ulriken vil ikke være tilstrekkelig på sikt.

Generelt indikerte resultatene fra Ulriken varierende egnethet til byggeråstoff, og det ble konkludert med behov for nye laboratorieundersøkelser under bygging for å fastsette bergartenes bruksegenskaper mer nøyaktig. For bruk i jernbane- og vegbygging stilles det blant annet krav til bergartens motstand mot nedknusing og slitasje. For prøvene fra Ulriken ble det konkludert med at steinmaterialene kun delvis var brukbare som ballast i jernbanebygging. Generelt utviste prøvene tilstrekkelig kvalitet for bruk i forsterknings- og frostsikringslag.

For bruk i vegbygging er resultatene fra Ulriken mindre anvendelige, da testene er utført på en grovere fraksjon enn hva regelverkets (SVV håndbok 018, nå N200 [8]) testmetode krever. Generelt sett viste resultatene for grovpukk at materialet er egnet som ballast, og antagelig også som byggeråstoff i forsterknings- og frostsikringslag. For Fløyfjelltunnelen bør dette imidlertid bekreftes med tester på bergartsmateriale i riktig fraksjon dersom bruk i vegbygging er aktuelt. Det bør også utføres nye prøver for bruk i bærelag og vegdekke.

Utførte undersøkelser av flisighet, densitet, LA-verdi (Los Angeles-test),  $M_D$ -koeffisient (Micro-Deval-test) og radioaktivitet for materiale fra Ulriken, har gitt indikasjoner på at steinmaterialet er egnet til betongformål. Også her ble testene for LA-verdi og  $M_D$ -koeffisient utført på en grovere fraksjon enn standardfraksjon for bestemmelse av egnethet til betongformål. For Fløyfjelltunnelen bør det i tillegg gjennomføres undersøkelser av vannabsorpsjon, alkalireaktivitet, innhold av syreløselig sulfat og totalt svovelinhold for å kunne deklare materialet.

Dersom steinmaterialet vurderes brukt til bane-, veg- og betongformål, bør det utføres nye tester for motstand mot nedknusing og slitasje, samt flisighetsindeks, hvor standardkrav til metode og fraksjon overholdes. Kravene til vegmaterialer er gitt i Statens vegvesens håndbok N200, kapittel 5 og 6, med henvisning til relevante teststandarder. For betongtilslag er kravene gitt i NS-EN 12620:2002+A1:2008+NA:2009.

Hvor egnet tunnelmassene er som fyllingsmateriale avhenger av fyllingstype, bergartstype og finstoffandel. Bergartene fra Fløyfjelltunnelen forventes generelt å være av god kvalitet med hensyn til bruk i sprengsteinsfyllinger. Dersom bergmassen utviser stor skifrihet eller høyt glimmerinnhold bør det imidlertid foretas en samlet vurdering av bergartsparametere opp mot fyllingens geometri og stabilitet.

Det forventes et betydelig masseoverskudd av tunnelstein. Det bør derfor fremlegges en overordnet oversikt av behovet for kvalitetsmasser i prosjektets veg- og banekonstruksjoner. Videre bør det utformes en plan for undersøkelser av tunnelmassenes egnethet som byggeråstoff. For å sikre tilstrekkelig mengde prøvemateriale av tilfredsstillende kvalitet, bør nye undersøkelser utføres på uforvitret, friskt bergartsmateriale, som fremskaffes fra en lokalitet hvor det utføres sprengningsarbeider, dersom dette lar seg gjøre. Det ansees som en utfordring å fremskaffe representative prøver før tunneldrivingen starter, da traséen ligger relativt dypt. Testing som utføres før byggestart vil derfor kun gi foreløpige indikasjoner på mulige bruksområder for materialet. Dersom det planlegges å benytte prosjektspesifikke masser til betongtilslag, vegformål eller andre formål med strenge krav til materialet, må det påregnes regelmessig testing under driving. Det må forventes variasjoner i materialkvalitet langs traséen, også innad i hver bergartsenhet.

#### 4.11 Syredannende bergarter

Gneisbergarter utviser varierende syredannelsespotensiale, og det er vanskelig å forutse risikoen for syredannelse uten å undersøke sulfidinnholdet i laboratorium. Selv om det ikke er observert synlige sulfidmineraler, f.eks. pyrittkrystaller, kan en likevel ikke utelukke betydelig syredannelsespotensiale. Tester av steinmaterialet for Ulriken tunnel omfattet ikke undersøkelser av totalt svovelinnhold. Grunnlaget er dermed begrenset til ovennevnte generelle erfaringer, og det bør derfor utføres slike undersøkelser underveis i byggefasen.

#### 4.12 Skredfarevurdering

Basert på studier av aktsomhetskart i bratt terreng fra NVE er områdestabiliteten for påhuggsområdet vurdert å tilfredstille krav til sikkerhet mot skred iht. bestemmelsene gitt i TEK17 og NA-rundskriv 2014/08.

Skredfare i området er også vurdert i rapporten RA-DSF-007 [7]. Steinsprang er vurdert som dimensjonerende skredtype i området. Modellering av steinsprang langs et profil med utløp i påhuggsområdet for anleggstunnelen viser at påhuggsområdet ligger utenfor faresonen for steinsprang med gjentakintervall 1/100 og 1/1000.



Figur 4-7: Utsnitt fra NVEs aktsomhetskart for skred i bratt terreng. Steinsprang er vurdert som dimensjonerende skredtype. Påhuggsområdet (markert med rød ring) ligger utenfor utløpsområdet for steinsprang. Sikkerhet mot skred er vurdert å være ivarettatt.

#### 4.13 Usikkerheter og spesielle risikomomenter

##### 4.13.1 Usikkerheter

Det er fremdeles knyttet usikkerhet til enkelte aspekter ved anleggstunnelen fra Saltimport-tomten. De mest fremtredende usikkerhetene er oppsummert under:

- ❖ Det eksakte fundamenteringsnivået for Sandviksveien 114 er ukjent. Det anbefales at det i senere planfaser foretas en befarings av byggene, for å vurdere muligheten for spesielle grunnundersøkelser som kan fastsette eksakt bergnivå for fundamentflaten.
- ❖ Bergmassekvaliteten fra profil 75-100 er usikker. Det er relativt stort avvik mellom resultatene fra utført refraksjonsseismikk og totalsonderinger. Totalsonderingene (DSF-005 og DSF-006) er utfordrende å tolke. Sonderingsprofilene kan indikere opptreden av en svakhetssone. Det anbefales å utføre en kjerneboring fra påhugget og langs med tunneltraséen for å kartlegge bergmassekvaliteten. Resultatene fra kjerneboringen vil gi et godt utgangspunkt for å detaljere forventet sikringsomfang.
- ❖ Utbredelse og karakter for tolkede svakhetssoner som krysser traséen er usikker. Det bør legges opp til systematisk sonderboring for å identifisere sonene. Grunnet usikkerhet i fallvinkel kan sonene potensielt påtreffes tidligere enn antatt, f.eks. dersom de følger parallelt med steile sprekker tilhørende sprekkesett J2 (figur 3-2). MWD-data kan erfaringsmessig gi nyttige indikasjoner på forventet bergmassekvalitet.

#### 4.13.2 **Spesielle risikomomenter**

Av spesielle risikomomenter fremheves kryssing under Sandviksveien 114, samt tunnelkryssingen under Skuteviken VA-tunnel. Detaljert situasjonsbeskrivelse og aktuelle tiltak er presentert i avsnitt 4.9.2 og 4.9.3 for hhv. bygg på overflaten og tunneler.

## 5 Hydrogeologiske vurderinger (tolkningsdel)

### 5.1 Hydrogeologiske forhold

Hydrogeologiske vurderinger inkluderer forhold som påvirkes av grunnvannsnivå, grunnvannstrykk, grunnvannskjemi, inkludert permanente endringer i umettet sone over grunnvannsspeilet. Forhold som styrer den naturlige grunnvannssituasjonen er løsmasse- og berggrunnsgeologi, topografi og klima. Inngrep i grunnen vil endre de naturgitte forholdene. Midlertidige eller permanente endringer i grunnvannsforholdene kan gi effekter på grunnvannstrykk i tette løsmasser med hensyn til setningspotensialet, samt på naturmiljø og kulturminner, grunnvannsressurser og overflatevann. Vurderingene av sårbarhet som følge av grunnvannssenkning gir grunnlag for å fastsette tettekrav til konstruksjoner for å begrense risikoen for negative konsekvenser på de nevnte tema i forbindelse med utbygging.

Ved all tunnelbygging vil det oppstå lekkasjer inn i tunnelen som følge av større og mindre sprekker og kanaler i berget. Dersom lekkasjene er større en tilsiget vil det bli periodevis eller permanent endring i grunnvannsforholdene.

Mulige konsekvenser av anleggstunnelen er påvirkninger på bebyggelse og infrastruktur i første del av tunnelen, samt regional grunnvannssenkning i sprekkesoner over tunnelen og redusert grunnvannstrykk i utstrømningssonen i foten av Fløyfjellet.

### 5.2 Berggrunnsgeologi

Bergartene er i hovedsak migmatitt og migmatittgneis, stedvis med tydelig øye- eller båndstruktur. Bergmassen er beskrevet som granittisk og relativt massiv. Det er også kartlagt pegmatitt-, granitt- og amfibolittganger. Se også avsnitt 2.2. Grunnvannstrømning i berggrunnen skjer i sprekker, svakhetssoner og langs grensene mellom ulike bergarter. Tolkning av berggrunns- og topografiske kart over prosjektområdet viser to sprekkesett, samt foliasjonsparell oppsprekking (se Figur 3-1). Noen markerte svakhetssoner er kartlagt (se Figur 4-4). Det er antatt ubetydelig porøsitet og begrenset hydraulisk ledningsevne (grunnvannsstrømningsrate, m/s) i bergmassen, men lekkasje inn i tunnelen kan forventes.

### 5.3 Løsmassegeologi

Det er kartlagt 0,6-12,2 m løsmasser (fyllmasser) ved bygninger og veg i første del av tunnelen, se avsnitt 2.1 og 3.2.1. Det er knyttet noe usikkerhet til de største kartlagte løsmassetykkelsene grunnet avvik mellom grunnboringer og refraksjonsseismikk, se avsnitt 4.5.

### 5.4 Grunnvann

Grunnvannet i området er i sin helhet matet fra nedbøren som infiltrerer grunnen, enten via overflatevann og løsmasser på toppen av Sandviksfjellet, eller direkte ned i sprekker på bart berg.

Grunnvannsnivå er vurdert ut fra topografi, boringer i løsmasser og data fra seismikk. Det er ikke foretatt målinger av grunnvannstanden langs tunneltraséen. Generelt vil vannivået i berg variere mye grunnet store variasjoner i topografi og oppsprukket berg. I foten av større fjellskråninger vil det være utstrømning av grunnvann med grunnvannsnivå helt i dagen. I bratte skråninger vil det lokalt være variasjoner i bergmassen som kan gi varierende dybde til



grunnvann, med enkelte soner med kildeutspring som gir grunnlag for spesiell vegetasjon eller lokale bekkedrag.

Grunnvannstanden i løsmassene i foten av fjellet kan ligge like under terrengoverflaten. Vegbygging, VA-anlegg og bygninger med utgravde kjellere har mest sannsynlig ført til lokal drenering av grunnvannet, og det er mindre sannsynlig at det er står grunnvann opp mot dagen.

Ved drenerte løsmasser og berg vil eventuelle lekkasje inn i tunnelen være styrt av nedbør.

## 5.5 Vurdering av sårbarhet

### 5.5.1 *Ytre miljø*

Lekkasje- og sårbarhetsvurderinger tar utgangspunkt i de mål man har satt opp i forhold til det ytre miljø. Prosjektet har utarbeidet følgende overordnede hovedmålsetting:

**Det ytre miljø skal ikke påvirkes negativt i områdene over tunnelene.**

Lekkasje- og sårbarhetsvurdering er basert på kartlegging av berggrunnsgeologi, geotekniske vurderinger, hydrogeologi og naturmiljø, samt tverrfaglige vurderinger. På grunnlag av vurderingene kan en sette tetthetskrav slik at tunnelprosjektet skal kunne gjennomføres uten uakseptable skadevirkninger.

Nedbørfeltet er bratt og uten vann eller myrer som kan påvirkes. Det antas liten påvirkning på bekker og vannforhold som følge av ny tunnel. Ytre miljø ansees ikke som sårbart ved etablering av anleggstunnelen.

Det settes ingen tetthetskrav ut ifra hensyn til ytre miljø.

### 5.5.2 *Setningsproblematikk*

Det antas at bygninger i nærområdet til tunnelen er fundamentert på berg. Eventuell grunnvannssenkning og medfølgende setninger vil imidlertid kunne påvirke infrastruktur som VA-anlegg.

Eksisterende tunneler og omfattende utbygging med veg, bygninger med kjeller og utsprengning for kai, antas alle å ha påvirket de naturlige grunnvannsforholdene. Det antas derfor at grunnvannsforholdene i områdene allerede er påvirket.

Det skal normalt vurderes påvirkning av grunnvannsnivå i en sone på 300 meter fra tunnelen (Statens vegvesen Publikasjon 103). På grunn av liten overdekning, eksisterende tunnel og aktuell topografi, vurdering det at bygningene innenfor en sone på 100 meter til hver side over anleggstunnelen må likevel sjekkes med hensyn til fundamentering, og følges opp med tanke på mulige setningsproblemer. Dersom det er bygninger som ikke er fundamentert på berg, eller infrastruktur som ligger på setningsømfintlige masser, settes lekkasjekrav til 5 liter /minutt / 100 meter tunnel.

### 5.5.3 *Drift av tunnel*

Anleggstunnelen er planlagt med et lavbrekk ved profil 190. Innlekkasje i tunnelen må håndteres med utpumping av vann. Det må i tillegg etableres en pumpeump som kan

fungere som fordrøyningsbasseng ved pumpestopp. En lekkasje på 20 liter/ minutt /100 meter tunnel vil gi en vannmengde på 1,7 liter/ sekund eller 6,1 m<sup>3</sup>/time.

## 5.6 Sondérboring og injeksjon

Det anbefales foreløpig at det utføres systematisk sonderboring foran stoff – inkludert i sålen – for å overvåke potensialet for vanninnlekkasje i tunnelen, samt for å tidlig identifisere potensielle slepper og svakhetssoner som vil kreve spesielle bergsikringstiltak. Dersom det registreres større vanninnlekkasje enn fastsatte tettekrav tillater, skal det utføres forinjeksjon for å tette bergmassen. Metodikken omtales som behovsprøvd forinjeksjon. Ved behov for forinjeksjon skal det bores full injeksjonsskjerm og injiseres til fastsatte stoppkriterier er oppnådd. Det bør i tillegg bores kontrollhull for å overse at tettekravene er oppnådd. En tentativ prognose for omfang er presentert i tabell 5-1, for bruk i tids- og kostnadsestimater.

Ved injeksjon forutsettes bruk av sementbaserte injeksjonsmidler (standard injeksjonssement, mikrofin sement eller ultrafin sement), samt nødvendige tilsetningsstoffer som f.eks. silikaslurry, (super)plastiserende stoffer, akselerator for styrt herding etc. Det anbefales generelt å tilpasse injeksjonstrykket til bergforholdene, med mål om å opprettholde så høyt injeksjonstrykk som forholdene tillater.

På den første strekningen av traséen for anleggstunnelen, hvor bergoverdekningen stedvis er mindre enn 10 m, må det tas spesielle hensyn mtp. tilpassing av injeksjonstrykk og type injeksjonsmiddel for å hindre masseutgang i dagen. Det er imidlertid, basert på hydrogeologiske vurderinger av eksisterende tunnel, berggrunn, løsmasser og topografi, ikke ventet stor grad av innlekkasje på strekningen. Byggene som tunnelen passerer under er antatt fundamentert på berg, og er dermed lite utsatt for setninger ved poretrykkssendring.

Tabell 5-1: Tentativ prognose for sondérboring og injeksjon.

Antall sondérhull pr. stoff	4 stk
Lengde, sondérhull	27 m
Normal salvelengde	5 m
Overlapp, sondérhull	7 m (boring av sondérhull for hver 4. salve)
Total lengde, sondérhull	Ca. 2800 m
<hr/>	
Antall injeksjonshull pr. stoff (inkludert sondérhull)	33 stk
Lengde, injeksjonshull	27 m
Overlapp, injeksjonshull	7 m
Forventet injeksjonsandel (av total tunnellengde)	Ca. 15 %
Total lengde, injeksjonshull	Ca. 3600 m

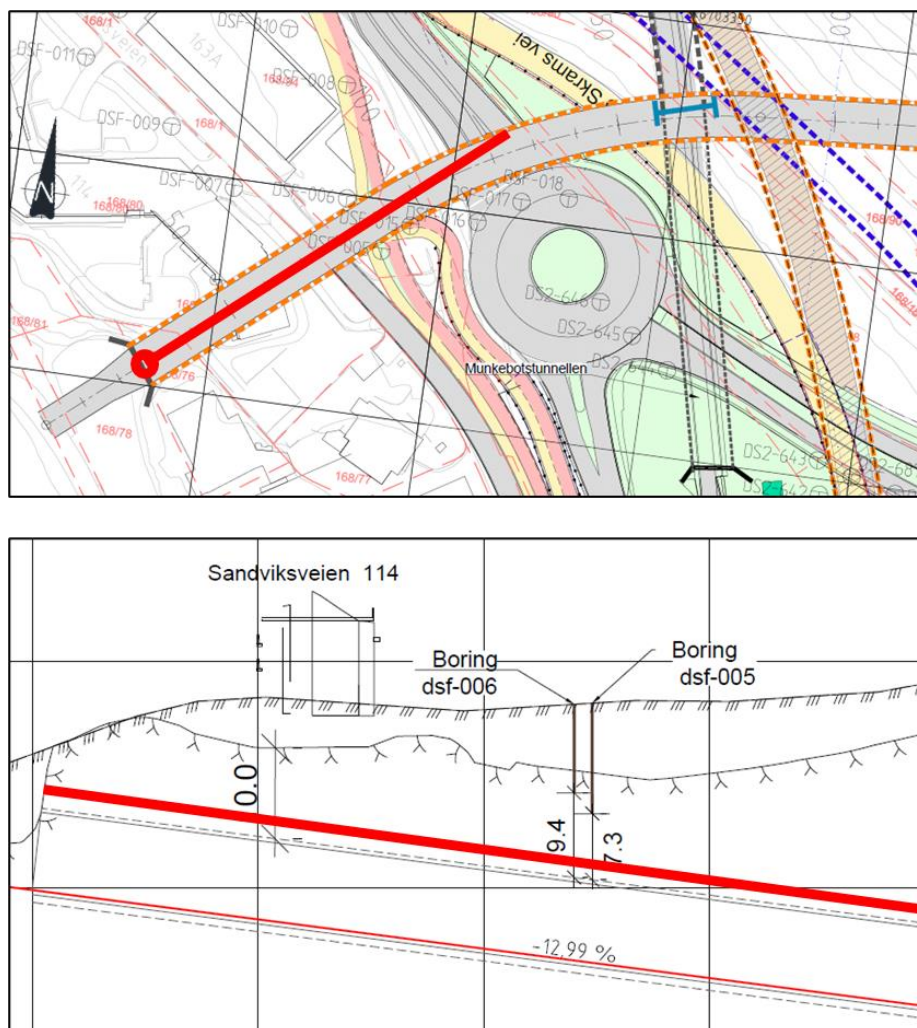
## 6 Forslag til plan for videre undersøkelser og bemanning i byggefasen

### 6.1 Spesielle grunnundersøkelser under Sandviksveien 114

Som presisert i avsnitt 4.13.1 anbefales det at det utføres befaring av eksisterende bygg langs første del av anleggstunnelen. Muligheten for spesielle grunnundersøkelser (f.eks. fjellkontrollboringer/kjerneboringer med spesialrigg) for fastsetting av fundamenteringsnivå bør undersøkes.

### 6.2 Kjerneboring fra påhuggsområdet

For å redusere usikkerheten vedrørende bergmassekvaliteten i anleggstunnelens første del, anbefales det å utføre en kjerneboring fra påhuggsområdet langs med tunneltraséen – ca. 2 m over tunnelhengen. Kjerneboringen vil kunne avdekke dagsonepreget bergmasse og eventuelle svakhetssoner som ikke er fanget opp av utført refraksjonsseismikk. Kjerneborhullet bør være i størrelsesorden 100 m langt. Krav til maksimalt boravvik bør ikke overskride ca. 1 % av hullengden (ca.  $\pm 1$  m).



Figur 6-1: Foreslått hullbane for kjerneborhull. Hullengde ca. 100 m.

### 6.3 Anvendelse av steinmaterialer

Det bør vurderes bruk av steinmaterialer fra tunneldriving til byggeformål, herunder veg-, bane- og betongformål. Dersom steinmaterialene skal benyttes, bør det utarbeides et relevant testprogram i en senere fase, for å undersøke materialenes anvendbarhet. Tidspunkt for oppstart av testprogrammet bør tilpasses tilgang på nødvendig mengde og relevante fraksjoner av steinmaterialet. For enkelte deler av prosjektet, kan slik tilgang være begrenset til byggefasen.

### 6.4 Bemanning i byggefasen

Det forutsettes at tunneldriften, herunder sonderboring, forinjeksjon og stabilitetssikring, blir fulgt opp av ingeniørgeolog kontinuerlig gjennom hele byggefasen. Ansvarsfordeling, herunder ingeniørgeologens tilknytning, avhenger av endelig entreprisform og kontraktsbestemmelser. Som generelt utgangspunkt er byggherren ansvarlig for permanent bergsikring.

Sikringsklasser, med sikringsomfang og sikringsmetoder, skal bestemmes med utgangspunkt i tabell 4-5. Geologisk kartlegging og bergmasseklassifisering iht. Q-metoden skal danne grunnlaget for sikringsomfang og -metoder, sammen med spesielle forhold som grensesnitt mot andre konstruksjoner og tunneler. Geologisk kartlegging på stoff skal omfatte registrering av bergart, strukturer, sprekkegeometri, bruddsoners orientering og bredde, og eventuelt sprekkebelegg (f.eks. leire). I tillegg skal vannforhold og bergspenningsforhold vurderes (også en del av Q-metoden).

Ingeniørgeologisk sluttrapportering skal utføres iht. bestemmelse gitt i Statens vegvesens håndbok N500.

## 7 Bærekraft i ingeniørgeologisk prosjektering

Det er et ønske å sikre bærekraftige løsninger i alle oppdrag både ved anleggsgjennomføring og i ferdig løsning.

Bergsikringsmidler utgjør en betydelig del av material- og energibruken i et tunnelprosjekt som forlengelsen av Fløyfjelltunnelen. Eksempler på bruk av klimasmarte materialer kan være betong- og sprøytebetong med redusert karbonavtrykk, samt resirkulert stål i bergbolter og armering.

I tillegg til bruk av klimasmarte materialer som bidrar til å redusere prosjektets fotavtrykk, kan en ved smart ingeniørgeologisk prosjektering redusere materialforbruket. For eksempel kan fokus på økt konturkvalitet redusere bergsikringsbehovet. Dette kan f.eks. oppnås med bruk av elektroniske tennere, som i tillegg vil medføre redusert plastforurensing. Levetidsbetraktninger fremheves også som en vesentlig del av bærekraftig ingeniørgeologisk prosjektering. Optimalisering for økt levetid, f.eks. ved økt uttak av berg fremfor omfattende sikring av skjæringer, kan bidra til redusert materialforbruk.

I tillegg til optimalisering av det endelige produktet, vil bærekraftige valg ved planlegging av anleggsgjennomføringen ha betydning. Bruk av tverrslag, vurdering av grensesnitt mot eksisterende tunneler og bergrom, bruk av overskuddsmasser m.m. er anleggstekniske aspekter som krever ingeniørgeologisk og bergteknisk kompetanse. Spesielt kan bruk av stedeagne steinmaterialer til veg-, bane- og betongformål i prosjekter medføre redusert transportbehov.

## 8 Referanser

- [1] NBG. 2011. *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering.*
- [2] Norconsult. 2019. *Geoteknisk datarapport. Bybanen Bergen. Byggetrinn 5: Sentrum – Åsane. Delstrekning FF (DSFF).*
- [3] NOAV. 2021. *RA-DS0-010 Datarapport geofysiske grunnundersøkelser.*
- [4] Blindheim, O.T., Johansen, E.D., Hegrenæs, A. 1998. *Bored Road Tunnels in Hard Rock. I: NFF English report series. Publication 11. TBM Tunnelling. Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.*
- [5] Statens vegvesen. 2017-03-09. *Vurdering av behov for sikring i Fløyfjelltunnelen. Geo- og skredseksjonen.*
- [6] Sweco. 2018. Rapport. *E39 Forlengelse Fløyfjelltunnelen. Numerisk analyse av koblingssonen.*
- [7] Norconsult. 2021. RA-DSF-007. *Skredfarekartlegging. Påhuggsområder og portaler for utvidelse av Fløyfjelltunnelen mot Eidsvåg - påhuggsområder ved tunnel for Bybanen i Sandviken.*
- [8] Statens vegvesen. 2018. *N200 Vegbygging.*

