

## Reguleringsplan og teknisk forprosjekt

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

## Områdereguleringsplan

Delstrekning 2, Sandbrogaten - Eidsvågtunnelen

Planid 65810000

## Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport

Bergen

2022-09-15

02J	Oppdatert etter UAK	2022-09-15	StiMat	HaK	-	IOV
01C	Teknisk forprosjekt	2022-05-25	StiMat/HenBoe	HaK/EiHal	AK	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 omfatter ingeniørgeologiske og hydrogeologiske observasjoner og vurderinger for de tre tunnelene som skal drives på delstrekning 2. Følgende 3 tunneler er omtalt i rapporten:

- Bybanetunnel fra Sandbrogaten til Amalie Skrams vei (Pr. 1393-2777), inkludert Sandvikskirken underjordiske holdeplass m/ to inngangstunneler. Total tunnallengde inkludert portaler ca. 1444 m.
- Bybanetunnel fra Amalie Skrams vei til Sandviken sykehus (Pr. 3175-3687). Total tunnallengde inkludert portaler ca. 578 m.
- Vegtunnel fra Sandviken sykehus til Glass Knag (avkjøring til sentrum fra dagens E39) (Pr. 21-325, Pr. 21-185 i eksisterende nordgående Fløyfjelltunnel). Total tunnallengde inkludert portaler ca. 242 m.

Alle 3 tunnelene er plassert i geoteknisk kategori 3. Følgende forhold trekkes frem som særlig utfordrende, og viktig grunnlag for videre planlegging og detaljprosjektering:

### Bybanetunnel fra Sandbrogaten til Amalie Skrams vei:

- Etablering av forskjæring og tunnelpåhugg i området Sandbrogaten/Nye Sandviksvei, inkludert grensesnitt mot Koengen jernbanetunnel, og potensielt utfordrende hydrogeologiske forhold.
- Tunneldriving med usikker, og stedvis svært liten, bergoverdekning, samt meget strenge tettekrav, på strekningen fra Nye Sandviksvei til Bakkegaten.
- Utfordrende driving og anleggsgjennomføring i forbindelse med Sandvikskirken holdeplass. Spesielt fremheves utfordrende stabilitetsforhold i forbindelse med driving av nordre mesaninområde, grunnet lave bergspenninger og samtidig opptreden av to antatte svakhetssoner, samt meget strenge tettekrav.
- Grensesnitt mot vann- og avløpstunnelen mellom Bergen sentrum og Ytre Sandviken Renseanlegg, i området for Sandvikskirken holdeplass. VA-tunnelens tverrslag mot Mulen skal krysses med brukonstruksjon og fullstendig gjennomslag mot Bybanetunnelen.
- Utfordrende etablering av byggegrop/bergsjakt/tunnelpåhugg i tettbygd strøk ved Grensegrenden for driving av inngangstunnelen til nordenden av Sandvikskirken holdeplass. Utfordringene er særlig knyttet til etablering av bergpåhugg i umiddelbar nærhet til eksisterende tørrmur mot Ekrebakken.

### Bybanetunnel fra Amalie Skrams vei til Sandviken sykehus:

- Tunneldriving under avkjøringsrampen (veg i dagen) fra forlenget Fløyfjelltunnel med liten bergoverdekning, samt grensesnitt mot eksisterende bergsjakt for vannledninger i umiddelbar nærhet til tunnelpåhugget.
- Passering under den eksisterende vegtunnelen Munkebotstunnelen med gjennomslag, og påfølgende etablering av betonghvelv i Bybanetunnelen.
- Liten sideoverdekning, og usikre grunnforhold, ved passering forbi Munkebotn 12B.
- Utfordrende sprengningsarbeider i forbindelse med etablering av forskjæring og tunnelpåhugg i umiddelbar nærhet (< 5 m) til Munkebotn 16.

Vegtunnel fra Sandviken sykehus til Glass Knag:

- Driving av tunnelkryss fra eksisterende nordgående Fløyfjelltunnel og videre sørover mot Glass Knag.
- Etablering av høy forskjæring (> 15 m) og skrått tunnelpåhugg på tvers av vegen Munkebotn, i skredfarlig terreng med gjennomsettende, dalsideparallelle bergsprekker.

# Innhold

<b>Sammendrag</b> .....	<b>2</b>
<b>Innhold</b> .....	<b>5</b>
<b>1 Innledning</b> .....	<b>7</b>
1.1 Generell beskrivelse .....	7
1.2 Ingeniørgeologiske og hydrogeologiske prosjekteringsforutsetninger .....	9
<b>2 Beskrivelse av grunnforhold (faktadel)</b> .....	<b>12</b>
2.1 Topografi og løsmassegeologi .....	12
2.2 Berggrunnsgeologi .....	13
2.3 Avrenningsforhold .....	15
2.4 Erfaringer fra nærliggende anlegg .....	15
2.5 Utførte grunnundersøkelser .....	17
<b>3 Hydrogeologiske vurderinger (tolkningsdel)</b> .....	<b>25</b>
3.1 Grunnlag for hydrogeologiske vurderinger .....	25
3.2 Vurderinger av hydrogeologiske forhold i prosjektområdet .....	26
3.3 Tetthetskrav i tunneler .....	30
3.4 Tiltak for å oppnå tetthetskrav .....	31
<b>4 Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkningsdel)</b> .....	<b>33</b>
4.1 Bybanetunnel: Sandbrogaten – Amalie Skrams vei .....	33
4.2 Bybanetunnel: Amalie Skrams vei – Sandviken sykehus .....	46
4.3 Vegtunnel: Sandviken sykehus – Glass Knag .....	51
4.4 Anvendelse av steinmaterialer .....	54
4.5 Skredfarevurderinger .....	55
4.6 Bygningsbesiktigelse og overvåkning av vibrasjoner .....	55
<b>5 Supplerende grunnundersøkelser og bemanning i byggefasen</b> .....	<b>56</b>
5.1 Grunnboringer og prøvegraving .....	56
5.2 Refraksjonsseismikk .....	56
5.3 Kjerneboring .....	57
5.4 Hydrogeologiske undersøkelser .....	57
5.5 Bemanning i byggefasen .....	57
<b>6 Referanser</b> .....	<b>58</b>

**Vedlegg:**

Vedlegg 1 RA-DS0-010 Datarapport geofysiske grunnundersøkelser

Vedlegg 2 NO-DS2-015 Bergmekanisk analyse av Sandvikskirken holdeplass

Vedlegg 3 RA-DS2-012 Rapport fra utførte bergspenningsmålinger i Skuteviken VA-tunnel

**Ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger:**

BT5-V-21001 Bybanetunnel. Sandbrogaten – Amalie Skrams vei. Oversiktstegning.

BT5-V-21002 Bybanetunnel. Amalie Skrams vei – Sandviken sykehus. Oversiktstegning.

BT5-V-21003 Vegtunnel. Sandviken sykehus – Glass Knag. Oversiktstegning.

BT5-V-21005 Bybanetunnel. Sandvikskirken holdeplass. Detaljtegning (plan).

BT5-V-21006 Bybanetunnel. Innganger, Sandvikskirken holdeplass. Detaljtegning (profil).

BT5-V-21010 Bybanetunnel. Sandbrogaten. Påhugg. Detaljtegning.

BT5-V-21011 Bybanetunnel. Amalie Skrams vei. Påhugg. Detaljtegning.

**Andre relevante tegninger:**

BT5-B-20102 DS2, Sandbrogaten – Eidsvågtunnelen, Oversiktsplan

BT5-C-20101 DS2, Sandviken. Plan- og profil bane, Pr. 1400-2900

BT5-C-20201 DS2, Sandviken. Plan- og profil bane, Pr. 2800-4300

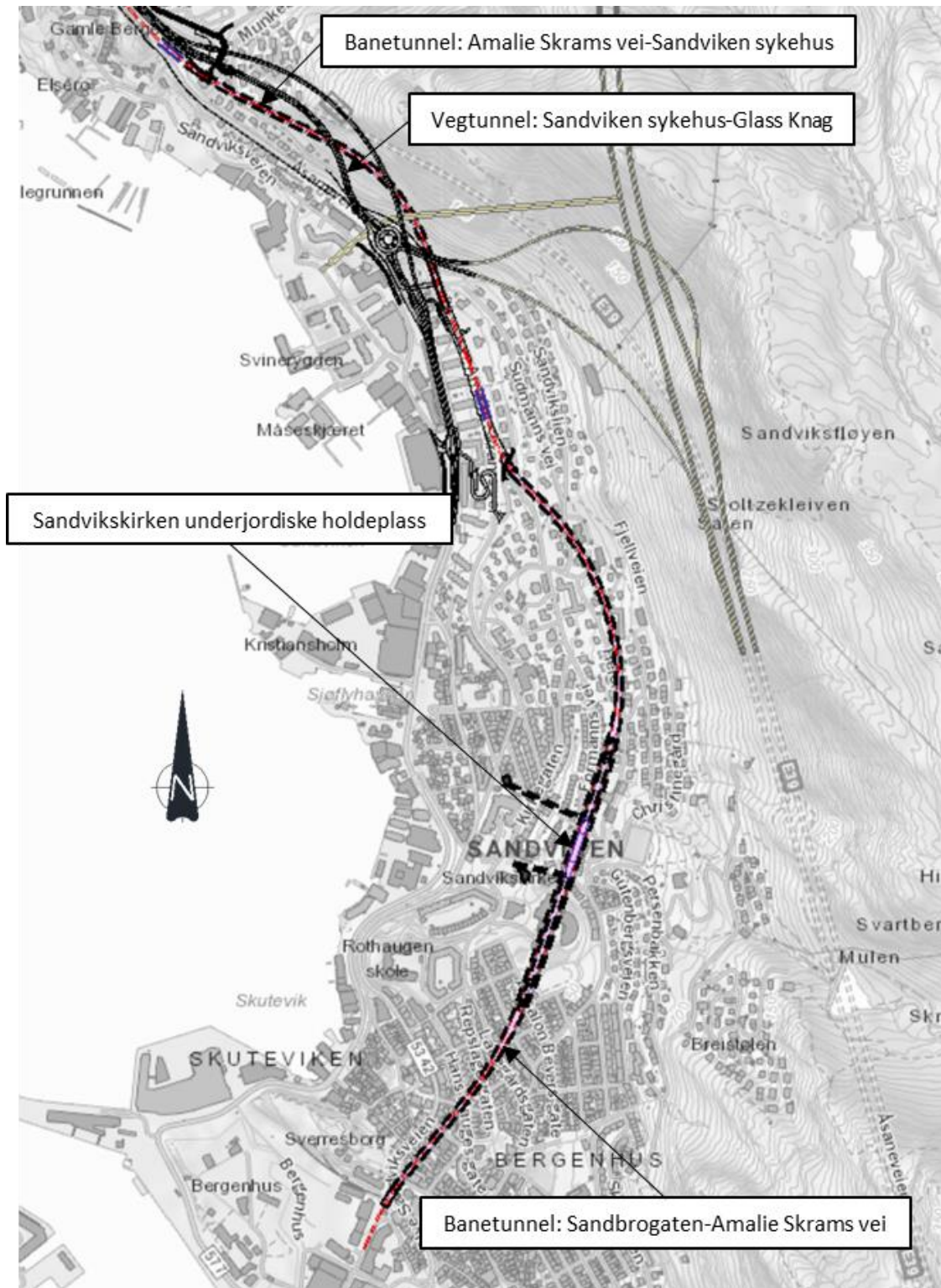
BT5-D-20102 DS2, Åsaneveien, ny tunnel. Plan- og profil, vegmodell 10401, pr. 0-440

# 1 Innledning

## 1.1 Generell beskrivelse

Foreliggende rapport omfatter ingeniørgeologiske og hydrogeologiske vurderinger for delstrekning 2 av Bybanen fra sentrum til Åsane. Et kartutsnitt som illustrerer tunnelene på delstrekningen, er vist i figur 1-1. Følgende tunneler er omfattet av rapporten:

- Bybanetunnel fra Sandbrogaten til Amalie Skrams vei (Pr. 1393-2777), inkludert Sandvikskirken underjordiske holdeplass m/ to inngangstunneler. Total tunnallengde inkludert portaler ca. 1444 m.
- Bybanetunnel fra Amalie Skrams vei til Sandviken sykehus (Pr. 3175-3687). Total tunnallengde inkludert portaler ca. 578 m.
- Vegtunnel fra Sandviken sykehus til Glass Knag (avkjøring til sentrum fra dagens E39) (Pr. 21-325, Pr. 21-185 i eksisterende nordgående Fløyfjelltunnel). Total tunnallengde inkludert portaler ca. 242 m.



Figur 1-1: Oversiktskart over de tre tunnelene omtalt i foreliggende rapport: Bybanetunnel fra Sandbrogaten til Amalie Skrams vei, Bybanetunnel fra Amalie Skrams vei til Sandviken sykehus, og vegtunnel fra Sandviken sykehus til Glass Knag. Tunneler knyttet til forlengelsen av Fløyfjelltunnelen er også synlige.



Bybanen er planlagt å gå i tunnel fra enden av Sandbrogaten til Amalie Skrams vei. På denne strekningen skal det etableres en underjordisk holdeplass med innganger fra henholdsvis Sandviken kirke og Grensegrenden. Som alternativ til to fullverdige innganger er det også vurdert en løsning med kun én inngang, fra Sandvikskirken. Dette alternativet innebærer at det etableres en rømningstunnel fra holdeplassen ned til en eksisterende VA-tunnel.

I nordenden av tunnelen fortsetter traseen i dagen langs Amalie Skrams vei, før den passerer i grunnen under av- og påkjøringsramper til forlenget Fløyfjelltunnel, og inn i tunnel gjennom Sandviksfjellet til Sandviken sykehus. På denne tunnelstrekningen skal Bybanetunnelen passere over anleggstunnelen til forlenget Fløyfjelltunnel, over VA-tunnelen mellom sentrum og Ytre Sandviken rensanlegg, under den eksisterende Munkebotstunnelen (vegtunnel), og under den nye vegtunnelen fra Glass Knag til Sandviken sykehus. Fra Sandviken sykehus fortsetter traseen i dagen frem til Eidsvågtunnelen.

## 1.2 Ingeniørgeologiske og hydrogeologiske prosjekteringsforutsetninger

### 1.2.1 Styrende dokumenter

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

- ❖ 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 vegvesens vegnormal N500 *Vegtunneler*. 2021.
- ❖ Statens vegvesens vegnormal N200 *Vegbygging*. 2021.

### 1.2.2 For øvrig grunnlag er det benyttet referanser underveis, med henvisning til referanselisten. Pålitelighetsklasse (CC/RC)

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.

Valg av pålitelighetsklasse gjøres også ved å vurdere konsekvensene av brudd eller funksjonssvikt for anlegget, og kan klassifiseres som følger:

CC/RC 1: **Liten** konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller **uvesentlige** økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.

CC/RC 2: **Middels** stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, **betydelige** økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.

CC/RC 3: **Stor** konsekvens i form av tap av menneskeliv, **eller svært store** økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.

Samtlige tunneler omtalt i foreliggende rapport er plassert i pålitelighetsklasse CC/RC 3. Brudd eller funksjonssvikt i anlegget vil medføre svært store økonomiske, sosiale og miljømessige konsekvenser. Spesielt fremheves det at anlegget ligger i tettbygd strøk i nær tilknytning til verneverdige bygg. Anlegget vil ved ferdigstilling være hovedfartsåren for kollektivtransport fra sentrum til Åsane.

### 1.2.3 Geoteknisk kategori

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).

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

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).*

Vanskelighetsgraden er vurdert å være høy. Generelt for alle tunnelene fremheves nærføring til eksisterende underjordiske anlegg som utfordrende. Tunnelene vil i varierende grad drives under tettbygd strøk med strenge krav til innlekkasje, samt stedvis liten bergoverdekning. Det må påberegnes stedvis ugunstige grunn- og stabilitetsforhold, herunder opptreden av svakhetssoner og lave bergspenninger i kombinasjon med stor spennvidde.

På bakgrunn av ovenstående vurderinger av prosjektets pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad, plasseres samtlige tunneler omtalt i rapporten i geoteknisk kategori 3.

### 1.2.4 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 forutsettes prosjekteringskontrollklasse PKK3 og utførelseskontrollklasse UKK3.

Utvidet kontroll skal utføres i byggherrens regi, enten av byggherrens egen organisasjon eller av et annet foretak som er uavhengig av prosjekterende/utførende.

### **1.2.5 Bestemmende krav for hydrogeologisk prosjektering**

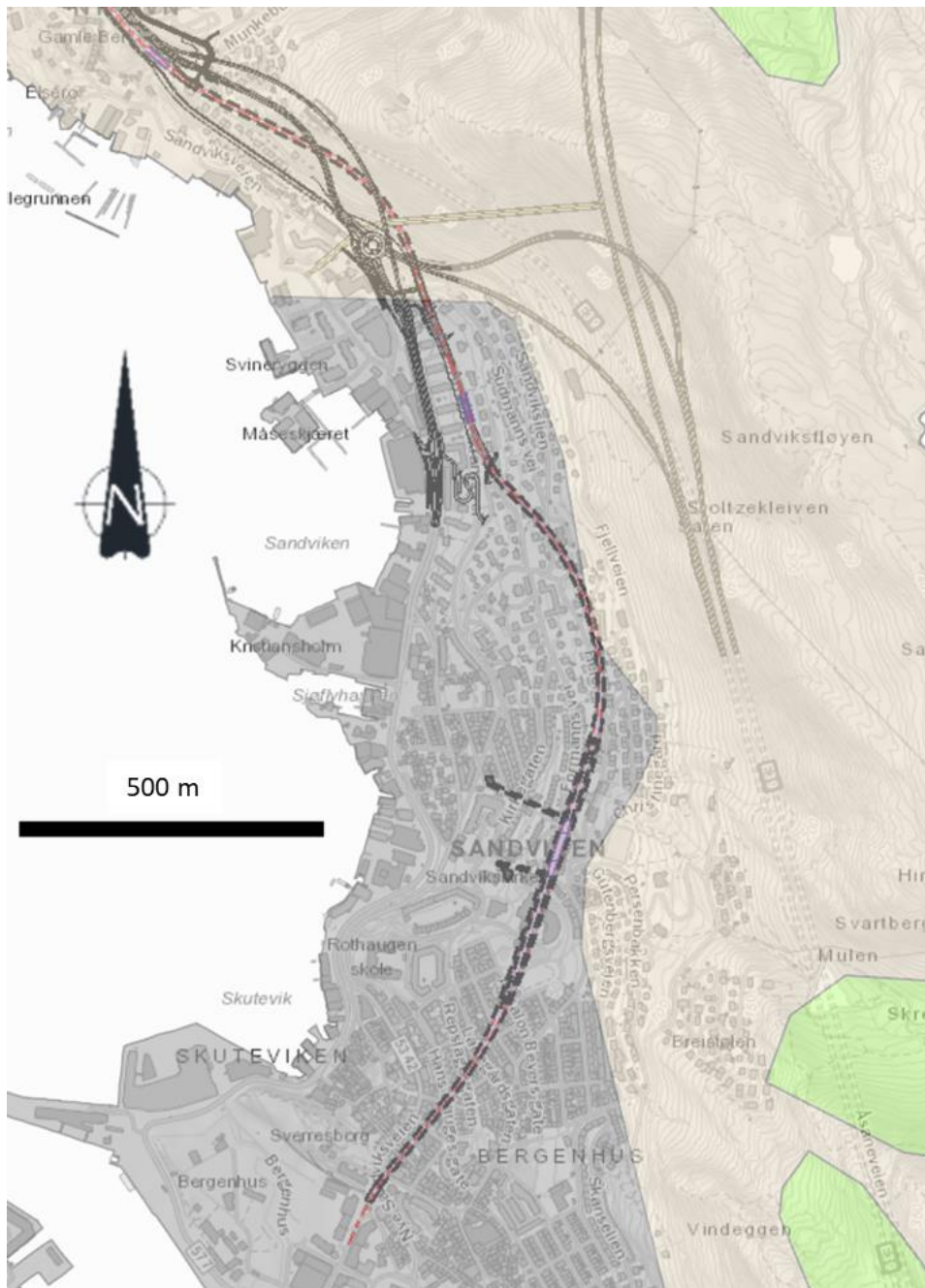
Vannressursloven §45, første ledd, sier «Ingen må iverksette grunnvannstiltak som kan være til nevneverdig skade eller ulempe for noen allmenne interesser uten konsesjon fra vassdragsmyndigheten». Det er vurdert grunnforhold, kulturminner, sårbare naturtyper, vannforekomster, private brønner og grunnvannsforhold. Kulturminner og grunnforhold er styrende ved utarbeidelse av tetthetskravene for å overholde vannressursloven.

Det må forventes at grunnvannsnivået kan senkes noe som følge av tunnelanlegget. Tetthetskravene er satt med hensikt å begrense setninger, unngå påvirkning på kulturlag, samt minimere ulemper for mennesker og miljø. Tunnelene vil medføre grunnvannsuttak på over 100 m<sup>3</sup>/døgn, og er derfor meldepliktig til vassdragsmyndigheten (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE). Meldeplikten ivaretas av denne fagrapporten i reguleringsplan. Det vil ikke være hensiktsmessig eller praktisk mulig å begrense innlekkasje i tunneler til maksimalt 100 m<sup>3</sup>/døgn.

## 2 Beskrivelse av grunnforhold (faktadel)

### 2.1 Topografi og løsmassegeologi

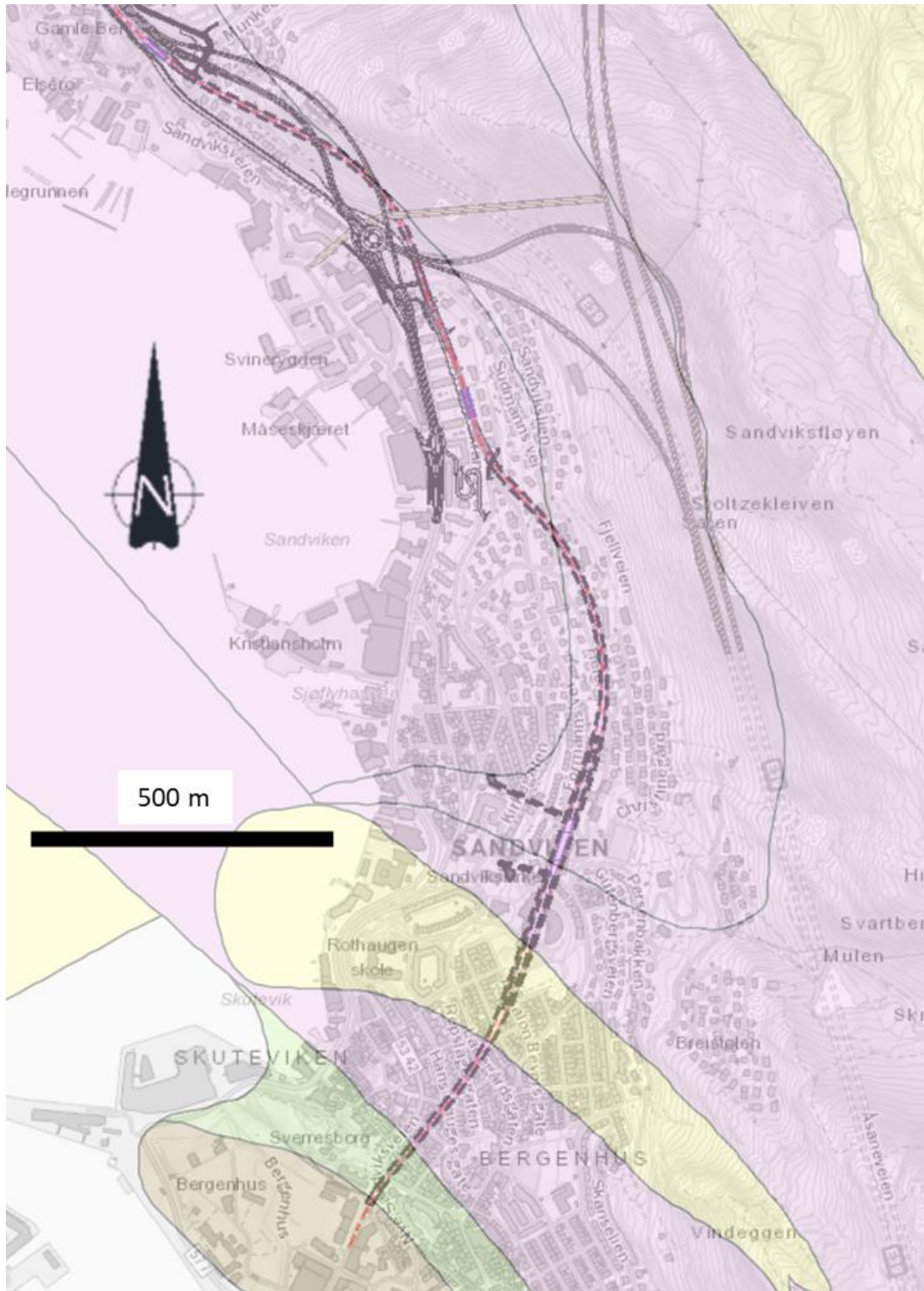
Terrenget i prosjektområdet er kupert, og heller slakt mot kysten fra øst mot vest. I henhold til NGUs løsmassekart preges prosjektområdet av fyllmasser og bart fjell (figur 2-1). En stor andel av området ligger under marin grense. Marine avsetninger kan følgelig forekomme. Av historiske kart kan det observeres tidligere bekkefar fra mølledammer og fjellsiden for øvrig, som nå er fylt igjen.



Figur 2-1: Utsnitt av samordningsmodell med drapert løsmassekart fra NGU. Grått indikerer fyllmasser, lys brunt indikerer bart fjell, grønt indikerer usammenhengende morenedekke.

## 2.2 Berggrunnsgeologi

NGUs berggrunnskart for prosjektområdet er vist i figur 2-2. Helt sør i området finnes kaledonske bergarter tilhørende Hardangerfjorddekkekomplekset, typisk glimmerskifer, amfibolitt, grønnstein og metagabbro med innslag av trondhemittganger. Nord for skyvegrensen består berggrunnen av bergarter tilhørende Blåmannsdekket. Dekket tilhører grunnfjellet. Hardangerfjorddekket ble skjøvet over Blåmannsdekket under den kaledonske fjellkjededannelsen. Bergartene i Blåmannsdekket har siden kommet opp i dagen da de kaledonske dekkene ble erodert. Dekket består hovedsakelig av ulike gneisbergarter, stedvis med migmatittisk sammensetning. Gneisene tilhører Ulriksgneiskomplekset. I tillegg forekommer ganger av pegmatitt, granitt og amfibolitt. Like sør for Sandvikskirken holdeplass er Ulriksgneiskomplekset gjennomslått av et kvartsittbelte, omtalt som Rothaugkvartsitten.



Figur 2-2: Utsnitt av samordningsmodell med drapert berggrunnskart fra NGU. Brunt indikerer amfibolitt, grønt indikerer glimmerskifer, rosa indikerer migmatittisk til granittisk øye- og båndgneis, gult indikerer kvartsitt.

Strukturgeologien i prosjektområdet er preget av skyveforkastninger. Grunnet tett bebyggelse er det utfordrende å tolke lineamenter basert på lineamentskart. De mest markante svakhetssonene forventes å være omtrent parallelle med bergartsgrensene i området.

## 2.3 Avrenningsforhold

Årlig nedbørsmengde i Bergen er ca. 2350 mm, hvorav ca. 880 mm faller om sommeren og 1470 mm om vinteren [11]. Avrenningen i området er estimert til å være ca. 2000-2200 mm/år [12]. Gjennomsnittstemperaturen på vinteren er 2,6 °C [11].

I området som Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei drenerer fra er det hovedsakelig bart fjell [13]. Her vil nedbør infiltrere direkte i sprekker og mate grunnvannet. Terrenget faller bratt ned mot Sandviken, hvor det ifølge NGUs løsmassekart kan forventes fyllmasser. Her er overflaten tett bebygd. Det forventes at grunnvannstrykket i dette området hovedsakelig opprettholdes av grunnvannet i fjellsidene mot øst.

Over Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken sykehus og vegtunnelen mellom Sandviken sykehus og Glass Knag er det kartlagt tynt løsmassedekke. Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken sykehus går hovedsakelig langs en bratt fjellside, med bart fjell. Vegtunnelen mellom Sandviken sykehus og Glass Knag går inn i samme fjellside. Her antas det at nedbør i stor grad renner av som overflateavrenning, og at grunnvannstrykket i området ved tunnelen hovedsakelig opprettholdes av grunnvann fra fjellene i nordøst.

## 2.4 Erfaringer fra nærliggende anlegg

### 2.4.1 VA-tunnel fra Bergen sentrum til Ytre Sandviken renseanlegg

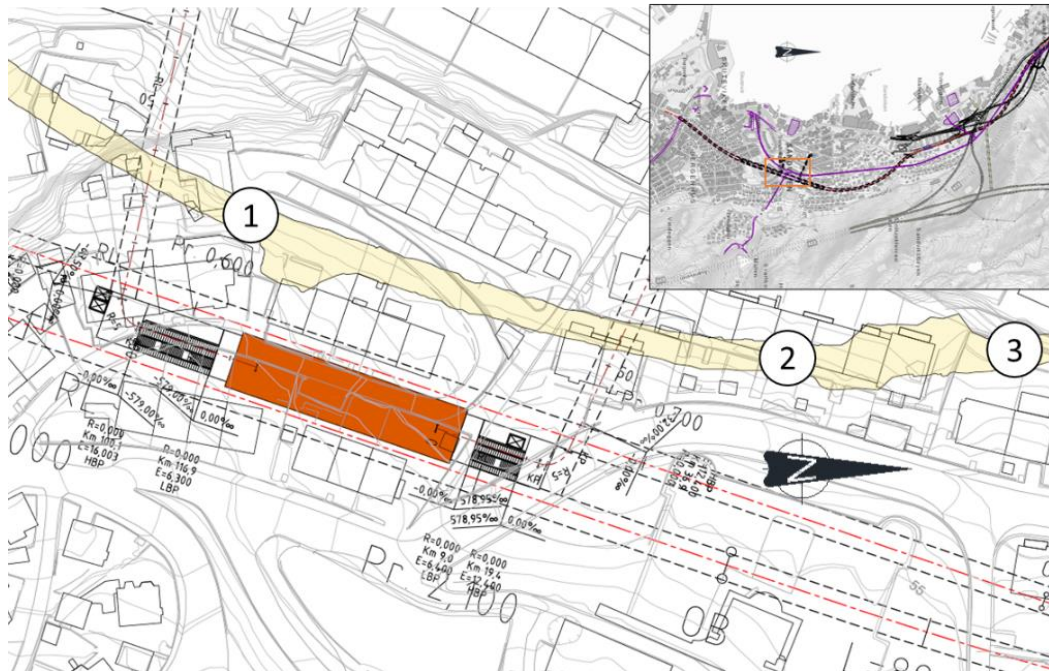
Det er utført ingeniørgeologisk befaring i VA-tunnelen fra Bergen sentrum til Ytre Sandviken renseanlegg, heretter omtalt som Skuteviken VA-tunnel. Tunnelen gir relevant informasjon for området omtrent ved Rothaugkvartarsitten (figur 2-2) og videre nordover.

Tunnelen er gjennomgående sikret med fiberarmert sprøytebetong og systematisk bolting i hengen frem til ca. profil 770 (ca. ved kartleggingslokalitet 2, se figur 2-3). Fra profil 770 og nordover er det benyttet spredt bolting og stedvis påført sprøytebetong, antagelig ved passering av svakhetssoner. Seksjoner med sprøytebetong samsvarer relativt godt med antatte svakhetssoner basert på utført refraksjonseismikk. 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 geologisk kartlegging eller utført bergsikring under driving.

Fra profil 330-770 er bergmassen lite tilgjengelig grunnet påført sprøytebetong. Nederst mot sålen er det imidlertid observert sterkt oppsprukket kvartsitt og gneis med leirig sprekkefylling. Det er utført bergmasseklassifisering etter Q-systemet ved tre ulike lokaliteter. Resultatene er oppsummert i tabell 2-1. Opptredende sprekkesett er foliasjonen med moderat fall mot NØ-NNØ, samt et markant sprekkesett med steilt fall mot V-VSV. I tillegg opptrer sporadiske sprekker med moderat til steilt fall mot ØSØ.

Tabell 2-1: Resultater fra utført bergmasseklassifisering i Skuteviken VA-tunnel.

Lokalitet	Profilnr.	Q <sub>min</sub>	Q <sub>maks</sub>	Q <sub>repr.</sub>	Generell beskrivelse
1	665	0.55	3.7	1.9	Svært dårlig til dårlig bergmassekvalitet
2	780	4.4	13.3	6.3	Middels til god bergmassekvalitet
3	840	15	50	47.5	God til svært god bergmassekvalitet



Figur 2-3: Anvisning av lokaliteter for geologisk kartlegging i Skuteviken VA-tunnel (tabell 2-1). Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei vist omtrent fra profil 2000-2200.

#### 2.4.2 Eksisterende Fløyfjelltunnel

Eksisterende Fløyfjelltunnel ligger øst for, og stedvis parallelt med, Bybanetunnelen under Sandviken (Sandbrogaten-Amalie Skrams vei). Bergoverdekningen for Fløyfjelltunnelen er vesentlig større, og områdene over tunnelen er ikke bebygget. Eksisterende sørgående Fløyfjelltunnel ender like ved påhugget til planlagt Bybanetunnel fra Amalie Skrams vei til Sandviken sykehus. Planlagt vegtunnel fra Glass Knag til Sandviken sykehus skal kobles på eksisterende Fløyfjelltunnel i nordenden.

Det ble ikke utført kontinuerlig kartlegging på stoff under driving av eksisterende Fløyfjelltunnel. Tunnelen ble drevet med TBM, og deretter strosset ut i veggene for å gjøre plass til påkrevd kjørebanebredde. Rapporter fra prosjektet beskriver imidlertid godt berg og lite sikringsomfang [1].

#### 2.4.3 Munkebotstunnelen (vegtunnel)

Under rehabiliteringen av eksisterende Munkebotstunnel, som blant annet har omfattet utsprenning av et nytt bergrom for teknisk bygg, er det rapportert om «bra fjellkvalitet» [2], med kun behov for spredt bolting og sporadisk bruk av sprøytebetong. Utfordringene har i hovedsak vært knyttet til eksisterende infrastruktur i grunnen.



## 2.5 Utførte grunnundersøkelser

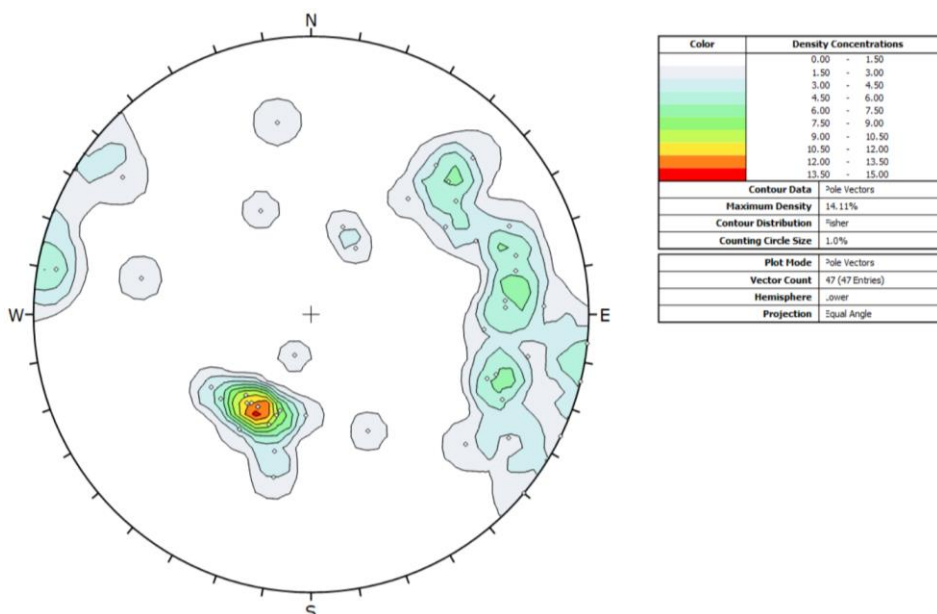
### 2.5.1 Ingeniørgeologisk feltkartlegging

Norconsult har utført ingeniørgeologisk feltkartlegging ved flere anledninger fra våren 2019 til høsten 2021, med hensikt å skaffe oversikt over bergartsfordeling, sprekkeorientering og bergmassekvalitet. For tunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei er det generelt utfordrende å kartlegge bergmassen pga. få gode bergblotninger og tett bebyggelse. Enkelte bergblotninger er kartlagt. Foruten disse henvises det til observasjoner i Skuteviken VA-tunnel. For tunnelene fra Amalie Skrams vei / Glass Knag til Sandviken er det utført kartlegging i områdene Fjellveien og Amalie Skrams vei.

Tilgjengelige berggrunnskart stemmer godt overens med utført feltkartlegging. Mot sørvest finnes glimmerholdige skiferbergarter. Mot nord dominerer grunnfjellsgneis, mer utpreget granittisk lengst mot nord. Rothaugkvartsitten er observert i nedre del av veggene i Skuteviken VA-tunnel.

Bergmassen i området utviser varierende oppsprekking. Skiferbergartene i sør fremstår stedvis skifrig og moderat oppsprukket. Bergmassekvaliteten kan beskrives som middels god. Rothaugkvartsitten fremstår stedvis skifrig og sterkt oppsprukket. Bergmassekvaliteten kan beskrives som dårlig til svært dårlig. Gneisbergartene fremstår lite til moderat oppsprukket. Bergmassekvaliteten kan beskrives som dårlig til middels god i nærheten av bergartsgrensen mot kvartsitt. Kvaliteten bedres mot nord. Nord for Sandvikskirken underjordiske holdeplass er bergmassekvaliteten forventet å være god til svært god, foruten antatte svakhetssoner.

Det er typisk observert foliasjonssprekker, samt ett til to øvrige hovedsprekkesett (figur 2-4). tillegg forekommer det hyppig tilfeldig oppsprekking. Foliasjonen faller moderat mot nordøst. I tillegg er det observert tverrsprekker med moderat til steilt fall mot sørvest, og subvertikale sprekker med alternerende fall mot øst-sørøst/vest-nordvest. Det fleste sprekkene fremstår gjennomsettende, og sprekkene karakteriseres om ru og svakt til moderat bølget. Sprekkestilstanden er i hovedsak beskrevet som frisk, stedvis sammenvokst. I eksisterende tunneler er det stedvis observert leir- og klorittbelegg både i kvartsitt og migmatittgneis.



Figur 2-4: Stereoplot for utført sprekkekartlegging for delstrekning 2.

### 2.5.2 Grunnboringer

Det er utført grunnboringer, i hovedsak totalsonderinger, i prosjektområdet for delstrekning 2. Dybder til berg er vist på ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger. Dybdene varierer stort på intervallet ca. 0-15 m. Det henvises for øvrig til geoteknisk datarapport RA-DS2-006 [5].

Boremotstanden i totalsonderingene varierer en del fra sondering til sondering, men hovedsakelig er det høy boremotstand i løsmassene. Det er utført prøvetaking i en del boreddybder med lavere boremotstand og opptatt prøvemateriale viser at disse løsmassene består av løst lagrede siltige, sandige og/eller grusige masser, og/eller humusholdige masser og torv. Det er i tillegg registrert en del rester av teglstein, som bekrefter at mye av massene i området er fyllmasser.

Grunnet hyppig opptreden av infrastruktur i bakken, samt vanskelig tilkomst i bygårder, har det vært svært utfordrende å utføre tilstrekkelig antall totalsonderinger for å kartlegge bergoverflatens beliggenhet. Det er dermed stedvis knyttet stor usikkerhet til bergoverdekningen i tettbygde områder. Figur 2-5 viser planlagte boringer som ikke var mulig å utføre i rødt i området Skuteviken (Pr. 1393-1600) og området ved Sandvikskirken holdeplass.



Figur 2-5: Oversikt over grunnboringer (vist i rødt) som ikke kunne utføres grunnet konflikt med teknisk infrastruktur i bakken. Til venstre: Skuteviken. Til høyre: Sandvikskirken holdeplass.

### 2.5.3 Refraksjonsseismikk

Det er utført refraksjonsseismikk langs 20 profiler med ulik lengde innenfor delstrekning 2. Total lengde er 1990 m. Det er i hovedsak registrert ett lag med løsmasser med hastigheter på 400-900 m/s. Stedvis opptreden av løsmasser med hastighet fra 1400-1700 m/s er observert. Dette indikerer løsmasser under grunnvannsnivå. Registrert løsmassetykkelse fra seismikk stemmer i stor grad med utførte grunnboringer, med mektigheter i størrelsesorden 0-15 m.

Det er observert flere lavhastighetssoner langs tunneltraseen (< 4000 m/s). Lavhastighetssonene er benyttet til å tolke antatte svakhetssoner, sammen med lineamentskart og utført geologisk kartlegging.

Alle seismikkprofiler er vist på ingeniørgeologisk plan og profiltegninger, med anvisning av lavhastighetssoner. For detaljerte resultater henvises det til datarapport for geofysiske grunnundersøkelser [3].

#### **2.5.4 Georadar**

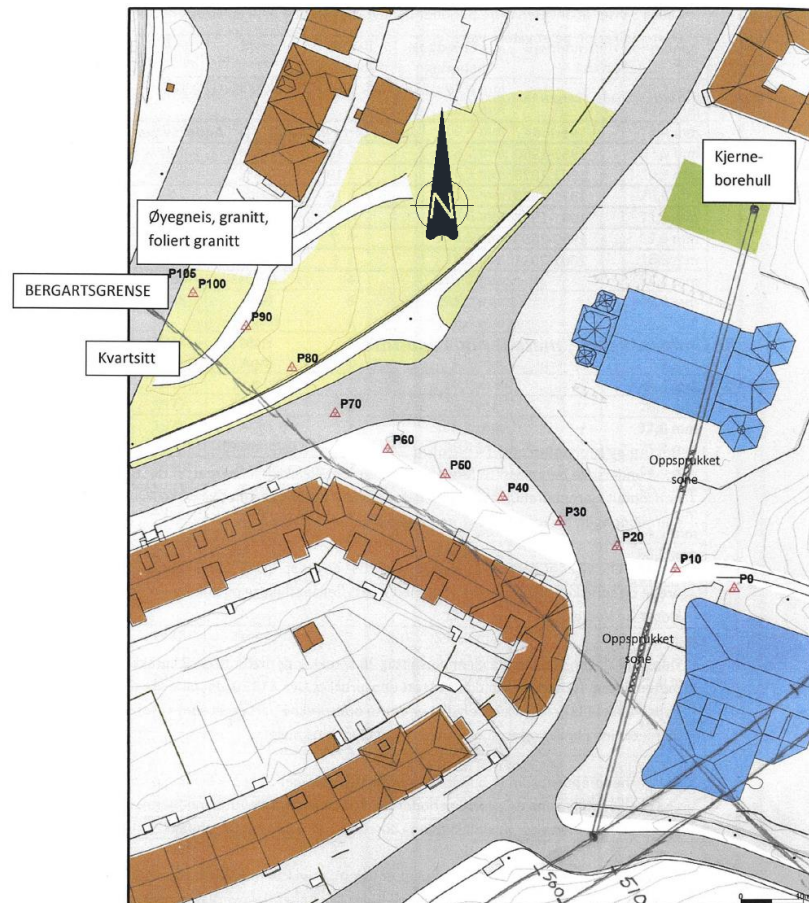
Det er utført undersøkelser med georadar i en sidegate til Kirkegaten i forbindelse med planlegging av nordre inngangstunnel til Sandvikskirken holdeplass. Resultatene var tvetydige grunnet infrastruktur i grunnen, og har ikke blitt vektlagt i stor grad ved videre vurderinger. Resultatene er presentert i datarapport for geofysiske grunnundersøkelser [3].

#### **2.5.5 Kjerneboring, Ladegårdsgaten**

I forbindelse med utredning av årsak til setningsskader på bygningsmassen ved Ladegårdsgaten 64-76, ble det i 2011 boret et 100 m langt kjerneborhull for å kartlegge geologiske og hydrogeologiske forhold. Plassering av kjerneborhullet er vist på skissen i figur 2-6.

Ved kjerne logging er det kun registrert RQD, samt gitt en generell petrografisk beskrivelse. RQD varierer fra 14-100 (kartlagt pr. meter kjerne hull). Berget i kjerneborhullet kan i gjennomsnitt beskrives som moderat oppsprukket ( $RQD_{gj.} = 66 \pm 22$ ). Det er registrert flere oppknuste partier ( $RDQ \leq 30$ ) i borhullet sør for Sandvikskirken ved hhv. ca. 25-27 m, 30-35 m og 60-64 m (ref. figur 2-6). Det er registrert talk- og klorittbelegg på sprekker. Sonen kan trolig knyttes til bergartsgrensen mellom kvartsitt og gneis, samt forsenkningen ved kirken med retning NV-SØ.

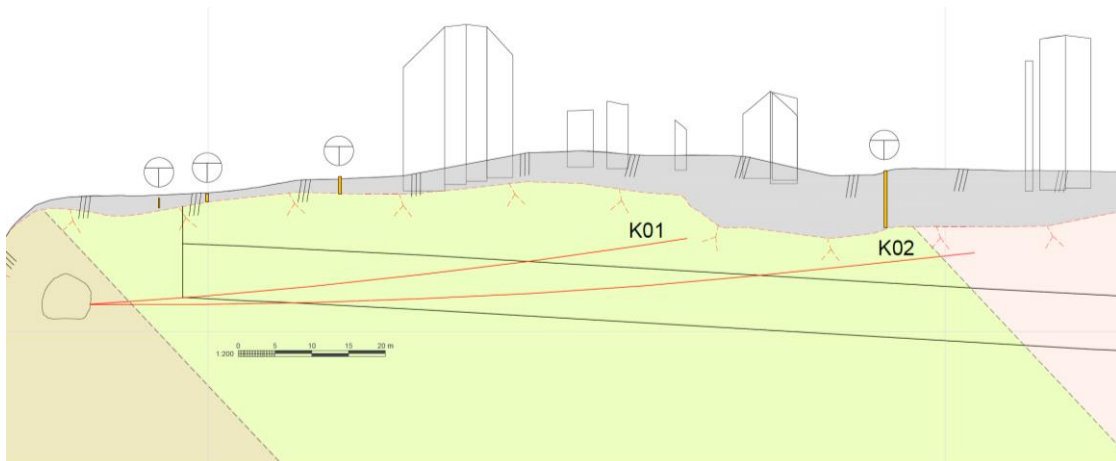
Det ble målt innlekkasjer på ca. 3 l/min i kjernehullet, både i perioder med mye og lite nedbør. Ved utførte vanntapsmålinger er det registrert Lugeon-verdier i størrelsesorden 5-6 L, som tilsier moderat konduktivitet.



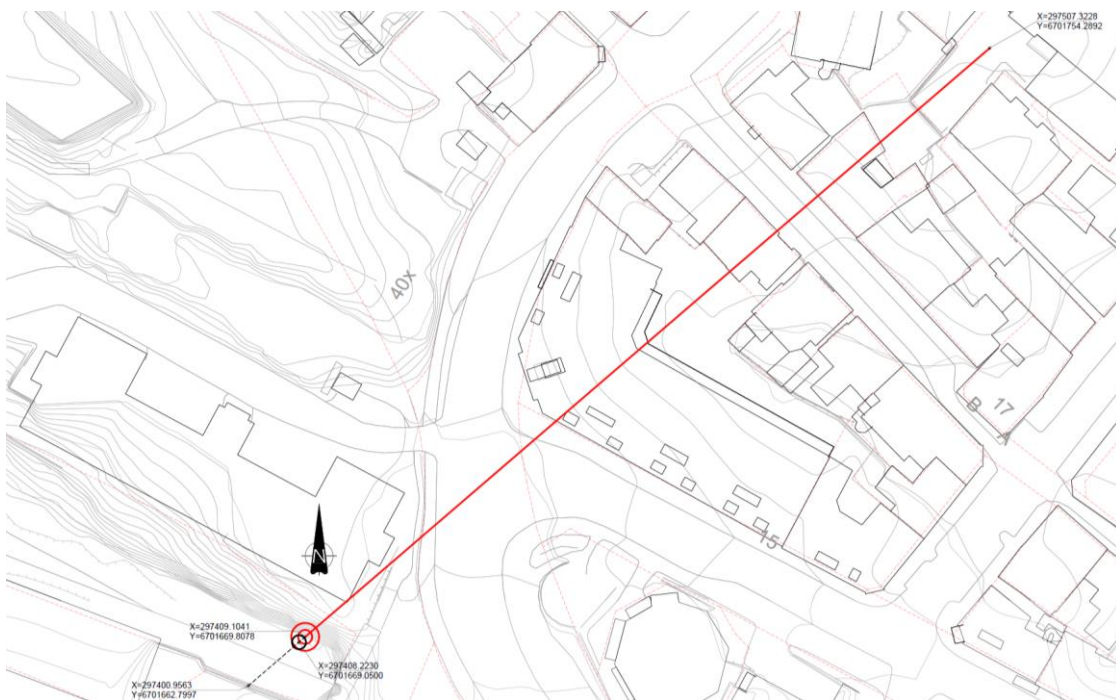
Figur 2-6: Skisse av kjerneborhull (2011) i området Sandvikskirken. Hentet fra sakkyndig rapport for vurdering av setningskader for Ladegårdgaten 64-76 (2011). Nordpil er lagt på.

### 2.5.6 Kjerneboring, Koengen

Som en del av reguleringsplanarbeidet er det utført kjerneboring i området Koengen/Nye Sandviksvei. Kjerneboringen er utført av Entreprenørservice AS på oppdrag fra Norconsult i perioden 2022-08-04 til 2022-08-14. Hensikten med kjerneboringen var å undersøke bergforholdene, herunder bergmassekvalitet og bergoverdekning, langs de første 100 m av tunneltraséen fra påhugget i enden av Sandbrogaten. Norconsults ingeniørgeologer har utført logging av borkjerner i Norconsults lokaler i Bergen i perioden 2022-08-15 til 2022-08-17. Figur 2-7 og figur 2-8 viser de to kjerneborhullene, K01 (83 m) og K02 (120 m), i plan og profil. For detaljerte resultater henvises det til ingeniørgeologisk datarapport for kjerneboringene [7]. En tolkning av forventet bergmassekvalitet i tunnelen, basert på de to kjerneboringene, er presentert i kap. 4.1.6.2.



Figur 2-7: Utsnitt som viser kjerneborhullene i lengdesnitt. Kun omtrentlig plottet hver 15 m langs hullen, for å illustrere hullbanen i forhold til tunneltraseen. Ikke korrigert for horisontalavvik.



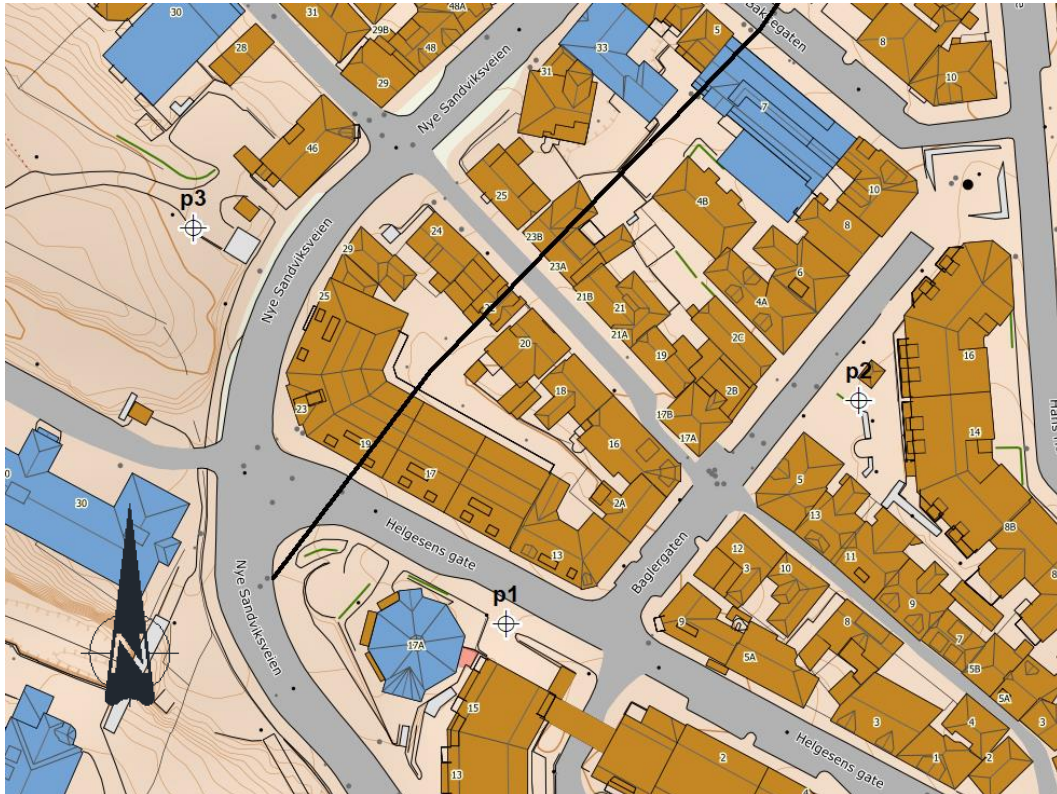
Figur 2-8: Utsnitt fra arbeidsgrunnlag som viser kjerneborhullene i plan. K01 og K02 hadde samme planlagte trasé i plan.

### 2.5.7 Hydrogeologiske undersøkelser

Det er boret totalt tre bergbrønner/hammerhull i Nye Sandviksveien, Helgesens gate og Baglergaten, nær den søndre portalen for Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei (figur 2-9). Det er gjort vanntapsmålinger i hammerhullene. Brønnene er instrumentert opp med trykksensorer som overvåker grunnvannsnivå automatisk fire ganger i døgnet (tabell 2-2). Dataene må hentes inn manuelt.

Vanntapsmålingene er utført med enkeltpakker, med 2 bar og 5 bars trykk. Målingene viser relativ høy hydraulisk ledningsevne i p1 (størrelsesorden  $4 \cdot 10^{-7}$  m/s til  $2 \cdot 10^{-6}$  m/s), mens bergmassen er mindre permeabel i p2 og p3 (tabell 2-3).

Det er i tillegg installert fire poretrykksmålere nær/over Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei.



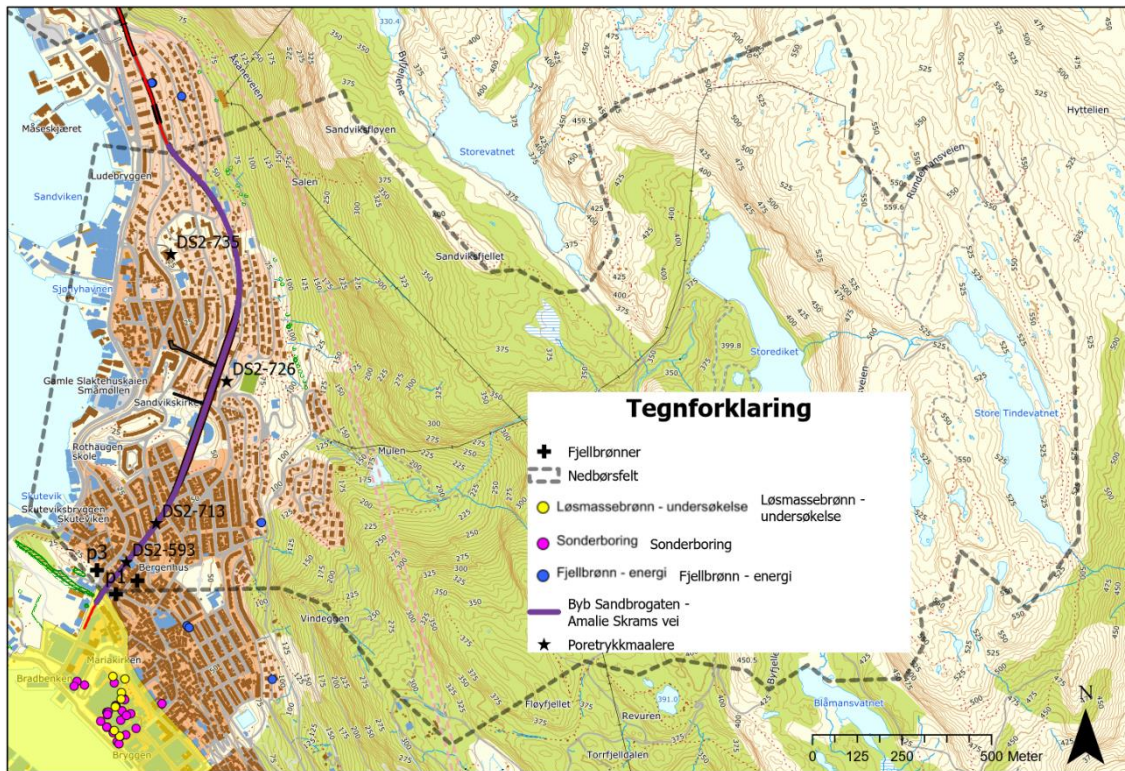
Figur 2-9: Plassering av hammerhull for grunnvannsovervåking ved søndre tunnelpåhugg (p1, p2, p3). Tunnel omtrentlig inntegnet med svart linje.

Tabell 2-2: Dybde og grunnvannsnivå i hammerhull ved søndre påhugg av Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei. Grunnvannsnivå målt 2. februar 2022.

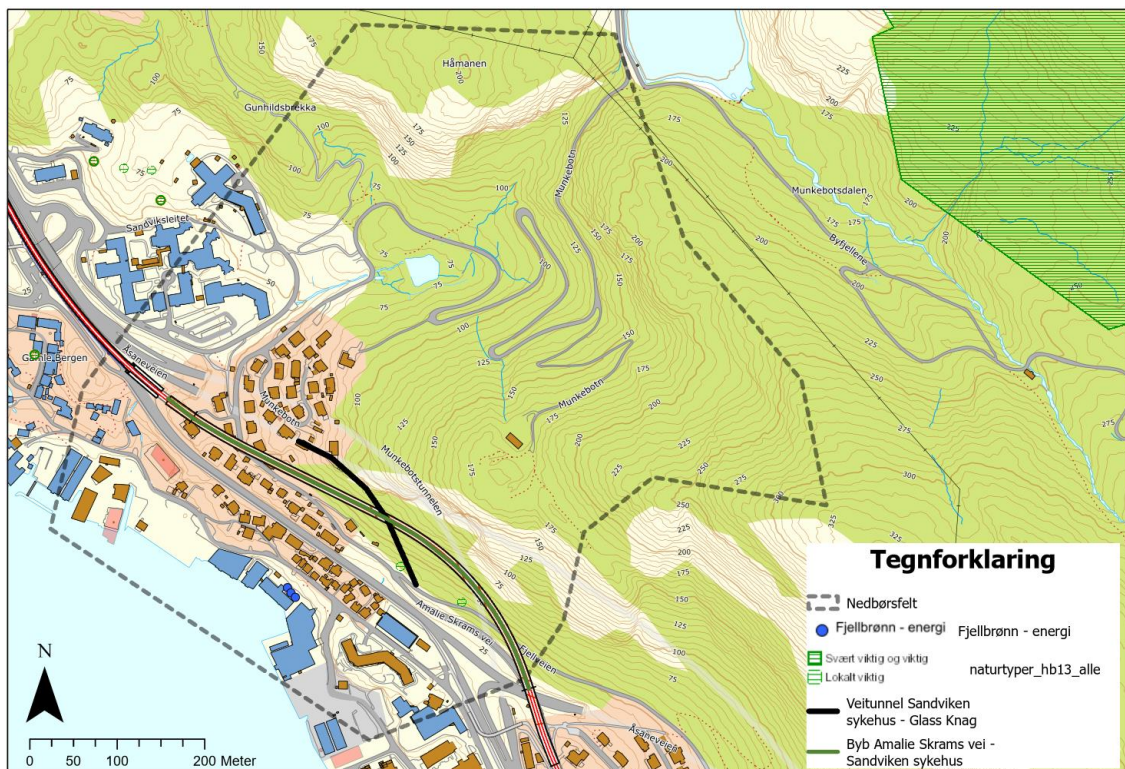
Brønn	Terrengkote	Dybde brønn (m under terreng)	Grunnvannsnivå (m under terreng)	Grunnvannsnivå (kote)
p1	+23	25 m	14,5 m	+8,6
p2	+25,9	24,8 m	1,46 m	+24,5
p3	+23,9	24,7 m	2,16 m	+21,76

Tabell 2-3: Resultater fra vanntapsmålinger i hammerhull ved søndre tunnelpåhugg til Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei.

	Fra (m)	Til (m)	Trykk (bar)	Tid (min)	Vannmengde (l)	Vannmengde (l/min)	l/min pr. m borhull	Lugeon (L)	k (m/s)
p1	20	25	2	5	112	22,4	4,48	22,4	2,24E-06
	10	25	2	5	118	23,6	1,573	7,87	7,87E-07
	20	25	5	5	139	27,8	5,56	11,12	1,11E-06
	10	25	5	5	152	30,4	2,027	4,05	4,05E-07
p2	20	25	2	5	0,1	0,02	0,004	0,02	2,00E-09
	10	25	2	5	0,2	0,04	0,003	0,01	1,33E-09
	20	25	5	5	17,2	3,44	0,688	1,376	1,38E-07
	10	25	5	5	0,8	0,16	0,011	0,02	2,13E-09
p3	20	25	2	5	0,1	0,02	0,004	0,02	2,00E-09
	10	25	2	5	0,1	0,02	0,001	0,01	6,67E-10
	20	25	5	5	0,1	0,02	0,004	0,008	8,00E-10
	10	25	5	5	0,3	0,06	0,004	0,008	8,00E-10



Figur 2-10: Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei, med etablerte poretrykkmalere og bergbrønner, samt nedbørsfeltet for hele tunnelen.



Figur 2-11. Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken Sykehus, samt vegtunnelen mellom Sandviken sykehus og Glass Knag. Vist med hele tunnelens nedbørsfelt, inkludert nedbørsfeltet til bekken nord for tunnel.



## 3 Hydrogeologiske vurderinger (tolkningsdel)

### 3.1 Grunnlag for hydrogeologiske vurderinger

Naturlig grunnvannsnivå i et område avhenger av hvor mye vann som tilføres området, og hvor mye vann som lekker eller fordampes ut fra et område. Vann som tilføres området avhenger av områdets nedbørsfelt og avrenningsforhold. En tunnel kan føre til økt lekkasje ut fra området, ved at grunnvann kan lekke inn i tunnelen. Økt innlekkasje i tunnel vil redusere grunnvannsnivået i berg, som igjen vil føre til redusert poretrykk i løsmassene.

I tettbygde strøk er hovedsakelig setningsproblematikk bestemmende for tetthetskrav i tunneler. Redusert poretrykk kan føre til komprimering av løsmassene. Setningspotensialet er avhengig av løsmassenes sammensetning, grunnvannsnivå og tidligere konsolideringsgrad. Bløte leirer er spesielt utsatte for setningspotensiale, men enkelte typer morener og fyllmasser kan også være utsatt.

I tillegg til setningspotensiale kan bekker, tjern, myrer og andre naturtyper påvirkes dersom grunnvannsnivået reduseres. Tetthetskrav i slike områder bestemmes med bakgrunn i naturens sårbarhet, og avrenningsforholdene i området.

Private brønner kan få redusert kapasitet dersom grunnvannsnivået reduseres. For de tre tunnelene som omtales i denne rapporten er tetthetskrav hovedsakelig satt med tanke på kulturlag og setningspotensiale. I tillegg er naturen vurdert.

#### 3.1.1 Sårbarhet

For overflatevann og myrer er sårbarheten en funksjon av vannbalansen, der størrelse på nedbørsfelt, avrenningsforhold og omfanget av grunnvannstilsig i forhold til overflateavrenning er medvirkende faktorer. Videre vil de geologiske forholdene påvirke i hvilken grad en lekkasje i tunnel medfører grunnvannssenkning i et gitt område. I områder med tynt løsmassedekke er det generelt større variasjoner i grunnvannsnivå enn i områder med tykke løsmasseavsetninger. Naturforekomster sin sårbarhet til grunnvannssenkning avhenger bl.a. av om artene som inngår i naturtypen er fuktkrevende eller tørketolerante og i hvilken grad grunnvannstilsig er en viktig faktor for opprettholdelse av markfuktigheten. Naturforekomster som befinner seg i områder med lite løsmasser er mer sårbare for endringer i grunnvannsnivå i berg.

Det er antatt at senkning av grunnvannstanden vil ha størst konsekvenser for natur der naturtypen er direkte avhengig av grunnvannet. Dette gjelder spesielt natur hvor grunnvannstanden er høy, som eksempelvis myr, bekker, sumpskog og vann. Et slikt område med liten vanntilførsel er mer sårbart enn et tilsvarende område med stor vanntilførsel. Årsaken er at en lekkasje av en bestemt størrelse vil ha større betydning i et område hvor det er lite tilsig av vann. Sårbarhet kan klassifiseres etter størrelsen på nedbørsfeltet til vannforekomsten, med sårbarhetsklasse 1 som mest sårbart [9]:

Tabell 3-1: Sårbarhetsklasser for vannforekomster [9].

Sårbarhetsklasse	Størrelse på nedbørsfelt (km <sup>2</sup> )
1	< 0,5
2	0,5-1
3	1-2
4	2-5
5	Vann tilhørende vassdrag som renner gjennom modellområdet. Betydelig nedbørsfelt og liten sårbarhet.

### 3.1.2 Vannbalanse

Vannbalanseberegninger sier noe om hvor mye vann som forventes i et område, og gir dermed indikasjoner på om et område er følsomt for endringer i avrenningsforhold og dermed lekkasjer i tunnel. Vannbalanseberegninger benyttes ofte for å vurdere hvor stor reduksjon i vannføring vannforekomster kan tåle, men kan også brukes ved å vurdere generell tilførsel av vann til området tunnelen drenerer fra, og om innlekkasjer i tunnel vil utgjøre en stor eller liten del av dette.

For vannforekomster ble det i forbindelse med etablering av Holsfjordtunnelen vurdert at lekkasjer i tunnel på mindre enn 10 % av vannforekomstens normalavrenning gir liten eller ingen effekt på forekomsten [10]. Metoden er en teoretisk tilnærming og har derfor usikkerheter knyttet til forhold som avrenning og områdeavgrensning for området tunnelen drenerer grunnvann fra, eller om vannforekomstene står i kontakt med grunnvann. Metoden tar ikke hensyn til bergmassens hydrauliske konduktivitet, da den kun vurderer hva vannforekomster kan tåle.

### 3.1.3 Setningspotensial og kulturminner

Lekkasjer i tunnel kan føre til redusert poretrykk i løsmassene over/omkring tunnelen, som igjen fører til økte effektivspenninger i løsmassene. Setninger kan oppstå dersom løsmassene har potensiale for å kunne komprimeres, og mektigheten på løsmassene er store nok.

Flere områder i Bergen sentrum består av kulturlag. Dette er lag i grunnen som har blitt bygget opp gjennom historien, hvor det ses spor etter menneskelig aktivitet. Dette kan eksempelvis være gjenstander, organisk materiale, og andre spor etter menneskelig aktivitet. Redusert grunnvannsnivå kan føre til forvitring av kulturlagene, ved at oksygen kommer til der det tidligere har vært vannmettet. Dette fører til forringelse av kulturminnene, og kan også føre til setninger ved at massene komprimeres.

I Statens Vegvesens publikasjon 103, Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø [8], ble det sett på erfaringer i forbindelse med tunneldriving i urbane områder. Dataene ble hentet fra gjennomførte prosjekter, hovedsakelig i Oslo-området. Resultatene fra arbeidet viste at innlekkasjer i tunnel må begrenses til 2-4 l/min pr. 100 m tunnel, dersom det skal være rimelig sikkert at tunnelen ikke påvirker poretrykk i omkringliggende dyprenner. Dersom beskjedne setninger (opp til noen få cm) kan tillates, anses innlekkasje på 3-7 l/min pr. 100 m tunnel å være hensiktsmessig. Dette vil avhenge av vanntilførselen til området.

## 3.2 Vurderinger av hydrogeologiske forhold i prosjektområdet

Grunnundersøkelser viser at Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei generelt har lav overdekning, antatt 5-30 m. Grunnvannsnivået er antatt å befinne seg nær terrengoverflaten, og potensielt grunnvannstrykk på tunnelnivå antas derfor å begrenses til

maksimalt 30 m enkelte steder, hovedsakelig lavere. For Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken sykehus, samt vegtunnelen mellom Sandviken sykehus og Glass Knag, forventes det høyere grunnvannstrykk på tunnelnivå.

Influensområdene til tunnelene antas å strekke seg til omtrent 300 m til hver side av tunnelene [8]. Dette innebærer at store deler av bebyggelsen omkring tunnelene kan bli påvirket av tunnel. Eventuell grunnvannsreduksjon vil være størst direkte over tunneltraseen, og vil typisk bre seg som en trakt med avtakende grunnvannsreduksjon med større avstand til tunnelen. Permeable løsmasser og/eller oppsprukket berg vil øke influensområdet.

### 3.2.1 *Bergmassens permeabilitet*

Fjellbrønnene p2 og p3, som er boret ved Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei søndre påhugg, viser relativt tett bergmasse, hovedsakelig med beregnet hydraulisk konduktivitet i størrelsesorden  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s. Hammerhull p1 viser høyere hydraulisk konduktivitet (størrelsesorden  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s). Dette antas å skyldes at hammerhullet er boret svært nær et bygg med kjeller, samt nær jernbanetunnelen som passerer søndre påhugg.

Disse brønnene er iht. NGUs berggrunnskart plassert i fyllitt og glimmerskifer [15], dvs. bergarter som ofte er mindre vannførende. Ca. ved profilnr. 1500 går tunnelen over i øyegneis, kvartsitt ved ca. profil 1700, og deretter migmatitt og migmatittgneis ved ca. profil 1900 (figur 2-2) [15]. Øyegneis og migmatitter består ofte av tydeligere sprekkesett og kan dermed være vannførende. Svakhetssoner som er kartlagt i området viser hovedsakelig strukturer som er orientert ca. øst-vest. Dette er positivt med tanke på at svakhetssoner vil passeres raskt under tunneldrivingen. Samtidig kan svakhetssonene føre til at lekkasjer i tunnel sprer seg raskt og over lengre avstander fra tunnel.

En brønn som er registrert i grunnvannsdatenbanken Granada er registrert med vannføring på 20 l/time etter boring (Fjellbrønn nr. 84889 [16]). Brønnen er boret i migmatitt/øyegneis. En annen brønn som er boret i samme bergart (Fjellbrønn nr. 69521) er registrert med vanninnslag <50 l/time fra 0 til 92 m dypde, og 50-500 l/time fra 92-150 m dypde [16]. Brønnene befinner seg i området mellom Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei og Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken Sykehus.

Ved hjelp av Lei, Goodman og Karlsrud [8] kan det beregnes hvor mye vann som forventes å lekke inn i tunnelen, basert på bergmassens hydrauliske konduktivitet, grunnvannsnivå over tunnel og radius av tunnel. Dersom det legges til grunn grunnvannstrykk tilsvarende 20 m over tunnel, radius på tunnelen på 10 m og hydraulisk konduktivitet i bergmassen lik  $4 \cdot 10^{-7}$  m/s (tilsvarer målinger fra 10-25 m dypde i borehull p1), kan det forventes innlekkasje i tunnel på ca. 5 l/min pr. 100 m, dersom tunnelen ikke tettes i dette området. Det forventes større lekkasjer nord for hammerhullene, i områdene hvor tunnelen drives i magmatiske bergarter. Det foreligger ikke informasjon om bergmassens vannføringsevne i disse områdene, med unntak av de private brønnene.

### 3.2.2 *Ytre miljø*

Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei krysser under en bekk, Mulelven, som er lagt i rør der tunnelen krysser. Mulelven har nedbørsfelt på 2,7 km<sup>2</sup>, og drenerer fra blant andre Store og Lille Tindevatnet, Storediket og Nedrediket øst for tunneltraseen [11].

Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken Sykehus, samt vegtunnelen mellom Sandviken sykehus og Glass Knag, krysser ikke direkte under bekker eller tjern. Det renner en

bekk rett nordvest for tunnelene. Bekken har utspring fra mindre bekker som renner ned i et lite tjern i Munkebotn, og har et nedbørsfelt på ca. 0,27 km<sup>2</sup>. Nedbørsfeltet til bekken overlapper med tunnelens influensområde.

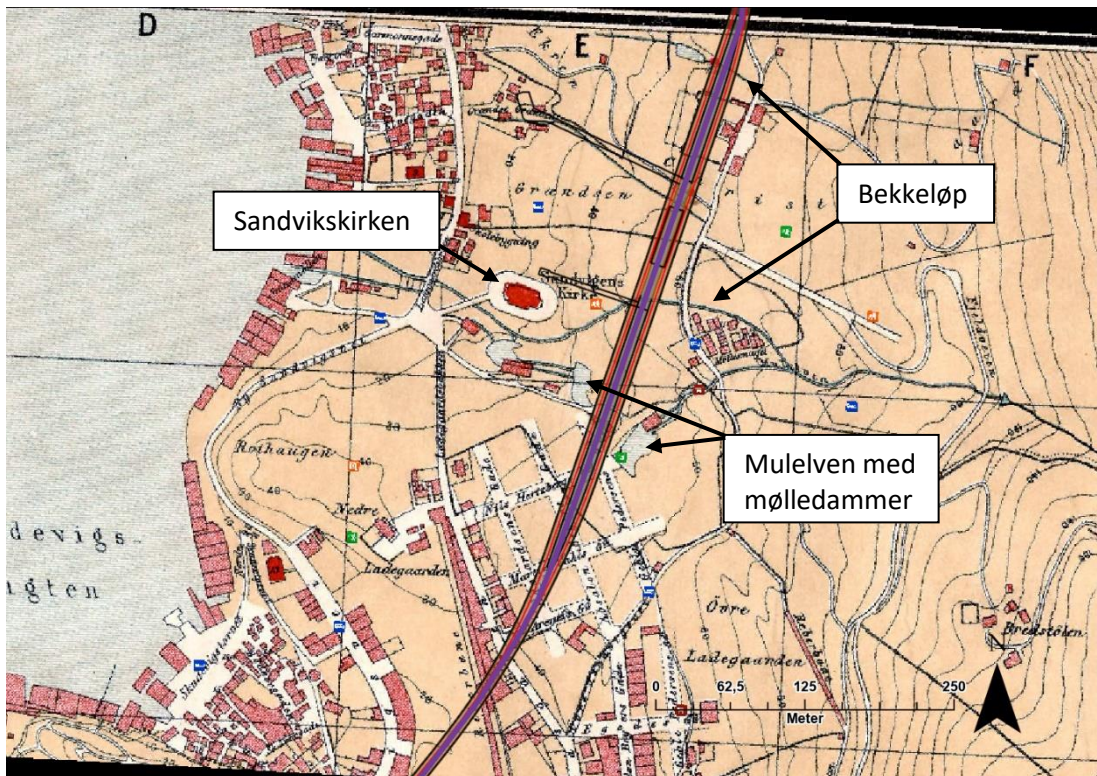
I Miljødirektoratets database Naturbase er det registrert flere store, gamle trær, over eller oppstrøms tunnelene. Trærne er eiketrær av viktig eller lokalt viktig verdi, med naturtype hule eiker [14]. Det vurderes at trærne ikke vil påvirkes av tunnelene, og hensyn til disse vurderes derfor ikke nærmere.

### 3.2.3 *Setningspotensial*

Totalsonderinger viser at løsmassetykkelser i prosjektområdet generelt varierer mellom ca. 0-13 m. Tilstedeværelsen av løsmasser fremstår svært variert og kan variere med flere meter over korte avstander. Det forventes generelt at bygninger i prosjektområdet kan være fundamentert på løsmasser. Det er derfor tatt høyde for setningsfare i store deler av prosjektområdet. Dette gjelder spesielt for Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei, hvor traseen går direkte under områder med bebyggelse. På en bygning vest for Sandvikskirken holdeplass (Ladegårdsgaten) har det tidligere vært setningsproblemer.

De største løsmassemektighetene (>5 m) i området for DS2 er hovedsakelig påvist ved ca. profil 1500, 1600-1720, og noe varierende forbi Sandvikskirken holdeplass (ca. profil 1830-2350).

Det er gamle bekkeløp ved Sandvikskirken holdeplass (Figur 3-1). Mulelven befinner seg ved Sandvikskirken, nær holdeplassen og den søndre inngangstunnelen. Mulelven har tidligere rent åpent, via tre mølledammer. Elven er nå lagt i rør, og bekkeløpet er fylt opp med fyllmasser. Det samme er en bekk lengre nord, ca. 100 m nord for den nordlige inngangstunnelen. Det forventes humusholdige masser i de gamle bekkeløpene. Poretrykksreduksjon i humusholdige masser kan føre til setninger ved forvitring og/eller komprimering av massene. Det forventes derfor stort setningspotensiale i løsmassene i disse områdene.



Figur 3-1: Kart fra 1885 (kart.finn.no) vist med bekkeløp og tunneltrase.

Det er kartlagt noe løsmasser ved totalsonderinger i områdene ved påhugget til Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken Sykehus. I sørøstre påhugg viser totalsonderinger løsmassetykkelse i størrelsesorden 2-10 m, mens det i nordvestre påhugg er påvist 1-3 m tykkelse. Det er derfor tatt noe hensyn til setningsfare ved fastsettelse av tetthetskrav i disse områdene. Midtre parti av tunnelen passerer under bart berg. Det forventes lite løsmasser nær og over området som vegtunnelen mellom Sandviken sykehus og Glass Knag går gjennom.

Det bør settes krav til maksimal poretrykksreduksjon målt i poretrykkmålere basert på setningsrisiko. Setningsrisiko bør beregnes basert på geotekniske prøver og fundamenteringsforhold.

Det må tas hensyn til setningsfare i hele området til Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei. I tillegg må det tas noe hensyn ved påhuggene til Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken sykehus.

### 3.2.4 Kulturminner

Grunnvannsnivået i kulturlagene i Bergen sentrum må ikke reduseres. Kulturlagene befinner seg ved søndre portal av Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei. Det er derfor vurdert at dette området er sårbart mot endrede grunnvannsforhold, og må hensyntas spesielt.

### 3.2.5 Private brønner

Det er registrert få private brønner i prosjektområdet. Det er lokalisert tre energibrønner ca. 120 m nedstrøms Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken Sykehus, som er

boret 200 m i fjell. I tillegg er det registrert en energibrønn ca. 280 m oppstrøms Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei. Brønnen er en 180 m dyp fjellbrønn [16]. Grunnet brønnenes dybder vurderes de ikke å være utsatt for eventuell påvirkning av tunneler.

### 3.3 Tetthetskrav i tunneler

Det kan antas at tunnelene drenerer vann fra nedbørsfeltet til tunnelen. Dersom store mengder vann lekker inn i tunnel, i forhold til mengdene avrenning som infiltrerer grunnen, er det sannsynlig at området blir vesentlig tørrere.

Nedbørsfeltet til Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei har et areal på ca. 3,63 km<sup>2</sup>. Dette er relativt stort, og nedbørsfeltet vurderes å være robust for endringer i grunnvannsnivå. Vannbalanseberegninger tilsier at innlekkasjer på eksempelvis 10 l/min pr. 100 m, tilsvarer ca. 1 % av avrenningen over nedbørsfeltet. Dersom det heller ses på tunnelens influensområde på 300 m til hver side av tunnelen, vil dette utgjøre et areal på 0,75 km<sup>2</sup>. Innlekkasje på 10 l/min pr. 100 m vil da tilsvare ca. 4 % av avrenningen over dette området.

I søndre del av Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei er det kulturlag hvor det er kritisk at grunnvannsnivået i løsmassene ikke reduseres. Innlekkasje på 10 l/min pr. 100 m vurderes å kunne redusere grunnvannsnivået i dette området, og kravene til tett tunnel bør derfor være strengere her. Det ses til erfaringer fra tidligere tunnelprosjekter [8], som anbefaler tetthetskrav på 2-4 l/min pr. 100 m i områder hvor poretrykksreduksjon må unngås. I øvrige deler av tunnelen er det hovedsakelig setningsproblematikk som er styrende for tillatt innlekkasje i tunnel. Ved den gamle Mulelven forventes det relativt stort setningspotensiale. Likevel forventes det at grunnvann i stor grad vil følge det gamle bekkeløpet, og dermed bidra til å opprettholde grunnvannsnivået. Da det er stort tilsig av vann i området forventes det at mindre lekkasjer i tunnel kan tillates uten at poretrykket reduseres vesentlig. Løsmassemektheten kan variere mye over korte avstander, og det vurderes hensiktsmessig å fastsette ett tetthetskrav for hele tunnelstrekningen fra stasjonsområdet og nordover. Ved stasjonsområdet forventes det i utgangspunktet større innlekkasjer enn øvrige deler av tunnelen, grunnet større tverrsnitt.

Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken sykehus antas å kunne drenere vann fra et område på ca. 0,27 km<sup>2</sup> og er dermed relativt sårbart mot endringer i grunnvannsnivå. Innlekkasje i tunnelen på 10 l/min pr. 100 m tilsvarer ca. 5 % av områdets avrenning. Vegtunnelen mellom Sandviken sykehus og Glass Knag vil bygges i samme område som midtre del av Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken sykehus, og innlekkasje i de to tunnelene må derfor ses i sammenheng. Dersom det vurderes at ca. 10 % av avrenningen til tunnelens nedbørsfelt kan lekke inn i tunnel, tilsvarer dette innlekkasje på ca. 10 l/min pr. 100 m for hver av de to tunnelene. Forslag til tetthetskrav for de tre tunnelene er gitt i tabell 3-2.

Tabell 3-2: Forslag til tetthetskrav i tunnelene.

Tunnel	Profilnummer (fra-til)	Tetthetskrav (totalt, dersom flere tunneler eller løp)
Bybanetunnelen Sandbrogaten – Amalie Skrams vei	1393-1600	3 l/min pr. 100 m
	1600-1750	5 l/min pr. 100 m
	1750-2800, inkl. adkomsttunneler til stasjon	10 l/min pr. 100 m

Bybanetunnelen Amalie Skrams vei - Sandviken Sykehus	3100-3700	10 l/min pr. 100 m
Vegtunnel Sandviken sykehus – Glass Knag		10 l/min pr. 100 m

Tetthetskravene for store deler av Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei er strenge, og innlekkasjer vil være vanskelige å måle. Det er derfor behov for overvåking av grunnvannsnivå i bergbrønner og poretrykkmålere langs traseen.

### 3.4 Tiltak for å oppnå tetthetskrav

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

I berggrunnen beveger grunnvann seg i åpne sprekker og kanaler i berget. Der tunneler kommer i kontakt med slike, kan det oppstå problemer med innlekkasje av grunnvann til tunnelene. I utgangspunktet er ofte lekkasjer i bergmassen knyttet til:

- Svakhetssoner: Forkastningssoner, knusningssoner, dype forvitringssoner (ofte sammenfallende) og i oppsprukket sideberg ved slike soner.
- Større enkeltsprekker
- Gangbergarter

Tetting av vannførende berg gjøres best ved forinjeksjon. Avhengig av tetthetskrav på strekningen, velges behovsprøvd eller systematisk forinjeksjon.

Ved injisering bør det etableres en primærskjerm som skal gi tett nok tunnel ved én injeksjonsomgang. Denne består av et stort antall primærhull, og er avhengig av tverrsnitt og tetthetskrav. Alle hullene injiseres ved høyt injeksjonstrykk. Deretter bores en kontrollskjerm, fortrinnsvis etter én salve. Bruken av kontrollskjerm og hvorvidt denne eventuelt bores på samme stuff som primærskjermen, vil avhenge av erfaringer fra drivingen og injeksjonen. Dersom noen av kontrollhullene viser høyere lekkasje enn grenseverdiene tillater, injiseres alle hullene med høyt injeksjonstrykk for å forbedre tettheten. Viser kontrollhullene lekkasje under grenseverdiene for tetthetsklassen, fylles kontrollhullene med injeksjonsmasse.

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

Bruk av ekstrahull eller tilleggsskjermer vil kunne være aktuelt i partier med liten overdekning og dagberg, ved større innlekkasjer og der det er registrert ustabile bergpartier eller spesielle geologiske forhold.

Som injeksjonsmidler forventes bruk av industrisement og mikrosegment. Styrt herding forventes å utgjøre en viktig del av injiseringen. Injeksjonstrykket vil være godt over grunnvannstrykket for å få massene spredt.

Grunnvannsreduksjon skal følges opp med poretrykkmålere i prosjektområdet. Overvåking ved hjelp av poretrykkmålere vil bli førende for tiltaksbehov i tunnel.

Tettestrategi og antatt omfang av tettearbeider er omtalt for hver av tunnelene i kapittel 4. Generelt forventes behov for systematisk injeksjon på strekninger med innlekkasjekrav på 3 til 10 l/min/100 meter. På strekninger med innlekkasjekrav 10 l/min/100 meter, og erfaringer med lite innlekkasje i nærliggende tunneler, antas at det vil være tilstrekkelig med behovsprøvd injeksjon.

Behovsprøvd forinjeksjon omfatter boring av sonderhull foran stoff med tunnelriggen, for å kartlegge behovet for tetting. Dersom ett eller flere sonderhull viser lekkasjer over angitt grenseverdi, skal det utføres forinjeksjon.



## 4 Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkningsdel)

### 4.1 Bybanetunnel: Sandbrogaten – Amalie Skrams vei

#### 4.1.1 Vurdering av påhuggsforhold og skredfare

##### Sandbrogaten

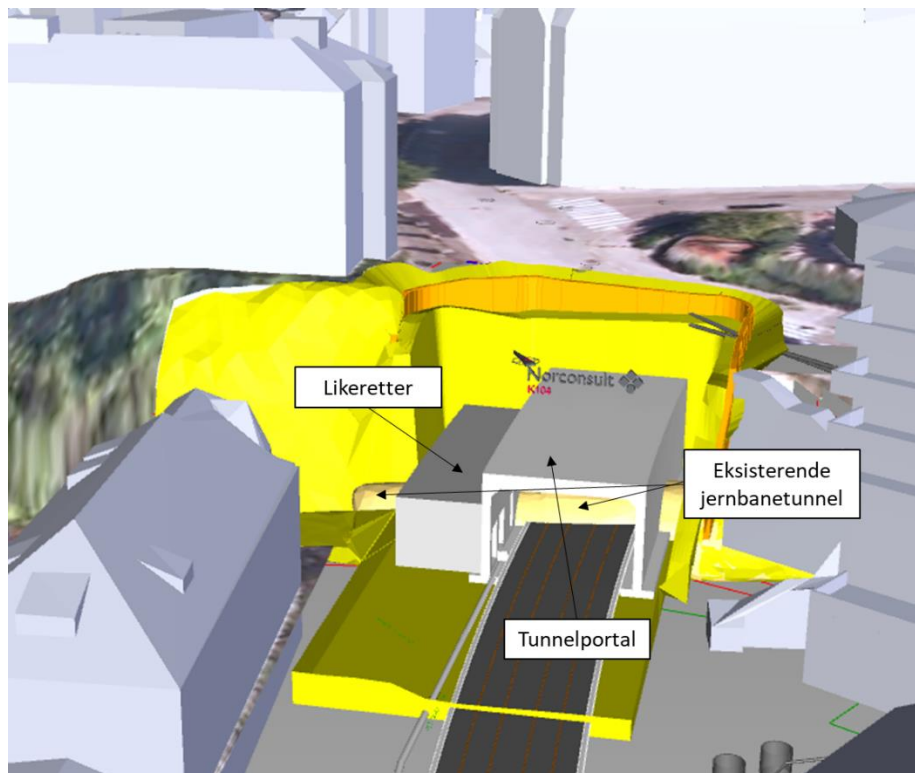
I sør skal det etableres en forskjæring fra enden av Sandbrogaten på tvers av Nye Sandviksvei. Anbefalt profil for bergpåhugg er profil 1393 (utgående spor). Nye Sandviksvei vil bli berørt. Bergoverdekningen i påhugget er ca. 4,5 m. Det er ventet ca. 2-3 m med løsmasser over berg i området for forskjæringen basert på utførte grunnboringer og refraksjonsseismikk. Plasseringen av påhugget er usikker. Ytterligere grunnundersøkelser i detaljprosjekteringsfasen og i byggefasen er nødvendig for å bestemme endelig plassering av påhugget. Påhugg inn mot profil 1405 kan være nødvendig dersom overdekningsforhold og bergkvalitet påkriver dette.

Forventet bergart i påhuggsområdet er glimmerskifer. Bergmassen fremstår skifrig og moderat oppsprukket og av middels kvalitet. Utført refraksjonsseismikk indikerer en mulig svakhetsone (3300 m/s) like innenfor påhugget. Den antatte sonen krysser tunneltraseen nokså vinkelrett. Skifrig, oppsprukket bergmasse, en mulig svakhetsone og begrenset bergoverdekning gjør at det må påberegnes omfattende sikring med bolter og fiberarmert sprøytebetong i påhuggsområdet. Bruk av armerte sprøytebetongbuer kan være aktuelt. Det må påberegnes tiltak for sikring av løsmasser på toppen av påhuggsflaten.

Forskjæringen krysser gjennom tunnelhengen til eksisterende jernbanetunnel, som vil få et nytt bergpåhugg i forskjæringen ca. 25 meter innenfor dagens portal. I tillegg skal forskjæringen utvides mot vest for plass til likeretter og anleggsadkomst fra Koengen (figur 4-2). Høyden på skjæringsveggene blir ca. 12 meter på det høyeste, og horisontal avstand fra skjæringstopp til Nye Sandviksveien 30 blir kun ca. 6 meter. For å begrense inngrepet mest mulig bør det legges opp til sømboring av hele skjæringsflaten og forsiktig pigging inn mot konturen. Det må påregnes meget forsiktig uttak av forskjæringen, med små salver, forbolting og suksessiv bergsikring etter hver salve.



Figur 4-1: Foto av bergmassen i påhuggsområdet i Sandbrogaten. Koengen jernbanetunnel i bakgrunnen.



Figur 4-2: Modellutsnitt av byggegropen ved Sandbrogaten.

#### Amalie Skrams vei

I nord skal det etableres forskjæring fra Amalie Skrams inn til påhugget like nord for Formanns vei. Anbefalt profil for bergpåhugg er profil 2777. Bergoverdekningen i påhugget er større enn 5 m. Det er ikke ventet løsmasser av betydning i påhuggsområdet.

Forventet bergart i påhuggsområdet er granittisk gneis. Bergmassen fremstår massiv, og av svært god kvalitet. Bergsikring for å ivareta strukturelt betinget stabilitet ved etablering av påhugget må likevel påberegnes.



Figur 4-3: Foto av bergmassen i påhuggsområdet i krysset Amalie Skrams vei / Formanns vei.

#### 4.1.2 Vurdering av bergoverdekning og spenningsforhold langs traseen

Det er ventet liten bergoverdekning (< 10 m) fra påhugget i Sandbrogaten ca. 120 m inn i tunnelen. Stedvis bergoverdekning ned mot 5 m er forventet. Bergoverdekningen under bygårdene på denne strekningen er i tillegg usikker. Liten bergoverdekning medfører ugunstige spenningsforhold. I tillegg vil tunneldrivingen ha påvirkning på overliggende konstruksjoner. Det må påberegnes omfattende bergsikring og svært forsiktig driving på strekningen.

Fra ca. profil 1500 til ca. profil 1890 er varierer bergoverdekningen fra 10 m til 30 m. Mer gunstige spenningsforhold er forventet, men innspenningen omtales fremdeles som lav. Fra ca. profil 1890 til ca. profil 1990 passerer tunnelen en terrengdepresjon med ned mot 20 m bergoverdekning. Det er forventet å påtreffere flere avløsende svakhetssoner som kan medføre ugunstige spenningsforhold ved relativt lav bergoverdekning.

Fra profil 1990 stiger bergoverdekningen til ca. 40 m over sørenden av Sandvikskirken holdeplass (start ved profil 2015). Fra ca. profil 2060 avtar bergoverdekningen til ca. 25 m over nordenden av holdeplassen. Depresjonen i bergoverflaten over nordenden av holdeplassen er ventet å representere en eller flere svakhetssoner. Bergoverdekningen er minst diagonalt mot skråningen i vest, og dermed lavere enn vist i lengdeprofil. Minste sideoverdekning er ved søndre mesanin, men denne er større enn 35 m. Generelt forventes ugunstige bergspenningsforhold i området for Sandvikskirken holdeplass, basert på utførte bergspenningsmålinger og antatte svakhetssoner. Under plattform passerer banetunnelen over tverrslaget til Skuteviken VA-tunnel. Nærheten til VA-tunnelen vil medføre avspenning av bergmassen, og potensielle stabilitetsutfordringer i banetunnelens såle og VA-tunnelens heng må forventes. Stabilitetsforhold for Sandvikskirken holdeplass er detaljert i avsnitt 4.1.8. Grensesnittet mot Skuteviken VA-tunnel er detaljert i avsnitt 4.1.12.

Nord for Sandvikskirken holdeplass er bergoverdekningen ventet å variere fra ca. 15 m til ca. 25m. Ved ca. profil 2700 krysser banetunnelen igjen VA-tunnelen med ca. 5 m avstand. Bergoverdekningen over banetunnelen er ca. 15 m. Bergkvaliteten er ventet å være god, og

innspenningen tilstrekkelig. Etter passering av VA-tunnelen avtar bergoverdekningen fra ca. 15 til 8 m i påhugget i profil 2777.

#### 4.1.3 Tolket bergartsfordeling i tunnelnivå

Tunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei er ventet å krysse fire ulike bergartsenheter iht. NGUs berggrunnskart (1:50 000). Overgangene mellom de to ulike typene gneis (øye- og båndgneis, og migmatittgneis) er svært glidende, og ikke skillbare mht. tunneldriving. De omtales videre som samme bergart (gneis). Bergartsgrensene står omtrent normalt på tunnelaksen. Representativ fallvinkel er 45°, men denne antas å variere mye. Bergartene langs traseen er oppsummert i tabell 4-1.

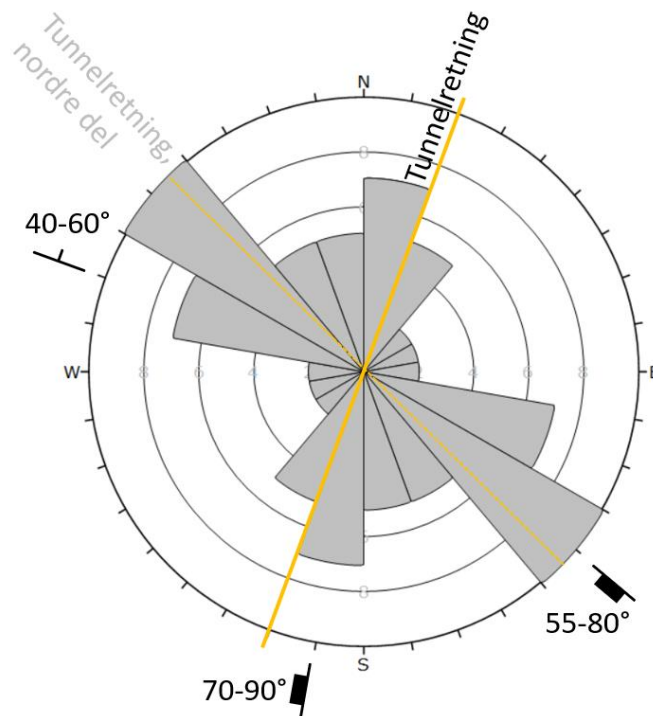
Glimmerskifer og gneis utviser oftest middels god borbarhet og sprengbarhet. I svært kompetent gneis må det påberegnes redusert borbarhet. Kvartsitt er ofte forbundet med høy borslitasje og lav borsynk. Merk imidlertid at kvartsitten i området stedvis er sterkt oppsprukket, som kan medføre økt borsynk sammenlignet med en mer massiv kvartsitt. Driveforholdene er i stor grad ventet å være styrt av lokale innspenningsforhold og bergmassens oppsprekingsgrad.

Tabell 4-1: Tolket bergartsfordeling i tunnelnivå. Bybanetunnel Sandbrogaten - Amalie Skrams vei.

Profilnr. (utgående spor)	Bergartstype
1393-1505 (112 m)	Glimmerskifer
1505-1740 (235 m)	Gneis
1740-1915 (175 m)	Kvartsitt
1915-2775 (860 m)	Gneis

#### 4.1.4 Vurdering av bergmassens oppsprekking og stabilitetsforhold

De tre observerte hovedsprekkesettene tilrettelegger for mulige strukturelle stabilitetsproblemer under driving, i form av potensiell kiledannelse i heng og vegger. Strøkretning for foliasjonen er nokså normal på tunnelaksen for store deler av tunneltraseen med retning sørvest-nordøst. I nordre del svinger traseen mot nordvest, og foliasjonssprekkene følger nokså parallelt med tunnelaksen. For store deler av traseen vil driving mot sør innebære at foliasjonen har fall ut av stoffen, som er ugunstig. Langsgående, steile sprekker tilhørende ett av tverrsprekkesettene kan virke avløsende over lengre strekninger. Det er observert strukturelle utfall i veggene i Skuteviken VA-tunnel.



Figur 4-4: Sprekkerose med anvisning av tunnelretningen for vurdering av stabilitetsforhold.

#### 4.1.5 Vurdering av svakhetssoner

Det er tolket flere svakhetssoner langs traseen. Sonene er tolket basert på topografiske kart, utført refraksjonsseismikk, observasjoner i Skuteviken VA-tunnel og tidligere utført kjerneboring ved Sandvikskirken. De mest markante sonene er ventet ha retning parallelt med foliasjonens strøketretning. Sonenes fall er usikker, men trolig varierer det fra vertikalt til foliasjonsparellt. Svakhetssonene langs traseen er oppsummert i tabell 4-2.

Tabell 4-2: Tolkede svakhetssoner i tunnelnivå. Under «Utstrekning» referer høyre/venstre til stigende profilnr. for utgående spor. I områder med separate enkeltsporetunneler refererer «fra-til» til begge løp, men profilreferansen er fremdeles for utgående spor.

Nummer	Utstrekning (fra-til)	Antatt bredde	Krysningsvinkel	Seismisk hastighet
1	Ca. 1400-1405	Ca. 5 m	90°	3300 m/s
2	Ca. 1930 (høyre vegg) – Ca. 1990 (venstre vegg)	Ca. 40 m	Ca. 55°	3500 m/s
3	Ca. 2090 (venstre vegg) – Ca. 2160 (høyre vegg)	Ca. 5 m	Ca. 25°	2800 m/s
4	Ca. 2105 (høyre vegg) – Ca. 2135 (venstre vegg)	Ca. 25 m	Ca. 70°	3500 m/s
5	Ca. 2255 (høyre vegg) – Ca. 2280 (venstre vegg)	Ca. 25 m	Ca. 80°	3100-3200 m/s

#### 4.1.6 Tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå

##### 4.1.6.1 Opprinnelig prognose

Det er utarbeidet en prognose for forventet bergmassekvalitet i tunnelnivå oppsummert i tabell 4-3. Tolkningen er basert på observasjoner i dagen og i tunnel, samt vurdering av bergoverdekning. Fordelingen er også vist på ingeniørgeologiske plan- og profilttegninger.

Tabell 4-3: Tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå. Sandbrogaten - Amalie Skrams vei.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Lengde (m)	Andel
A/B	> 10	400 m	29 %
C	4-10	280 m	21 %
D	1-4	405 m	29 %
E	0.1-1	275 m	21 %
<b>Totalt</b>		<b>1365 m</b>	<b>100 %</b>

##### 4.1.6.2 Tilleggsinformasjon etter kjerneboring, Koengen

Basert på utført kjerneboring og vanntapsmålinger av kjerneborhull K01 og K02 (ref. kap. 2.5.6), kan det gjøres en forenklet tolkning av forventet bergmassekvalitet langs de første 100 m av tunneltraséen. Tolkningen er presentert i tabell 4-4. Tabellen tilsvarer Figur 1 i NGIs håndbok for bruk av Q-systemet [17]. For beregning av typetall, snittverdi, minimumsverdi og maksimumsverdi, er data fra både K01 og K02 benyttet. Det henvises til ingeniørgeologisk datarapport for kjerneboring [7].

Ved beregning er Q-verdi er sprekkevannstallet,  $J_w$ , satt til 0,66-1,0. Vanntapsmålinger, samt tidligere utført observasjoner i Koengen jernbanetunnel, indikerer nokså tørre forhold. Stedvis middels innsig med frekvent drypp, eller sildring i konsentrerte områder, kan ikke utelukkes.

Spenningsfaktoren, SRF, er satt 5. Hele strekningen vil være karakterisert av lave bergspenninger grunnet lav bergoverdekning. Bergoverdekningen er stort sett mindre enn tunnelens spennvidde, samt at bergmassen er gjennomført av enkeltstående svakhetssoner.

Basert på tolkningen presentert i tabell 4-4, forventes i hovedsak bergmasseklasse D-E ( $0,1 < Q < 4$ ) ved driving av de første 100 m av tunnelen. Stedvis enda dårligere bergmassekvalitet ( $Q < 0,1$ ) grunnet svært liten bergoverdekning (i størrelsesorden 5 m), og opptreden av flere meter brede knusningssoner, kan ikke utelukkes. Stedvis bedre bergmassekvalitet ( $Q > 4$ ) kan også påtreffes i områdene med noe bedre bergoverdekning, og gunstige oppsprekkings- og friksjonsforhold. Merk at tolkningen er beheftet med stor usikkerhet, og at det må utføres ingeniørgeologisk kartlegging på stoff for å fastsette faktisk bergmassekvalitet.

Tabell 4-4: Tolkning av forventet bergmassekvalitet under driving basert på kjerneboringer.

Q-VERDIER	RQD	$J_n$	$J_r$	Ja	$J_w$	SRF	Q	Klasse
Q (typisk min)	10	15	1,5	8	0,66	5	<b>0,0165</b>	<b>F</b>
Q (typisk maks)	100	4	3	1	1	5	<b>15,0</b>	<b>B</b>
Q (snittverdi)*	72	6,69	1,89	2,85	0,915	5	<b>1,3</b>	<b>D</b>
Q (typetall)	90	6	2	2	1	5	<b>3,0</b>	<b>D</b>

\*Ved beregning av snittverdi er det antatt 25 %  $J_w = 0,66$  som tilsvarer alle kjerneboringseksjoner med RQD  $\leq 50$ .

#### 4.1.7 Stabilitetssikring

Stabilitetssikring i tunneler skal utføres på bakgrunn av ingeniørgeologisk kartlegging på stoff. Det anbefales at det utføres sikring etter føringer gitt i vegnormal N500, med sikringsmidler og -metoder godkjent av Statens vegvesen. Kartlegging av bergartstype, dominerende strukturer og bergmassekvalitet utføres fortløpende for hver salve.

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.

Sammenhengen mellom bergmasseklasse og sikringsklasser for permanent stabilitetssikring er gitt i tabell 4-5. Merk at Q-verdien også hensyntar bergspenningsforhold ved bruk av SRF-faktoren, og at bergmasseklassen dermed ikke direkte gjenspeiler bergmassekvaliteten. For eksempel vil bergmasse av middels god beskaffenhet utsatt for ugunstige spenningsforhold (lav bergoverdekning, nærhet til andre tunneler og bergrom, påhuggsområder, kryssområder etc.) havne i en lavere bergmasseklasse enn beskaffenheten alene skulle tilsi.

I tillegg til permanente sikringsmidler forutsettes det bruk av forbolter som arbeidssikring, i kombinasjon med reduserte salvelengder (og evt. oppdeling av tverrsnittet), vanligvis fra og med bergmasseklasse E og dårligere. Ved behov for tung sikring i form av armerte sprøytebetongbuer, sålestøp eller kontaktstøp, må det påberegnes utvidelse av tverrsnittet.

Tabell 4-5: Sammenheng mellom bergmasseklasser og anbefalt permanent bergsikring (iht. vegnormal 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
<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 - Systematisk bolting c/c 2 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

E	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 - Armerte sprøytebetongbuer Buedimensjon E30/6 $\varnothing$ 20 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.  $Q = 0,1 - 0,01$	<b>Sikringsklasse V</b> - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150-250 mm - Systematisk bolting, c/c 1,0-1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer Buedimensjon D60/6+4, $\varnothing$ 20 mm, c/c buer 1,5-2 m Buene boltes systematisk, c/c bolt 1,0 m, boltelengde 3-6 m Doble buer kan erstattes med gitterbuer - Armert sålestøp vurderes, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse  $Q < 0,01$	<b>Sikringsklasse VI</b> - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt

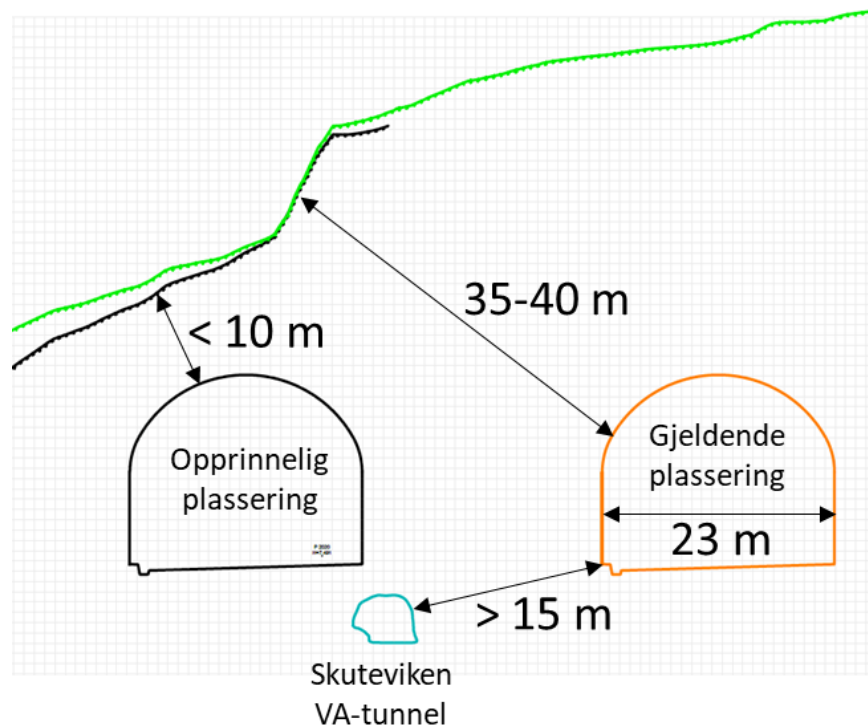
#### 4.1.8 Stabilitet og driving av Sandvikskirken underjordiske holdeplass

Fra profil 2013 til 2113 skal det etableres en underjordisk holdeplass i berg. Bergrommet er 100 m langt med en spennvidde på 23 m. I sør skal det etableres et mesaninområde for utgang til Sandviken kirke, mens det i nord skal etableres mesaninområde for utgang til Grensegrenden.

Det er utført numerisk analyse av Sandvikskirken holdeplass for å vurdere stabilitetsforholdene. For detaljer henvises det til vedlegg 2 og 3. Analysen er utført for en holdeplassplassering lenger vest, med betydelig mindre bergoverdekning. Sideoverdekningen ved søndre mesanin for den opprinnelige plasseringen er mindre enn 10 m. Stabilitetsanalysen indikerer svært ugunstige stabilitetsforhold i vestre vederlag ved søndre mesanin. Liten bergoverdekning medfører lavt omslutningstrykk, som gjør at bruddsonen strekker seg hele veien til bergoverflaten. Opprinnelig plassering er vurdert som ugunstig, med relativt høye kostnader og risiko. I tillegg til ugunstige stabilitetsforhold, inkluderte plasseringen et vesentlig mer komplisert grensesnitt mot Skuteviken VA-tunnel, herunder berguttak i VA-tunnelen, flytting av vann- og avløpsledninger, samt etablering av to ca. 100 m lange betonghvelvkonstruksjoner for å opprettholde stabiliteten.



Med bakgrunn i utfordrende stabilitetsforhold og komplisert grensesnitt mot VA-tunnelen, ble gjennomførbarheten vurdert som usikker. Følgelig ble det valgt å flytte holdeplassen mot øst, til en mer gunstig plassering. For gjeldende plassering er horisontalavstanden til Skuteviken VA-tunnel ca. 15 m, og sideoverdekningen mot Sandviken kirke større enn 1,5 ganger bergrommets spennvidde. Selv om bergmassekvaliteten antas å være dårlig, og stedvis avspent bergmasse forventes, vurderes plasseringen som gjennomførbar med tilstrekkelig mengde bergsikring og godt planlagt driving. I innværende fase er det vurdert å ikke være behov for revisjon av den numeriske analysen med gjeldende plassering som utgangspunkt.



Figur 4-5: Skisse som viser opprinnelig plassering, gjeldende plassering, Skuteviken VA-tunnel i snitt gjennom søndre mesanin.

Holdeplassen er ventet å ligge i bergarten gneis i sin helhet. I søndre del av holdeplassen er bergmassen ventet å være påvirket av nærheten til Rothaugkvartsitten og den markante svakhetssonen med retning nordvest-sørøst. Det antas at sonen krysser traseen sør for holdeplassen basert på observasjoner i VA-tunnelen og tidligere utført kjerneboring ved Sandvikskirken, men fallet er usikkert. Bergmassen i sonen kan beskrives som dårlig, og stedvis sterkt oppsprukket og leirinfisert. Dersom sonen faller mot nordøst, vil den i større grad påvirke søndre del av holdeplassen. Det forventes dårlig bergmassekvalitet i søndre del av holdeplassen, og behov for systematisk bergsikring med bolter og sprøytebetong. På grunn av store spenn må det påberegnes bruk av lange sikringsbolter (> 5 m). Sikring med armerte sprøytebetongbuer kan heller ikke utelukkes.

I midtre del av bergrommet forventes noe bedre bergmassekvalitet. Bergoverdekningen er også større på grunn av lavere tunnelheng. Lave horisontalspenninger i kombinasjon med store spenn og gjennomsettende sprekker vil imidlertid kunne medføre stabilitetsutfordringer. Mot nord forventes dårlig til svært dårlig bergmassekvalitet i forbindelse med to antatte svakhetssoner som krysser den nordre mesaninen. Den smaleste svakhetssonen er antatt å krysse holdeplassen med spiss vinkel. I tillegg er det observert en markant depresjon i

bergoverflaten som antas å representere enda en svakhetssone med retning nordvest-sørøst, omtrent normalt på hallaksen.

Det må påberegnes driving med reduserte salvelengder og delt tverrsnitt for hele Sandvikskirken holdeplass. Særlig gjelder dette driving av mesaninområdet i nord. Her må det påberegnes oppdeling av tverrsnittet i høyden og bredden, og suksessiv, omfattende sikring på stuff. For permanent stabilitet må det påberegnes sikring med armerte sprøytebetongbuer. Sikringsomfanget avhenger av utbredelsen av de antatte svakhetssonene i området.

For gjeldende løsning skal Bybanetunnelen krysse vinkelrett over tverrslaget til Skuteviken VA-tunnel. Kryssingen skjer like under plattform ved Sandvikskirken holdeplass. Det er planlagt totalt gjennomslag mellom hengen i tverrslagstunnelen og sålen i banetunnelen. Det må påberegnes midlertidig sikring av vannledningen i tverrslaget, f.eks. med en provisorisk stålkonstruksjon, fylling eller lignende. Passering over tverrslaget må skje på en brukonstruksjon for å unngå inngrep i VA-tunnelen, herunder flytting av eksisterende vannledning. Innledningsvis er det planlagt kryssing med betongdekke. Noe supplerende bergsikring (bolter og sprøytebetong) i veggene i tverrslaget må påberegnes for å ivareta fundamentstabiliteten for brukonstruksjonen.

Bergforholdene for Sandvikskirken holdeplass er fremdeles usikre, da observasjoner i VA-tunnelen er vanskelig i områdene hvor det er påført sprøytebetong. Refraksjonsseismiske undersøkelser gir ingen informasjon om geometrien av lavhastighetssonene, og antall totalsonderinger er begrenset grunnet konflikt med teknisk infrastruktur i bakken. Det er planlagt å utføre et styrt kjerneborhull for å undersøke forholdene nærmere.

#### **4.1.9 Stabilitet og driving av inngangstunneler til Sandvikskirken holdeplass**

Det skal etableres to inngangstunneler til Sandvikskirken holdeplass:

- Inngangstunnel fra Sandviken kirke til sørlig mesanin
- Inngangstunnel fra Grensegrenden til nordlig mesanin.

Inngangstunnelen fra Sandviken kirke er ca. 50 m lang, med spennvidde 6,5 m og høyde 7,5 m. Det skal etableres forskjæring og bergpåhugg like nordøst for Sandviken kirke.

Bakenforliggende barnehage skal ikke berøres av forskjæringen. De første 25 m av tunnelen skal drives i et område hvor bergmassekvaliteten forventes å være dårlig til svært dårlig, med gjennomgående lav bergoverdekning (< ca. 5-15 m). Deretter stiger bergoverdekningen bratt til ca. 25-35 m inn mot kryssområdet. I kryssområdet forventes utfordrende stabilitetsforhold, grunnet store spenn og potensielt dårlig bergmassekvalitet.

Inngangstunnelen fra Grensegrenden er ca. 120 m lang, med spennvidde 5,2 m og høyde ca. 6 m. Det skal etableres byggegrop/sjakt ved Grensegrenden i enden av Gørbitz' gate. Det er forventet ca. 2-8 m løsmasser over berg i området for sjakten. Det vil bli behov for spunt. Bergskjæringshøyden i sjakten vil stedvis være større enn 10 m. Tetting/injeksjon av sjakten sees på som utfordrende, men gjennomførbart. Bergtunnelen skal drives med ca. 10 m bergoverdekning fra Ekrebakken ca. 45 m mot holdeplassen. Deretter stiger bergoverdekningen jevnt til ca. 30 m mot stasjonen. Siste halvdel av tunnelen krysser traseen inn i en terrengdepresjon med spiss vinkel. Bergmassekvaliteten er ventet å være dårlig. Det må påberegnes omfattende sikring i påkoblingsområdet med holdeplassen grunnet oppreden av tolkede svakhetssoner.

Etablering av bergpåhugg for inngangstunnelen fra Grensegrenden vil være utfordrende. Det er ønskelig å etablere bergpåhugget før passering under Ekrebakken, fortrinnsvis uten å påvirke eksisterende tørrmur. Det er kun utført én totalsondering i direkte tilknytning til bergpåhugget. Bergoverdekningen i midten av tunnelhengen og i nordre vederlag er ukjent, men forventes å være mindre enn i søndre vederlag basert på andre totalsonderinger nærmere byggegroper/sjakten. I tillegg til usikkerheten i bergoverflatens beliggenhet, foreligger det ingen informasjon om fundamenteringsforholdene for tørrmuren. Ved etablering av bergpåhugg før Ekrebakken, må det påberegnes omfattende sikringstiltak av muren for å sikre stabiliteten. Det bør reguleres for mulig inngrep i Ekrebakken, slik at påhugg kan etableres i vegen dersom grunnforholdene ikke tillater etablering av bergpåhugg i Grensegrenden. Det anbefales å utføre supplerende totalsonderinger i umiddelbar tilknytning til påhugget, samt supplerende undersøkelser av murens fundamentering (2-3 prøvegroper normalt på muren fra Grensegrenden). Før supplerende undersøkelser er utført tas det utgangspunkt i at skrått påhugg kan etableres i profil 129, med ca. 1,5 m avstand til foten av tørrmuren. Bergoverdekningen i søndre vederlag er da ca. 4 m. Det må minimum påberegnes midlertidige sikringstiltak av tørrmuren, særlig dersom supplerende undersøkelser viser at den ikke er fundamentert på berg. Permanent sikring av muren kan også bli nødvendig.

Tabell 4-6: Tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå. Inngang fra Sandviken kirke til søndre mesanin.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Lengde (m)	Andel
A/B	> 10	0 m	0 %
C	4-10	0 m	0 %
D	1-4	25 m	50 %
E	0.1-1	25 m	50 %
<b>Totalt</b>		<b>50 m</b>	<b>100 %</b>

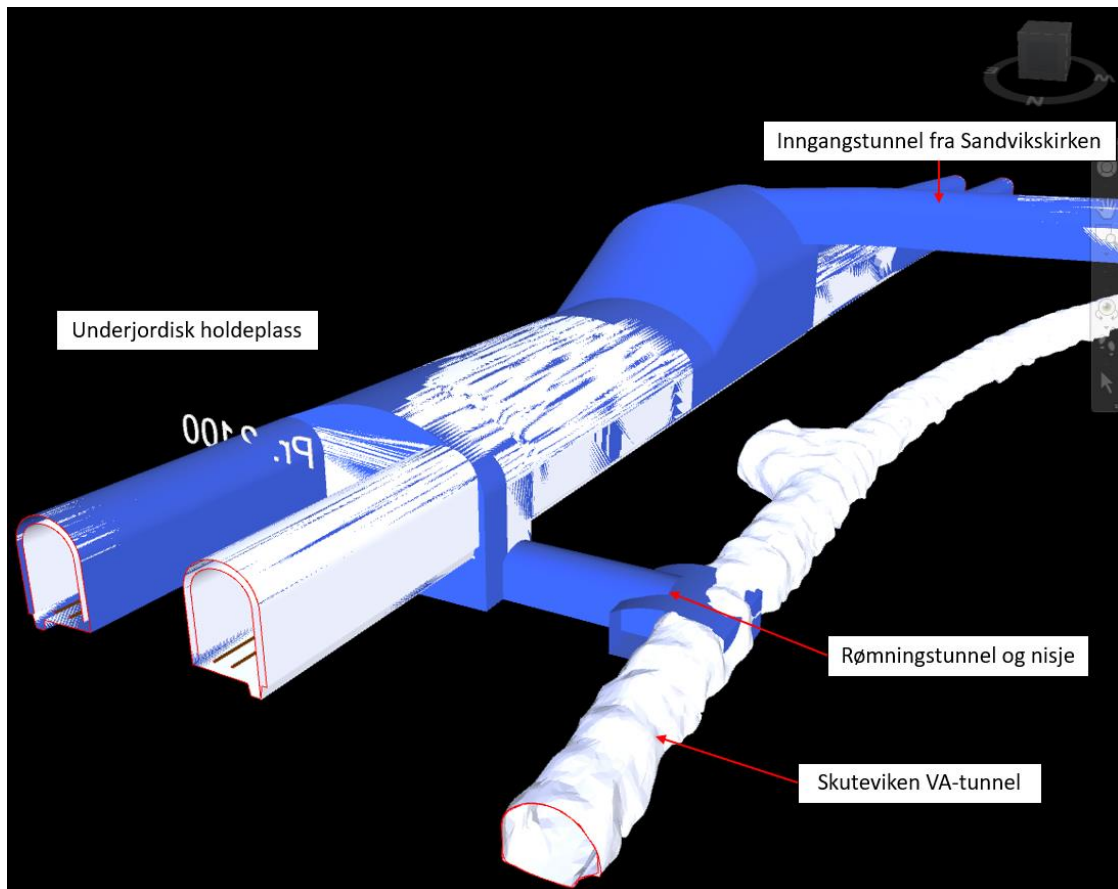
Tabell 4-7: Tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå. Inngang fra Grensegrenden til nordre mesanin.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Lengde (m)	Andel
A/B	> 10	0 m	0 %
C	4-10	0 m	0 %
D	1-4	80 m	67 %
E	0.1-1	40 m	33 %
<b>Totalt</b>		<b>120 m</b>	<b>100 %</b>

#### 4.1.10 Alternativ løsning med rømning til eksisterende VA-tunnel

Dersom det besluttes å kun bygge én hovedinngang til den underjordiske holdeplassen, fra Sandvikskirken, vil det være krav om å etablere en uavhengig rømningsvei. Inngangstunnel fra Grensegrenden vil da utgå. Alternativet innebærer at det etableres en rømningstunnel fra nordre ende av plattform og ned til eksisterende VA-tunnel vest for holdeplassen. I VA-tunnelen ligger en 500 mm vannledning inn mot veggen der rømningstunnelen er tenkt koblet på. For å få plass til å etablere en trapp for rømning over vannledningen, må det sprenges ut en ca. 3 meter dyp og ca. 9 meter lang nisje der rømningstunnelen skal kobles på. Fra berghallen til nisjen vil lengde på rømningstunnelen bli ca. 12 meter. I byggefasen må vannledningen legges litt ut fra tunnelveggen midlertidig, til nisje og gjennomslag fra rømningstunnelen er etablert. Uttak av nisje og selve gjennomslaget forutsettes utført uten sprengning. Aktuelle metoder kan være pigging, eventuelt i kombinasjon med vaiersaging. Det

forutsettes at rømmningstunnelen drives fra bybanehallen, og all masse transporteres også ut den veien.



Figur 4-6: Utklipp fra samordningsmodell som viser alternativ løsning med rømmning fra nordre ende av plattform til eksisterende Skuteviken VA-tunnel. Sett mot sør.

#### 4.1.11 Sonderboring og injeksjon

I området for påhugg ved Nye Sandviksveien må det forventes behov for å etablere en tetteskjerm før utspregning av forskjæringen, slik at en unngår å drenere grunnvannet fra oppstrøms eksisterende jernbanetunnel og Sandbrogaten.

Følgende krav til maksimal innlekkasje gjelder for tunnelen:

Tabell 4-8: Innlekkasjekrav for bybanetunnel mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei.

Profil (fra – til)	Maksimal innlekkasje (liter/minutt pr. 100 m)
1393 – 1600	3
1600 – 1750	5
1750 – 2800, inkl. inngangstunneler til holdeplass	10

Der banetraseen går i to parallelle enkeltspørtunneler gjelder kravet til maksimal innlekkasje samlet for begge løp. Det bør tilstrebes at innlekkasjen ikke overstiger halvparten av samlet krav i hvert av løpene (5 l/min/100 m) for å unngå store punktlekkasjer som kan påvirke poretrykket lokalt. I området for underjordisk holdeplass er det foreslått krav til maksimal innlekkasje på 10 l/min/100 m samlet for både holdeplassen og inngangstunnelene.

Det forventes behov for systematisk forinjeksjon på hele strekningen inkludert inngangstunneler til holdeplassen. Oppfølging av grunnvannsnivå i poretrykkmålere og bergbrønner vil bli styrende for tett tiltak i tunnel.

Bergmassen forventes i utgangspunktet å være relativt tett, men det anbefales likevel å legge til grunn systematisk forinjeksjon langs hele tunnelen for å kunne tilfredsstille kravene til maksimal innlekkasje. Fastsatte innlekkasjekrav langs de første 350 meter av tunnelen er svært strenge, og det må forventes behov for omfattende tettearbeider på denne strekningen. Samtidig er bergoverdekningen svært begrenset, noe som setter begrensninger for hvor høyt injeksjonstrykk som kan benyttes. På strekningen med minst bergoverdekning, ned mot 4-5 meter, vil det ikke være forsvarlig å utføre sementbasert injeksjon i øvre del av tunnelverrsnittet på grunn av faren for utganger i dagen og «jekking» av løsmasser. I området for underjordisk holdeplass er også tettekravet satt svært strengt, med maksimalt 10 liter pr. minutt for hele berghallen inkludert inngangstunnelene. For å oppnå tilstrekkelig tette inngangstunneler bør det planlegges med systematisk forinjeksjon og tunneldriving fra dagen, minimum ytre halvdel av tunnelene der bergoverdekningen er liten. Aktuelle tiltak ved injeksjon nær dagen og nær eksisterende VA-tunnel kan være etablering av sperreskjerm, sette krav til maksimalt tillatt arbeidstrykk, samt kartlegging av potensielle lekkasjesoner og inspeksjoner i eksisterende anlegg og i dagen.

Tiltak som kan bli aktuelle dersom tunnelen ikke blir tett nok kan være vanninfiltrasjon, hovedsakelig aktuelt som et midlertidig tiltak, og etablering av vanntett udrenert utstøping av tunnelprofilen. Langs de første 200 meter av tunnelen bør det settes av plass til vanntett utstøping i profilet.

Det er viktig med god overvåkning av grunnvannsnivå og poretrykk under driving for å sikre at kravene til innlekkasje overholdes. Omfang av anbefalt overvåkningsprogram er beskrevet i Geoteknisk rapport for reguleringsplan [4].

#### 4.1.12 Spesielle risikoforhold

Av spesielle risikoforhold fremheves følgende (fra sør til nord):

- i. Etablering av byggegrop i området Sandbrogaten/Nye Sandviksvei, inkludert grensesnitt for Koengen jernbanetunnel og hydrogeologiske forhold.
- ii. Hydrogeologiske forhold og tetting av bergmassen på strekningen profil 1393-1600.

- iii. Driving med liten bergoverdekning i umiddelbar nærhet til overliggende bygårder på strekningen profil 1393-1600.
- iv. Hydrogeologiske forhold og tetting av bergmassen på strekningen forbi Sandvikskirken underjordiske holdeplass og inngangstunneler.
- v. Utfordrende stabilitetsforhold ved nordre mesaninområde for Sandvikskirken holdeplass.
- vi. Grensesnitt mot Skuteviken VA-tunnel ved passering med holdeplass over tverrslag.
- vii. Etablering av byggegrop/sjakt/bergpåhugg for nordre inngangstunnel til Sandvikskirken holdeplass i området Grensegrenden.

## 4.2 Bybanetunnel: Amalie Skrams vei – Sandviken sykehus

### 4.2.1 Vurdering av påhuggsforhold og skredfare

#### Amalie Skrams vei

I sør skal det etableres en forskjæring på tvers av eksisterende, sørgående E39. Anbefalt profil for bergpåhugg er profil 3175 (utgående spor). Påhugget vil etableres i flukt med eksisterende bergskjæring langs E39, med ca. 5,5 m bergoverdekning. For å minimere berguttaket anbefales det at bergpåhugget etableres skrått på senterlinjen (ca. 40°). Det forventes opp mot 10 m løsmasser over berg lokalt i forskjæringsområdet.

Forventet bergart i påhuggsområdet er gneis. Bergmassen fremstår som blokkig og av god kvalitet, men med svært gjennomsettende sprekker med moderat fall mot sørvest. Bergsikring for å ivareta totalstabiliteten i forskjæringsens østre vegg, og påhuggsflaten, må påberegnes.

Bergpåhugget ligger ca. 7 m fra en eksisterende bergsjakt fra overflaten og ned til Skuteviken VA-tunnel. Avstanden er vurdert å være tilstrekkelig med hensyn til stabilitet, men det må påberegnes forsiktig driving, og potensielt økt sikringsomfang i området.

Det er utført skredfarevurdering av overliggende terreng med hensyn på påhugg for hhv. rampetunneler til forlenget Fløyfjelltunnel, Bybanetunnel og vegtunnel i området. Steinsprang er dimensjonerende skredtype, og det er konkludert med at tiltakene ikke tilfredsstillt krav til sikkerhet iht. TEK17 for sikkerhetsklasse S2, eller krav i N200 til veg med ÅDT > 8000. Det er dermed behov for å gjennomføre skredsikringstiltak for å oppnå akseptabel sikkerhet mot skred. Det er blant annet pekt på fanggjerde som aktuelt skredsikringstiltak for denne forskjæringen. Nærmere beskrivelse av plassbehov i reguleringsplanen er gitt i rapport RA-DS2-010 *Ingeniørgeologisk rapport. Bergskjæringer*. Detaljer fra utført skredfarevurdering er gitt i notat NO-DSF-010 *Skredfarevurdering - påhuggsområder*.



Figur 4-7: Foto av bergmassen i påhuggsområdet ved Amalie Skrams vei. Tunnelmunning for eksisterende sørgående Fløyfjell-tunnel vises. Skjæringen til venstre i bildet skal utvides. Bybanetunnelen skal gå under ny vei inn mot rampetunnelene til forlenget Fløyfjell-tunnel.

#### Sandviken sykehus

I nord skal det etableres forskjæring i berghammeren mellom eksisterende nordgående og sørgående E39. Anbefalt profil for bergpåhugg er profil 3687. Bergoverdekningen i påhugget er ca. 5 m. Det forventes ikke løsmasser av betydning i påhuggsområdet. Forventet bergart er gneis av god kvalitet.

Omtrent 4 m fra påhuggskanten ligger et eksisterende boligbygg (Munkebotn 16). Det må påberegnes ekstra tiltak for å ivareta påhuggskonturen og hindre bakbryting. Sømboing, forbolting og kontursprengning er aktuelle tiltak. Forskjæringen må tas ut forsiktig for å hindre skader på bygningsmassen pga. rystelser. Det må utføres spesielle vurderinger av rystelseskrav fordi avstanden er mindre enn 5 m.



Figur 4-8: Foto av bergmassen i påhuggsområdet ved Sandviken sykehus. Forskjæringen skal etableres inn i berghammeren på bildet. Taket på Munkebotn 16 er synlig bakerst i bildet.

#### 4.2.2 Vurdering av bergoverdekning og spenningsforhold langs traseen

De første 15 m fra bergpåhugget ved under eksisterende E39 føres tunnelen under utvidet forskjæring for rampetunnelene til forlenget Fløyfjelltunnel med ca. 5,5 m bergoverdekning, før bergoverdekningen øker til ca. 15 m ved passering under ny skjæring. Det må påberegnes kontaktstøp ca. 5 m forbi ny skjæring. Etter passering under den nye skjæringen øker bergoverdekningen jevnt til maksimalt 55 m ved profil 3370.

Fra profil 3245 til profil 3260 krysser Bybanetunnelen over Skuteviken VA-tunnel med omtrent 4,5 m avstand. Avstanden er vurdert å være tilstrekkelig med hensyn til stabilitet, men det må påberegnes forsiktig driving og mulig bergsikring i sålen i området. I samme område krysser også ny planlagt anleggstunnel fra Saltimport til forlenget Fløyfjelltunnel under VA-tunnelen med ca. 8 m avstand. Avstanden fra sålen i banetunnelen til hengen i anleggstunnelen er ca. 16 m. Spenningsforholdene rundt banetunnelen ventes i liten grad å påvirkes av anleggstunnelen.

Fra profil 3295 til profil 3325 krysser Bybanetunnelen under den eksisterende Munkebotstunnelen (vegtunnel) med spiss vinkel. Avstanden er mindre enn 1,5 m og det må påberegnes tverrsnittsutvidelse og betonghvelvkonstruksjon i Bybanetunnelen.

Etter profil 3370 avtar bergoverdekningen fra 55 m. Fra profil 3415 til profil 3455 krysser Bybanetunnelen under den nye vegtunnelen fra Sandviken sykehus til Glass Knag med spiss vinkel. Avstanden er ca. 6 m. Det må påberegnes forsiktig driving av tunnelen som drives til slutt, og økt sikringsomfang i banetunnelen ved kryssingen.

Fra profil 3575 til profil 3625 krysser Bybanetunnelen over Skuteviken VA-tunnel tilnærmet parallelt. Avstanden er 20-25 m, og det er ikke ventet av spenningsforholdene i de to tunnelene påvirker hverandre. Bergoverdekningen over banetunnelen er ca. 15-20 m i området. Merk at det også er tolket en mulig svakhetssone i området. Dette bør verifiseres ved inspeksjon i VA-tunnelen.

Ugunstige spenningsforhold må påberegnes ca. de siste 70 m av tunnelens nordende. Fra profil 3620-3660 forventes liten sideoverdekning når tunnelen passerer et markant søkk i terrenget



mellom Munkebotn 12B og 14. Minste sideoverdekning er ca. 6 m fra profil 3635-3640. Bergoverflaten beliggenhet i området er imidlertid usikker, og enda mindre bergoverdekning kan ikke utelukkes. Det bør utføres en befaring på vinterstid, når området er vegetasjonsfritt, for å kartlegge bergblotninger. Befaringen vil kreve avtale med tredjepart ved opphold på privat område. Dersom berg i dagen ikke påvises, anbefales det å utføre refraksjonseismiske undersøkelser i området. Det er ikke tilkomst for borerigg. Fra profil 3660 til påhuggsflaten (ca. 25 m lengde) er bergoverdekningen ca. 10-5 m.

#### 4.2.3 Tolket bergartsfordeling i tunnelnivå

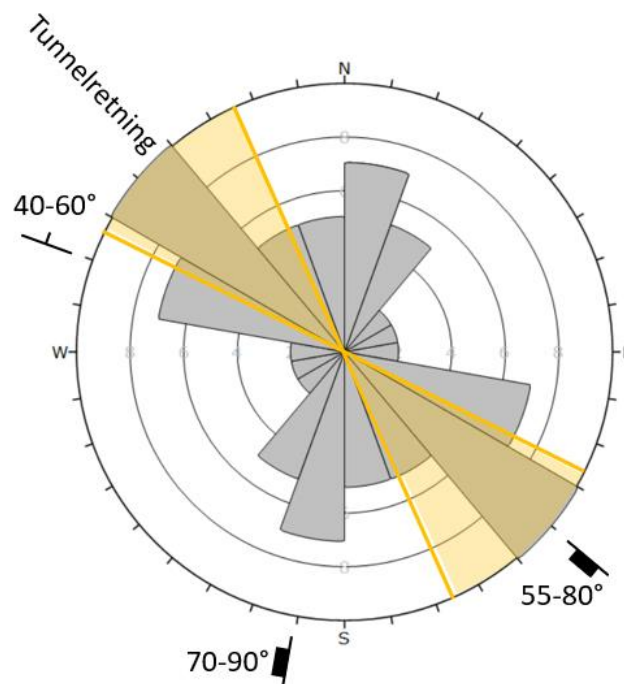
Bybanetunnelen fra Amalie Skrams vei til Sandviken sykehus vil utelukkende ligge i migmatittgneis med øye- og båndstrukturer. Bergarten er forventet å utvise middels god borbarhet og middels god sprengbarhet, men lokale variasjoner i innspenningsforhold og oppsprekingsgrad er ventet å være styrende for driveforholdene.

Tabell 4-9: Tolket bergartsfordeling i tunnelnivå. Bybanetunnel. Amalie Skrams vei - Sandviken sykehus.

Profilnr. (utgående spor)	Bergartstype
3175-3687 (512 m)	Gneis

#### 4.2.4 Vurdering av bergmassens oppsprekking og stabilitetsforhold

De tre observerte hovedsprekkesettene tilrettelegger for mulige strukturelle stabilitetsproblemer under driving, i form av potensiell kiledannelse i heng og vegger. Merk spesielt at foliasjonen og tverrsprekkesettet med sørvestlig fall følger nokså parallelt med tunnelaksen, som er ugunstig. Utfall i høyre vegg (stigende profilnr.) må påberegnes. Det subvertikale sprekkesettet med retning nord-sør virker avløsende.



Figur 4-9: Sprekkerose med anvisning av tunnelretning for vurdering av stabilitetsforhold.

#### 4.2.5 Vurdering av svakhetssoner

Det er tolket to svakhetssoner langs traseen. Sonene er tolket basert på topografiske kart og observasjoner på befaring. Sonenes fall er usikker, men er antatt å være vertikal til steil mot vest.

Tabell 4-10: Tolkede svakhetssoner i tunnelnivå. Under «Utstrekning» referer høyre/venstre til stigende profilnr. for utgående spor.

Nummer	Utstrekning (fra-til)	Antatt bredde	Krysningsvinkel	Seismisk hastighet
6	3570 (høyre vegg) – 3585 (venstre vegg)	5-10 m	Ca. 50°	Ingen registrering
7	3640 (venstre vegg) – 3650 (høyre vegg)	5-10 m	Ca. 70°	Ingen registrering

#### 4.2.6 Tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå

Det er utarbeidet er prognose for forventet bergmassekvalitet i tunnelnivå oppsummert i tabell 4-11. Tolkningen er basert på observasjoner i dagen og i tunnel, samt vurdering av bergoverdekning. Fordelingen av de ulike klassene er også vist på ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger.

Tabell 4-11: Tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå. Bybanetunnel. Amalie Skrams vei - Sandviken sykehus.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Lengde	Andel
A/B	> 10	260 m	51 %
C	4-10	35 m	7 %
D	1-4	197 m	38 %
E	0.1-1	20 m	4 %
<b>Totalt</b>		<b>512 m</b>	<b>100 %</b>

#### 4.2.7 Stabilitetssikring

Stabilitetssikring i tunnelen skal utføres etter samme regelverk som presentert i 4.1.6.2.

#### 4.2.8 Sonderboring og injeksjon

Basert på anbefalt innlekkasjekrav (10 l/min/100 m) og erfaring fra eksisterende tunneler antas det at lekkasjekravet kan tilfredstilles ved behovsprøvd injeksjon. Det bør utføres systematisk sonderboring foran stoff for å overvåke potensialet for vanninnlekkasje i tunnelen. Dersom det registreres større vanninnlekkasje enn fastsatte tettekrav tillater, skal det utføres forinjeksjon for å tette bergmassen. Ved påtreff av mye vannførende slepper kan det bli aktuelt å gå over til systematisk forinjeksjon.

Ved behovsprøvd injeksjon antas foreløpig at ca. 30-40 % av tunnellengden vil kreve injisering. Anslaget er basert på behov for injeksjon der bergoverdekningen er mindre enn 20 meter, samt ved passering av svakhetssoner.

#### 4.2.9 Spesielle risikoforhold

Av spesielle risikoforhold for Bybanetunnelen fra Amalie Skrams vei til Sandviken sykehus fremheves følgende momenter (fra sør til nord):

- i. Driving under veg i dagen inn mot rampetunnelen til forlenget Fløyfjelltunnel med ca. 5,5 m bergoverdekning, samt grensesnitt mot VA-sjakt i samme område.
- ii. Passering under Munkebotstunnelen med gjennomslag, og påfølgende etablering av betonghvelv.
- iii. Liten sideoverdekning på strekningen 3620-3660.
- iv. Etablering av bergpåhugg i umiddelbar nærhet (< 5 m) til Munkebotn 16.

### 4.3 Vegtunnel: Sandviken sykehus – Glass Knag

#### 4.3.1 Vurdering av påhuggsforhold og skredfare

##### Sandviken sykehus

I nord sammenfaller vegtunnelen med eksisterende nordgående Fløyfjelltunnel. Sprengningsprofilen skal utvides i traktform mot åpningen med hensyn på trafiksikkerhet. Det vil bli behov for noe utvidelse bakover av eksisterende forskjæring for å oppnå tilstrekkelig bergoverdekning i påhugget. Anbefalt profil for bergpåhugg er profil 21. Påhuggene for eksisterende Munkebotntunnel og vegtunnelen fra Sandviken sykehus til Glass Knag vil derfor være noe forskjøvet i forhold til hverandre (ca. 7 m). Bergstappen mellom tunnelåpningen for Munkebotstunnelen og utvidet forskjæring for Glassknagtunnelen er ca. 10 m. Dette vil ikke være synlig i permanent fase, da forskjæringen vil tilbakefylles over portalkonstruksjonen. Bergmassen i området er gneis av god kvalitet.



Figur 4-10: Foto av bergmassen i påhuggsområdet ved Sandviken sykehus. Eksisterende nordgående Fløyfjelltunnel til høyre, eksisterende Munkebotntunnel til venstre.

##### Glass Knag

I sør skal det etableres en krevende forskjæring fra Åsaneveien, som krysser normalt på veggen Munkebotn. Anbefalt profil for bergpåhugg er profil 325. Det anbefales å etablere en skrå påhuggsflate som følger retningen på dalsiden (ca. 45°). Spennvidden i åpningen som følger av skrått påhugg vil være ca. 19 m. Bergoverdekningen i påhugget er ca. 7,5 m, som gir en total skjæringshøyde på mer enn 15 m. Det er registrert urmasser i området, så faktisk bergoverdekning er fremdeles noe usikker. Tilpasning av påhugget etter avgraving av urmasser kan bli nødvendig. Bergmassen i området er en gneis av god kvalitet. Det er imidlertid registrert gjennomsettende, dalsideparallele sprekker, så omfattende boltesikring i påhuggsområdet må påberegnes både før og etter berguttak, både av forskjæring og tunnelåpning.

Det er utført skredfarevurdering av overliggende terreng med hensyn på påhugg for hhv. rampetunneler, Bybanetunnel og vegtunnelen i området. Steinsprang er dimensjonerende skredtype, og det er konkludert med at tiltakene ikke tilfredsstillende krav til sikkerhet iht. TEK17 for sikkerhetsklasse S2, eller krav i N200 til veg med ÅDT > 8000. Det er dermed behov for å gjennomføre skredsikringstiltak for å oppnå akseptabel sikkerhet mot skred. Det er blant annet pekt på fanggjerd som aktuelt skredsikringstiltak for denne forskjæringen. Nærmere beskrivelse av plassbehov i reguleringsplanen er gitt i rapport RA-DS2-010. Detaljer fra utført skredfarevurdering er gitt i notat NO-DSF-010.

Det bør reguleres minimum til eksisterende mur ca. 5 m bak planlagt påhuggsflate, samt at det må reguleres plass til skredsikringstiltak.



Figur 4-11: Foto av bergmassen i påhuggsrområdet ved Glass Knag (Munkebotn). Påhugget skal etableres mellom veien og muren som er synlig i bakkant.

#### 4.3.2 Vurdering av bergoverdekning og spenningsforhold langs traseen

Det er ventet nokså gunstige spenningsforhold langs hele traseen. Bergoverdekningen stiger jevnt fra bergpåhugget i ca. profil 21. Like innenfor påhugget, ved ca. profil 40, er det tolket en antatt svakhetssone. Dette sammenfaller med rapporter fra eksisterende Fløyfjelltunnel. Bergoverdekningen er ca. 27 m i profil 130. Deretter krysser tunnelen en antatt svakhetssone med ca. 22 m bergoverdekning ved ca. profil 135. Deretter stiger bergoverdekningen til ca. 40 m ved krysset fra eksisterende nordgående Fløyfjelltunnel ved profil 185. Fra profil 185-325 skal det drives 140 m ny bergtunnel. På denne strekningen avtar bergoverdekningen jevnt fra ca. 45 m til ca. 7,5 m ved påhugget bak Munkebotn.

#### 4.3.3 Tolket bergartsfordeling i tunnelnivå

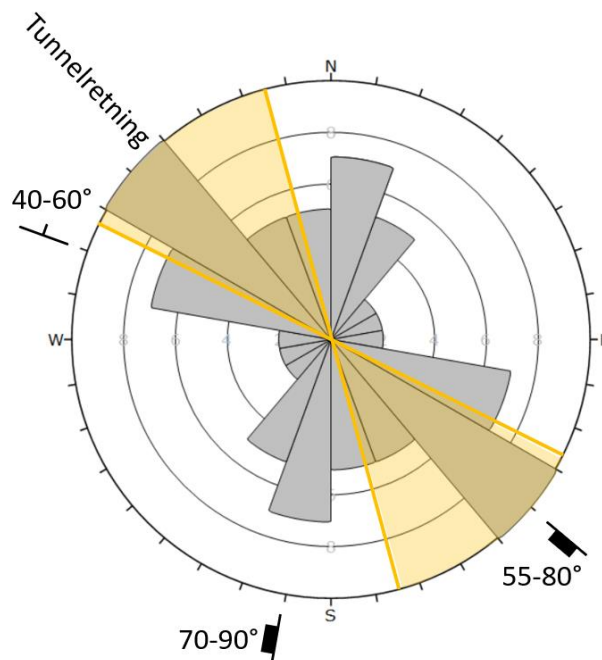
Vegtunnelen fra Sandviken sykehus til Glass Knag vil utelukkende ligge i migmatittgneis med øye- og båndstrukturer. Bergarten er forventet å utvise middels god borbarehet og middels god sprengbarhet, men lokale variasjoner i innspenningsforhold og oppsprekingsgrad er ventet å være styrende for driveforholdene.

Tabell 4-12: Tolket bergartfordeling i tunnelnivå. Vegtunnel. Sandviken sykehus – Glass Knag.

Profilnr. (utgående spor)	Bergartstype
21-325 (304 m)	Gneis

#### 4.3.4 Vurdering av bergmassens oppsprekking og stabilitetsforhold

De tre observerte hovedsprekkesettene tilrettelegger for mulige strukturelle stabilitetsproblemer under driving, i form av potensiell kiledannelse i heng og vegger. I tunnelens nordlige del følger foliasjonen og tverrsprekkesettet med sørvestlig fall nokså parallelt med tunnelaksen. Sistnevnte kan medføre utfall i venstre vegg (stigende profilnr. mot sør). I påhuggsområdet i sør danner tverrsprekkene mulige kiler med spiss vinkel til tunnelaksen. Foliasjonen faller imidlertid inn fra påhugget, som er gunstig.



Figur 4-12: Sprekkerose med anvisning av tunnelretning for vurdering av stabilitetsforhold.

#### 4.3.5 Vurdering av svakhetssoner

Det er tolket to svakhetssoner langs traseen. Sonene er de samme som er tolket for Bybanetunnelen mellom Amalie Skrams vei og Sandviken sykehus. Sonene er tolket basert på topografiske kart og observasjoner på befaring. Sonenes fall er usikker, men er antatt å være vertikal til steil mot vest.

Tabell 4-13: Tolkede svakhetssoner i tunnelnivå.

Nummer	Utrekning (fra-til)	Antatt bredde	Krysningsvinkel	Seismisk hastighet
7	40-45	5-10 m	Ca. 70°	Ingen registrering
6	135-150	5-10 m	Ca. 50°	Ingen registrering

#### 4.3.6 Tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå

Det er utarbeidet en prognose for forventet bergmassekvalitet i tunnelnivå oppsummert i tabell 4-14. Tolkningen er basert på observasjoner i dagen og i tunnel, samt vurdering av bergoverdekning. Fordelingen av de ulike klassene er også vist på ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger.

Tabell 4-14: Tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå. Vegtunnel. Sandviken sykehus - Glass Knag.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Lengde	Andel
A/B	> 10	100 m	33 %
C	4-10	174 m	57 %
D	1-4	20 m	7 %
E	0.1-1	10 m	3 %
<b>Totalt</b>		<b>304 m</b>	<b>100 %</b>

#### 4.3.7 Stabilitetssikring

Stabilitetssikring i tunnelen skal utføres etter samme regelverk som presentert i 4.1.6.2 for Bybanetunnelene.

#### 4.3.8 Sonderboring og injeksjon

Basert på anbefalt innlekkasjekrav (10 l/min/100 m), anbefales det å utføre systematisk sonderboring med behovsprøvd forinjeksjon på strekningen med ny tunnel (ca. profil 185 - 325), tilsvarende det som er beskrevet i avsnitt 4.2.8.

Ved behovsprøvd injeksjon antas foreløpig at ca. 50 % av tunnel lengden vil kreve injisering. Anslaget er basert på behov for injeksjon der bergoverdekningen er mindre enn 20 meter.

#### 4.3.9 Spesielle risikoforhold

Av spesielle risikoforhold fremheves følgende:

- i. Kryssområdet hvor vegtunnelen skal drives fra eksisterende nordgående Fløyfjelltunnel til Glass Knag. Kryssområder med relativt store spennvidder medfører økt fare for strukturelle stabilitetsproblemer pga. redusert innspenning. Bergoverdekningen er ca. 40 m, så innspenningen er imidlertid ikke kritisk lav.
- ii. Påhugget og forskjæringen fra Glass Knag på tvers av Munkebotn. Forskjæringen medfører et betydelig inngrep i terrenget i skredfarlig område. Skjæringshøyden er større enn 15 m på det høyeste. Det er identifisert gjennomsettende dalsideparallele sprekker som må hensyntas ved sikring. Skrått påhugg kompliserer stabilitetssituasjonen ytterligere pga. økt spennvidde i tunnelåpningen.

## 4.4 Anvendelse av steinmaterialer

Det er ikke utført spesifikke tester på bergartsmateriale fra området med hensyn på anvendelse til veg-, bane- og betongformål. Normalt vil kompetent grunnfjellsgneis være godt egnet til bruk på anlegget. Flere viktige egenskaper for bruk på veg-/baneanlegget er imidlertid avhengig av bergartens glimmerinnhold. Den fremtredende foliasjonen i bergarten antyder et relativt høyt glimmerinnhold, og det er derfor viktig å få utført de påkrevde testene for å undersøke anvendbarheten til steinmaterialet. Steinmaterialene fra glimmerskifer er tradisjonelt mindre egnet til en rekke formål grunnet høyt glimmerinnhold.

Det kvartsittiske bergmassen er ventet å være av dårlig kvalitet, og stedvis gjennomført av leirslepper. Følgelig er det tvilsomt om denne er egnet til bruk på anlegget.

Det er tidligere utført tester på bergarter tilhørende Blåmannsdekket i forbindelse med planlegging og prosjektering av nye Ulriken jernbanetunnel. Resultatene indikerer at bruksegenskapene varierer mye, men at enkelte seksjoner kan være godt egnet. Imidlertid kan bruksegenskapene variere stort innenfor samme bergartsenhet, og en vurdering utelukkende basert på erfaringer fra Ulrikentunnelen vil ikke være tilstrekkelig på sikt. Det må påberegnes uttak og testing av steinmaterialet i byggefasen for å supplere eksisterende undersøkelser og fange opp lokale variasjoner.

#### 4.5 Skredfarevurderinger

Det er utført skredfarevurderinger for delstrekning 2, med hovedfokus på påhugg i Amalie Skrams vei for Bybanetunnel fra Amalie Skrams vei til Sandviken sykehus, og påhugg ved Glass Knag for veggutbygningen fra Sandviken Sykehus til Glass Knag. En oppsummering av vurderingene er gjengitt i kap. 4.2.1 og 4.3.1. Detaljer fra utført skredfarevurdering er gitt i notat NO-DSF-010. Øvrige skredfarevurderinger langs delstrekningen er oppsummert i notat NO-DS0-038.

#### 4.6 Bygningsbesiktigelse og overvåkning av vibrasjoner

Vibrasjoner ved tunneldriving vil kunne påvirke nærliggende bebyggelse. Det må fastsettes grenseverdier for maksimal tillatt svingehastighet på bygninger i henhold til NS 8141:2001. Grenseverdier fastsettes basert på grunnforhold, byggverkstype og utforming, avstand fra arbeidene, samt type arbeider. Vibrasjoner fra sprengning og andre anleggsarbeider bør overvåkes så lenge arbeidene pågår.

Det bør utføres bygningsbesiktigelse i et område 100 m fra tunneltraseen iht. standarden. Det må forutsettes at flere av bygningene i nærheten av traseen er fundamentert på løsmasser. Hensikten med besiktigelsen er å dokumentere skader som har oppstått før anleggsstart. Besiktigelsene utføres før anleggsstart. Ved mistanke om oppstått skade i byggetiden som følge av vibrasjoner fra sprengning eller setninger ved innlekkasje av grunnvann til tunnelene, vil det være aktuelt å utføre en ny besiktigelse.

## 5 Supplerende grunnundersøkelser og bemanning i byggefasen

### 5.1 Grunnboringer og prøvegraving

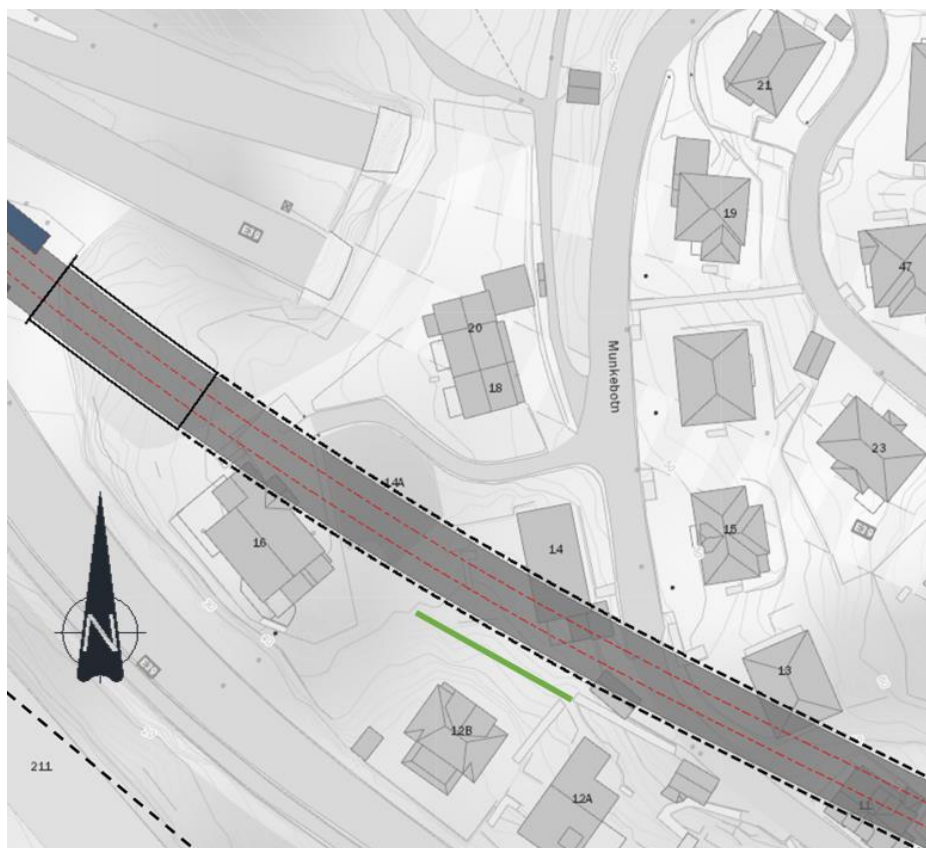
Det er anbefalt å utføre supplerende grunnboringer langs første del av traseen fra Sandbrogaten for å redusere usikkerheten knyttet til bergoverdekning.

Det anbefales å utføre supplerende grunnboringer like nord for Sandvikskirken holdeplass (profil 2100-2200) for å undersøke dyp til berg i den antatte dyprennen i området.

Det anbefales spesielt å utføre supplerende grunnboringer og prøvegraving inn mot eksisterende tørrmur ved Ekrebakken, som grunnlag for vurdering av bergpåhugg for nordre inngangstunnel til Sandvikskirken holdeplass.

### 5.2 Refraksjonsseismikk

Basert på anbefalt feltkartlegging ved Munkebotn 12B (se siste avsnitt, delkap. 4.2.2), kan det bli aktuelt å supplere utførte refraksjonsseismiske undersøkelser med ett til to profiler med minimumslengde for å undersøke dyp til berg og bergmassens beskaffenhet for Bybanetunnelen fra Amalie Skrams vei til Sandviken sykehus. Planene må detaljeres basert på observasjoner på befaring, og figuren er kun en innledende skisse til videre prosjekteringsfaser.



Figur 5-1: Skisse av mulig supplerende seismikkprofil (markert med grønn linje) ved Munkebotn 12B for å vurdere sideoverdekning og bergkvalitet.



### 5.3 Kjerneboring

Det er planlagt supplerende kjerneboring på delstrekning 2 for å redusere usikkerheten knyttet til bergkvalitet og bergoverdekning for i området for Sandvikskirken underjordiske holdeplass. Flere ulike alternativer er pr. 1 sept. vurdering. Hensikten er å kartlegge bergmassens beskaffenhet og tetthet. Både styrt boring og vanlig kjerneboring vurderes, med hensyn til kostnader og praktisk gjennomføring.

### 5.4 Hydrogeologiske undersøkelser

Det er kun etablert tre brønner i berg og fire poretrykkmålere i løsmasser langs traseen. Det er i tillegg ønsket seks supplerende poretrykkmålere over/nær Bybanetunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei. Det må settes ned flere brønner og poretrykkmålere i prosjektområdet for å kunne overvåke grunnvannsforhold før anleggsfasen og underveis. Infiltrasjonsbrønner må vurderes. Dette vil være mest aktuelt ved søndre del av tunnelen mellom Sandbrogaten og Amalie Skrams vei.

I detaljprosjekteringsfasen må det utarbeides et program for grunnvannsovervåking. Oppfølging av poretrykk og innlekkasjer i tunnel er viktig i anleggsfasen. Det bør settes alarmnivåer på poretrykkmålere og fjellbrønner, slik at det kan gjøres tiltak i tunnel dersom grunnvannsnivået synker til et lavere nivå enn det som er akseptabelt. Dette vil være styrende for tiltak i tunnel. Det vil også være behov for flere poretrykkmålere for å verifisere tettekrav, samt som grunnlag for setningsberegninger.

### 5.5 Bemanning i byggefasen

Det forutsettes at tunneldriften, herunder sondérboring, forinjeksjon og stabilitetssikring, blir fulgt opp av ingeniørgeolog kontinuerlig gjennom hele byggefasen. Ansvarsfordeling 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.

## 6 Referanser

- [1] 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 Fjellsprengningsteknikk.
- [2] Amundsen B.O. 2021. *Viktig tunnel for Bergen er blitt ny og lekker. Prosjekt. E39 Munkebotstunnelen. Våre vegger. Nummer 06 2021. Årgang 48, pp. 38-40.*
- [3] NOAV. RA-DS0-010. Bybanen til Åsane. Reguleringsplan og teknisk forprosjekt. Datarapport geofysiske grunnundersøkelser. Versjon 01J. 2021-09-28.
- [4] NOAV. RA-DS2-005. Bybanen til Åsane. Reguleringsplan og teknisk forprosjekt. Geoteknisk rapport. 2022-05-25.
- [5] NOAV. RA-DS2-006. Bybanen til Åsane. Reguleringsplan og teknisk forprosjekt. Geoteknisk datarapport. Versjon 01J. 2022-05-09.
- [6] NOAV. NO-DS2-015. Bybanen til Åsane. Reguleringsplan og teknisk forprosjekt. Bergmekanisk analyse av Sandvikskirken holdeplass. Versjon 01C. 2022-01-14.
- [7] NOAV. RA-DS2-099. Bybanen til Åsane. Reguleringsplan og teknisk forprosjekt. Ingeniørgeologisk datarapport. Kjerneboring. Versjon 01J. 2022-09-15.
- [8] Statens Vegvesen, «Miljø- og samfunnstjenelige tunneler. Publikasjon 103. Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø.» Vegdirektoratet, Oslo, 2003.
- [9] L. Erikstad og O. E. Stabbetorp, «Analyse av naturens sårbarhet i forhold til planlagt ny vannoverføringstunnel i Holsfjorden - Oslo,» NINA/NIKU, Oslo, 2000.
- [10] V. Kvelsvik, «Planning of a 25 km long water supply tunnel in an environmentally sensitiv area,» NFF, 2002.
- [11] NVE, «NEVINA Nedbørfelt-Vannføring-INdeks-Analyse,» NVE, [Internett]. Available: <https://nevina.nve.no/>. [Funnet 2. februar 2022].
- [12] NVE, «NVE Atlas,» [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>. [Funnet 2. februar 2022].
- [13] NGU, «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase,» NGU, [Internett]. Available: [http://geo.ngu.no/kart/losmasse\\_mobil/](http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/). [Funnet 2. februar 2022].
- [14] Miljødirektoratet, «Naturbase kart,» [Internett]. Available: <https://geocortex01.miljodirektoratet.no/Html5Viewer/?viewer=naturbase>. [Funnet 2. februar 2022].
- [15] NGU, «Berggrunn - Nasjonal berggrunnsdatabase,» NGU, [Internett]. Available: [http://geo.ngu.no/kart/berggrunn\\_mobil/](http://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/). [Funnet 2. februar 2022].
- [16] NGU, «GRANADA. Nasjonal grunnvannsdatabase,» NGU, [Internett]. Available: <http://geo.ngu.no/kart/granada/>. [Funnet 2. februar 2022].
- [17] NGI. 2015. Håndbok. Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning. Oslo.