

Reguleringsplan og teknisk forprosjekt

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

Områdereguleringsplan

Fløyfjelltunnelen – forlengelse til Eidsvåg

Planid 65840000

Ingeniør- og hydrogeologisk rapport

Bergen
2022-09-15

03J	Oppdatert etter UAK	2022-09-15	StiMat/PS	HaK	-	IOV
02C	Til UAK	2022-02-02	StiMat/PS	HaK	AK	IOV
01B	Til gjennomgang	2020-06-12	StiMat/PS	HaCGj/HaK	IOV	HPD
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

Planlagt forlengelse av Fløyfjelltunnelen omfatter driving av en ca. 2,8 km lang toløpstunnel (T9,5), av- og påkjøringsrampe i Eidsvåg, avkjøringsrampe i Sandviken, anleggstunnel fra Saltimport og ventilasjonshall m/ luftesjakt i Eidsvåg. Eksisterende sørgående Fløyfjelltunnel skal benyttes som påkjøringsrampe i Sandviken.

Tiltaket er plassert i geoteknisk kategori 3 grunnet stedvis høy vanskelighetsgrad og store konsekvenser ved funksjonssvikt.

Traséen er ventet å gå gjennom bergartene gneis og kvartsitt. Basert på erfaringer og observasjoner fra nærliggende undergrunnsanlegg, utførte grunnundersøkelser (seismikk og grunnboringer) og geologisk kartlegging, er bergmassen i hovedsak ventet å være av middels til god kvalitet. Under, og like nord for, Munkebotsdalen forventes imidlertid utfordrende driveforhold ved kryssing av en forkastning. Her kan det bli behov for omfattende bergsikring og forinjeksjon. Bergoverdekningen ved kryssing av strekningen er ca. 130-200 m. Andre tolkede svakhetssoner langs traséen er ventet å ha beskjeden mektighet i tunnelnivå.

Koblingssonen i Sandviken fremheves som et spesielt utfordrende område fra et bergteknisk ståsted. Store spennvidder, kompleks geometri og begrenset spillerom med hensyn til anleggsgjennomføring, gjør at driving og bergsikring av koblingssonen vil være styrende for byggetid og kostnader. Det største bergrommet i koblingssonen vil få en spennvidde på ca. 36 meter.

Stabilitetsikring av tunnelene skal utføres i henhold til bestemmelsene i Statens vegvesens håndbok N500 *Vegtunneler*. For områder med spesiell geometri, f.eks. koblingssonen i Sandviken, ventilasjonshall/luftesjakt i Eidsvåg, og krysning mellom hovedløp og rampetunneler, må bergsikringen dimensjoneres spesielt. I dagsonen vil det bli behov for skredsikringstiltak i påhuggsområdene i Eidsvåg, samt ved påhugget for rampetunnelene i Sandviken.

Det er lite løsmasser over tunneltraséen, og vegetasjonen er lite sårbar for endringer i vannhusholdningen. Det er relativt store nedbørsfelt som drenerer til de to vannene over tunnelen, noe som gir begrenset sårbarhet for senkning av vannstand ved tunnellinnlekkasje. Det er satt innlekkasjekrav på en 500 meter lang strekning ved passering øst for Langevatnet, som ansees som mest sårbar. Her kan det forventes behov for systematisk forinjeksjon. Resterende tunneltrase ansees som mindre sårbar og lekkasjerate styres av driftsmessige forhold.

Innhold

Sammendrag	3
Innhold	4
1 Innledning	6
1.1 Generell beskrivelse	6
1.2 Grunnlagsmateriale	7
1.3 Ingeniørgeologiske prosjekteringsforutsetninger	7
2 Beskrivelse av grunnforhold (faktadel)	10
2.1 Topografi og løsmasser	10
2.2 Berggrunnsgeologi	10
2.3 Strukturgeologi	10
2.4 Erfaringer fra nærliggende anlegg	11
3 Utførte undersøkelser (faktadel)	13
3.1 Ingeniørgeologisk feltkartlegging	13
3.2 Refraksjonsseismikk	15
3.3 Geotekniske grunnboringer	16
3.4 Hydrogeologiske undersøkelser	17
4 Hydrogeologiske vurderinger (tolkningsdel)	18
4.1 Vurdering av konsekvenser ved grunnvannssenkning	18
4.2 Grunnvann	18
4.3 Klassifisering av grunnen	20
4.4 Vurdering av sårbarhet	20
4.5 Hydrologiske konsekvenser av tunnel	23
5 Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkningsdel)	27
5.1 Bergoverdekning	27
5.2 Påhuggsforhold	27
5.3 Tolket bergartsfordeling i tunnelnivå	30
5.4 Bergmassens detaljoppsprekking	31
5.5 Svakhetssoner	31
5.6 Tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå	34
5.7 Bergspenninger	35
5.8 Drivetekniske aspekter og spesielle geometrier	36
5.9 Usikkerheter og spesielle risikomomenter	46
5.10 Stabilitetssikring	46
5.11 Innlekkasje og injeksjon	49
5.12 Anvendelse av steinmaterialer	50
5.13 Syredannende bergarter	51
5.14 Vurdering av skredfare – påhuggs- og portalområde, Eidsvåg og Sandviken	51
6 Forslag til plan for videre forundersøkelser	52
6.1 Kjerneboring m/ vanntapsmåling	52
6.2 Hydrogeologiske forundersøkelser	52

6.3	Oversikt over videre forundersøkelser.....	52
6.4	Undersøkelser i byggefasen	53
6.5	Bemanning i byggefasen.....	54
7	Bærekraft i ingeniørgeologisk prosjektering	55
8	Referanser	56

Vedlegg:

BT5-V-F0101 Ingeniørgeologisk plan- og profiltegning. Fløyfjelltunnelen – oversiktstegning

BT5-V-F0102 Ingeniørgeologisk plan- og profiltegning. Fløyfjelltunnelen – detalj, Eidsvåg

BT5-V-F0103 Ingeniørgeologisk profiltegning. Fløyfjelltunnelen – av- og påkjøringsramper, Eidsvåg

BT5-V-F0104 Ingeniørgeologisk plan- og profiltegning. Fløyfjelltunnelen – avkjøringsrampe, Sandviken

Andre relevante tegninger:

BT5-B-F0001 DSF, Fløyfjelltunnelen, Oversiktsplan (ortofoto)

BT5-B-F0002 DSF, Fløyfjelltunnelen, Oversiktsplan (kart)

BT5-D-F0101 DSF, Veg 11000, Plan- og profiltegning pr. 2250-3000

BT5-D-F0102 DSF, Veg 11000, Plan- og profiltegning pr. 3000-3750

BT5-D-F0103 DSF, Veg 11000, Plan- og profiltegning pr. 3750-4500

BT5-D-F0104 DSF, Veg 11000, Plan- og profiltegning pr. 4500-5250

BT5-D-F0105 DSF, Veg 11000, Plan- og profiltegning pr. 5250-6000

BT5-D-F0111 DSF, Veg 11001, Plan- og profiltegning pr. 2850-3000

BT5-D-F0112 DSF, Veg 11001, Plan- og profiltegning pr. 3000-3750

BT5-D-F0113 DSF, Veg 11001, Plan- og profiltegning pr. 3750-4500

BT5-D-F0114 DSF, Veg 11001, Plan- og profiltegning pr. 4500-5250

BT5-D-F0115 DSF, Veg 11001, Plan- og profiltegning pr. 5250-6000

BT5-D-F0201 DSF, 21000 Påkjøringsrampe Sandviken, Plan- og profiltegning pr. 145-750

BT5-D-F0202 DSF, 21002 Avkjøringsrampe Sandviken, Plan- og profiltegning pr. 150-775

BT5-D-F0203 DSF, 20610 Avkjøringsrampe Eidsvåg sør, Plan- og profiltegning pr. 175-685

BT5-D-F0204 DSF, 20611 Påkjøringsrampe Eidsvåg sør, Plan- og profiltegning pr. 90-360

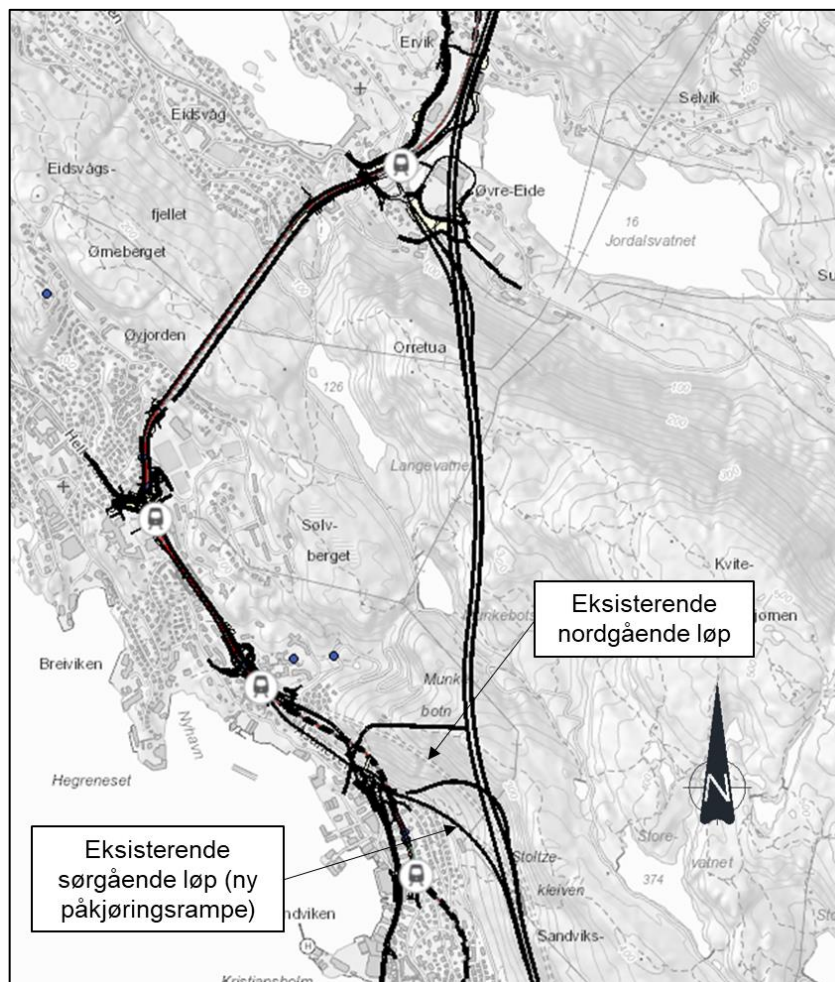
BT5-D-F0601 DSF, 90606 Luftesjakt, Plan- og profiltegning pr. 0-72

1 Innledning

1.1 Generell beskrivelse

Fløyfjelltunnelen er en toløpstunnel på E39-strekningen fra Bergen sentrum og nordover. Dagens tunneløp er hhv. 3825 m (nordgående løp) og 3195 m (sørgående løp) lang. Den har sørlig påhugg i Kalfaret og nordlig påhugg i Sandviken. Eksisterende Fløyfjelltunnel skal forlenges til Eidsvåg, fra et kryssområde i tunnel nær nordenden av eksisterende tunnel. Hensikten med arbeidene er å frigjøre areal til utbygging av Bybanen fra sentrum til Åsane, samt forbedre trafiksikkerheten på E39-strekningen Glass Knag – Eidsvåg. Forlengelsen vil bli ca. 2,8 km. Et utklipp fra samhandlingsportalen som illustrerer fremtidig vegsystem Sandviken-Eidsvåg er vist i figur 1-1.

Foreliggende rapport omhandler ingeniørgeologiske og hydrogeologiske observasjoner og tolkninger vedrørende forlengelse av eksisterende Fløyfjelltunnel, inkludert påhugg og av- og påkjøringsramper i Eidsvåg, koblingszone mellom eksisterende tunnel og ny tunnel, samt ny avkjøringsrampe til Sandviken. Foreliggende versjon av rapporten er revidert som en del av teknisk forprosjekt for reguleringsplan.



Figur 1-1: Utsnitt fra samhandlingsportalen som illustrerer fremtidig vegsystem på strekningen Sandviken-Eidsvåg, inkludert forlengelse av Fløyfjelltunnelen.

Det er utarbeidet ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger for hovedløpene og rampetunnelene. Tegningene er vurdert å gi tilstrekkelig informasjon om geologiske forhold til å underbygge vurderingene i rapporten. Det henvises også til D-tegninger for ytterligere oversikt (se innholdsfortegnelsen for relevante tegninger).

1.2 Grunnlagsmateriale

Følgende grunnlagsmateriale er benyttet under utarbeidelse av foreliggende rapport:

- ❖ NGUs berggrunnskart på nett (Berggrunn N50). <https://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>
- ❖ NGUs løsmassekart på nett. <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>
- ❖ NVEs aktsomhetskart for skred i bratt terreng (skrednett.no) <https://gis3.nve.no/link/?link=aktsomhet>

For øvrig grunnlag er det benyttet referanser underveis, men henvisning til referanselisten.

1.3 Ingeniørgeologiske prosjekteringsforutsetninger

1.3.1 Styrende dokumenter

Følgende dokumenter er styrende for definisjon av geotekniske prosjekteringsforutsetninger, begrenset til fagområdet 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 vegvesen. 2020. Håndbok N500. Vegtunneler. Vegdirektoratet.

1.3.2 Pålitelighetsklasse

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

Tabell 1-1: Basert på 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 ¹⁾		(x)	x	(x)
... undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		

¹⁾ 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.

Forlengelsen av Fløyfjelltunnelen, inkludert tilhørende av- og påkjøringsramper og tunnelpåhugg, er plassert i kategorien «...undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller.» Det er på nåværende tidspunkt relativt begrenset kjennskap til bergmassens beskaffenhet i nivå med planlagt tunneltrasé. Spesielt er det knyttet stor usikkerhet til utbredelsen av tolkede svakhetssoner, samt til sonenes karakter. Driveforholdene gjennom Munkebotsdalen er vurdert som potensielt utfordrende.

Planlagt forlengelse av Fløyfjelltunnelen er en nasjonal hovedvei (E39), og hovedfartsåren ut av Bergen sentrum i nordlig retning. Brudd eller funksjonssvikt for anlegget er vurdert å potensielt medføre svært store økonomiske og sosiale konsekvenser.

I tillegg til ovennevnte aspekter vil sørgående påkjøringsrampe føres med nærhet til et relativt tett bebygget område i Sandviken. Hovedløpene går også under et populært tur- og rekreasjonsområde med flere vann. Brudd eller funksjonssvikt, i form av drenering av grunnvann, er vurdert å potensielt medføre svært store miljømessige konsekvenser.

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

1.3.3 Geoteknisk kategori

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

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

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

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

*Vurderes særskilt (gjelder hovedsakelig atomreaktorer og lagre for radioaktivt avfall).

Prosjektets vanskelighetsgrad vurderes på grunnlag av grunnforhold og type prosjekt, og klassifiseres i henhold til *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering* [2].

Vanskelighetsgraden for planlagt forlengelse av Fløyfjelltunnelen er vurdert å være høy. Som nevnt er det på nåværende tidspunkt knyttet usikkerhet til utbredelsen av potensielle svakhetssoner, samt til sonenes karakter. For optimal gjennomføring av prosjektet vil det anbefales grunnundersøkelser både før og under bygging. Komplisert geometri og store spenn i koblingssonen fremheves også som utfordrende.

På bakgrunn av ovenstående vurderinger av prosjektets pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad, plasseres planlagt forlengelse av Fløyfjelltunnelen, inkludert ramper og påhugg, i geoteknisk kategori 3, begrenset til fagområdet ingeniørgeologi.

1.3.4 *Krav til kontroll av prosjektering og utførelse*

Krav til kontroll av prosjektering og utførelse er definert i NS-EN 1990:202+A1:2005+NA:2016, tabellene NA.A1.3.1 (902), (903) og (904), og gjengitt i håndbok N500 *Vegtunneler*. For pålitelighetsklasse CC/RC 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.

2 Beskrivelse av grunnforhold (faktadel)

2.1 Topografi og løsmasser

Topografien langs planlagt trasé for forlengelsen av Fløyfjelltunnelen domineres av fjellpartiet mellom Sandviken og Eidsvåg. Terrenget kan beskrives som kupert fjellterreng, med hyppig opptreden av berg i dagen. Enkelte depresjoner og plataer er preget av myr, og større løsmassemekthigheter kan ikke utelukkes. Tunneltraseen krysser også flere bekkeløp med varierende vannføring.

I plan passerer tunneltraseen omtrent 50 m øst for Munkebotvatnet, og ca. 250 m vest for Langevatnet. Tunneltraseen krysser terrengdepresjonen som følger linjen mellom Munkebotvatnet, Langevatnet og Storevatnet med ca. 50° vinkel.

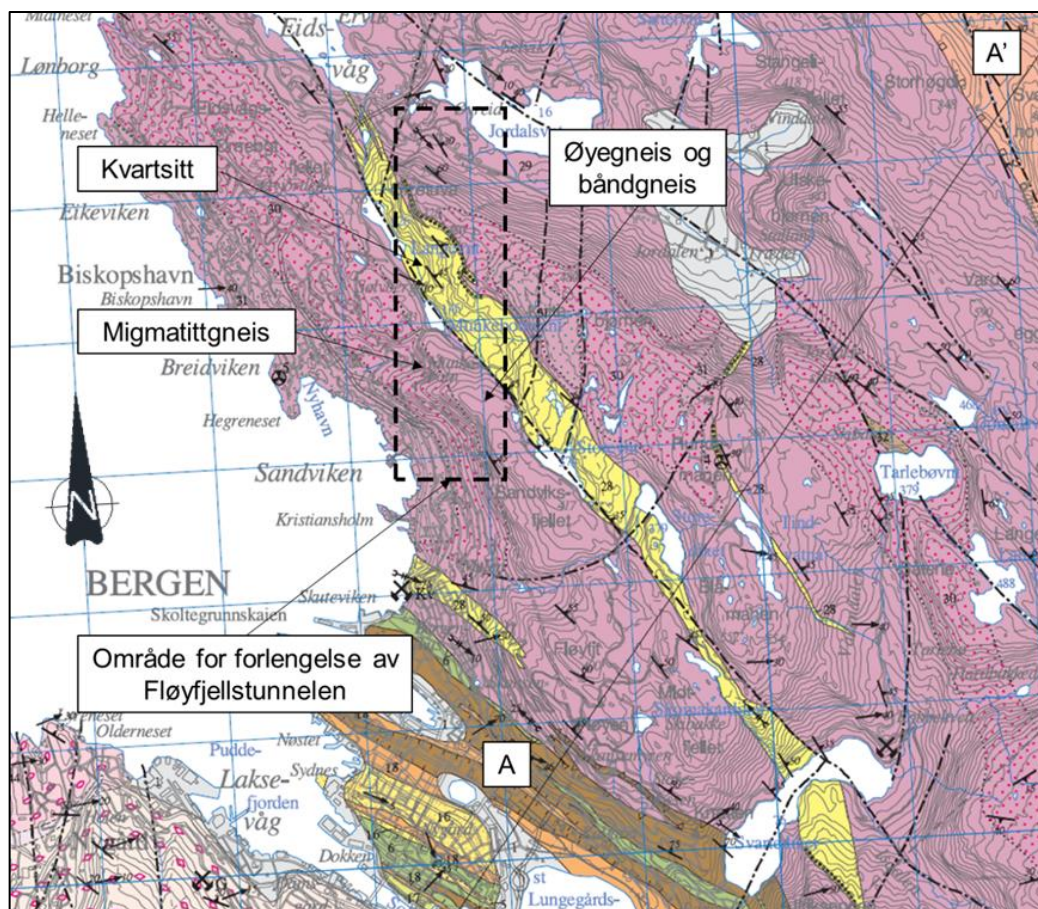
Ifølge NGUs løsmassekart (1:50 000) består området av bart berg, samt enkelte mindre områder med usammenhengende eller tynt morenedekke over berggrunnen. Ved utført feltkartlegging ble det registrert noe skred- og forvitningsmateriale i fjellsidene i nord- og sørenden av traseen.

2.2 Berggrunnsgeologi

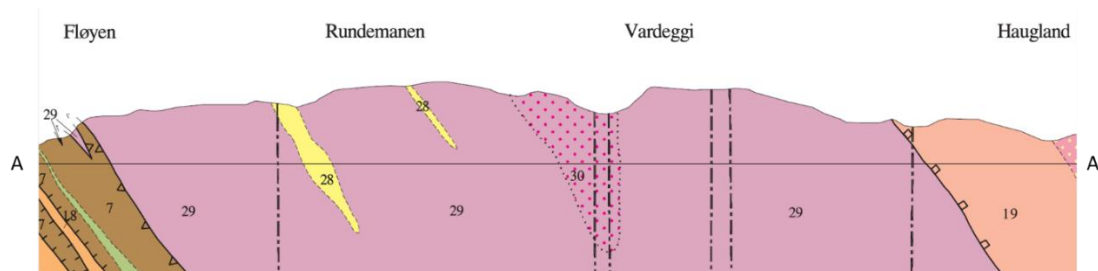
Basert på NGUs berggrunnskart [3], består berggrunnen i området av grunnfjellsbergarter av proterozoisk alder, tilhørende Blåmannsdekket. Blåmannsdekket ble skjøvet under skyvedekkene under den kaledonske fjellkjededannelsen, men har med tiden kommet frem i dagen etter hvert som de kaledonske skyvedekkene er erodert ned. Bergartene er i hovedsak migmatitt og migmatittgneis, stedvis med tydelig øye- eller båndstruktur. Bergmassen er i litteraturen beskrevet som granittisk og relativt massiv. Det er også kartlagt pegmatitt-, granitt- og amfibolittganger. Omtrent halvveis mellom Sandviken og Eidsvåg krysser tunneltraseen et kvartsittbelte med retning NV-SØ og bredde (i dagen) 300-500 m. Kvartsitten er tolket å ha moderat fall mot NØ, ut ifra tilgjengelige vertikale profiler og berggrunnskart. Utsnitt fra berggrunnskart med tilhørende vertikalprofil er vist i figur 2-1 og figur 2-2.

2.3 Strukturgeologi

Strukturgeologien i området er preget av skyveforkastninger. Det er også registrert andre markante lineamenter markert på kartet i figur 2-1. Av lineamenter som krysser tunneltraseen fremheves Munkebotnforkastningen. Den fremkommer tydelig i terrenget som en markant forsenkning som går parallelt med Munkebotvatnet og Langevatn. Planlagt forlengelse av Fløyfjelltunnelen vil krysse forkastningen i tunnelnivå ved ca. profil. 4150-4350, avhengig av sonens fallvinkel. Sonen er trolig foliasjonsparallel med moderat, nordøstlig fall, men det er knyttet stor usikkerhet til denne tolkningen. Flere andre lineamenter er også synlig, både parallelt med, og vinkelrett på, ovennevnte forkastning.



Figur 2-1: Utsnitt fra berggrunnskart [3], med anvisning av området for planlagt forlengelse av Fløyfjellstunnelen. A-A' markerer lengdesnittet i figur 2-2.



Figur 2-2: Utsnitt fra vertikalprofil [3], som anvist i figur 2-1. Merk at tunneltraseen ikke følger snitt A-A'. Horisontal linje representerer 0 moh. Tunneltraseen vil ligge 20-30 moh.

2.4 Erfaringer fra nærliggende anlegg

2.4.1 Eksisterende Fløyfjellstunnel

Det ble ikke utført kontinuerlig kartlegging på stoff under driving av eksisterende Fløyfjellstunnel. 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. Sikringsomfanget er kvantitativt dokumentert. Det er installert totalt 350 stk. sikringsbolter i sørgående løp (3195 m), og 105 stk. sikringsbolter i nordgående løp (3825 m). Det ble ikke benyttet sprøytebetong under driving [4].

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

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

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

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

2.4.2 Ulriken jernbanetunneler

Deler av Ulriken jernbanetunneler (gamle og nye) er drevet gjennom gneisbergartene i Blåmannsdekket, tilsvarende bergartsformasjon som forlenget Fløyfjelltunnel vil drives gjennom. Det er også registrert innslag av det samme kvartsittbeltet som forlengelsen av Fløyfjelltunnelen er planlagt å krysse. Jernbanetunnelene ligger ca. 4 til 6 km sørøst for forlenget Fløyfjelltunnel.

Det tidligere omtalte lineamentet mellom Langevatn og Munkebotsvatnet kan følges videre sørøstover gjennom Isdalen sørøst for Svartediket. Forkastningen krysses av Ulriken jernbanetunneler. Merk at forkastningen her ikke lenger representerer den vestre bergartsgrensen mellom gneisbergartene i Blåmannsdekket og kvartsitt, men skjærer gjennom øye- og båndgneis øst for kvartsittbeltet. I gamle Ulriken jernbanetunnel ble det registrert tett oppsprekking parallelt med foliasjonen ved kryssing under Isdalen. Under planlegging av gamle Ulriken jernbanetunnel ble det utført kartlegging i dagen av bergartsgrensen mellom gneisbergartene i Blåmannsdekket og kvartsitt. Begge bergartene er beskrevet som tett oppsprukket innenfor en bredde på omtrent 20 meter. Det er imidlertid ikke notert spesielle forhold ved kryssing av bergartsgrensen i tunnelnivå under driving.

Under befaring i gamle Ulriken jernbanetunnel ble det observert fuktutslag på betong og spredte drypp langs hele tunneltraseen. Større synlige innlekkasjer i form av rennende vann er begrenset til noen få punktlekkasjer, samt enkelte markante slepper og forkastninger. Helhetsinntrykket er at tunnelen fremstår relativt tørr. Det antas at det ikke ble utført tetting av bergmassen ved injeksjon, under driving av tunnelen.

Sikringsomfanget i gamle Ulriken jernbanetunnel varierer fra usikret berg i partier med god bergmassekvalitet, til partier med tett oppsprukket berg sikret med sikringsbolter, bergbånd og uarmert sprøytebetong. Nye Ulriken jernbanetunnel ble drevet med TBM og gjennomgående sikret med pre-fabrikerte betongelementer.

3 Utførte undersøkelser (faktadel)

3.1 Ingeniørgeologisk feltkartlegging

Norconsult har utført ingeniørgeologisk feltkartlegging i dagen, langs tunneltraseen, våren 2019 og våren 2020. Hensikten var å fremskaffe en innledende oversikt over bergartsfordeling og bergmassens oppsprekking, herunder sprekeorientering og sprekeflatenes karakter.

En oppsummering av kartlagt bergmassekvalitet er vist i tabell 3-1. Kartlegging er utført på bergblotninger langs traseen, og antas å være representative for aktuelle bergarter. Det poengteres at det er Q' (merket)-verdier som er vist i tabell 3-1, det vil si at parameterne J_w og SRF er satt til 1. Det bemerkes i tillegg at fremtredende bergblotninger i dagen ofte er av god kvalitet. På overflaten vil sprekefylling ofte være utvasket, og J_a -verdien kan derfor være vanskelig å anslå.

Tabell 3-1: Oppsummering av kartlagte parametere. Plassering av lokaliteter er vist på ingeniørgeologiske plantegninger (vedlegg).

Lokalitet	Bergart	Oppsprekking [sprekker/m ³]	Antall sprekkesett	Overflate- karakter	Beregnet Q'-verdi
A	Granittisk gneis (øyegneis/båndgneis)	1 – 3	3	Ru, mod. Bølget	32
B	Granittisk-/ migmatittgneis	1 – 3	1 + sporadiske	Ru, mod. Bølget	95
C	Kvartsitt, preg av dagberg	8 – 12	2 + sporadiske	Ru, mod. Bølget	14
D	Kvartsitt	7 – 10	2 + sporadiske	Ru, svakt bølget	38
E	Kvartsitt, preg av dagberg	8 – 12	3	Ru, svakt bølget	12
F	Kvartsskifer	< 1	2	Ru, svært bølget	75
G	Granittisk gneis (øyegneis/båndgneis)	1 – 3	1 + sporadiske	Ru, svært bølget	95
H	Granittisk gneis (øyegneis/båndgneis)	7 – 10	2 + sporadiske	Ru, mod. Bølget	19
I	Granittisk gneis (øyegneis/båndgneis)	3 – 10	2	Ru, mod. Bølget	30
J	Granittisk gneis (øyegneis/båndgneis)	3 – 10	2	Ru, mod. Bølget	30
K	Granittisk-/ migmatittgneis	1 – 3	1 + sporadiske	Ru, mod. Bølget	95
L	Kvartsskifer, dagberg/svakhetssone	> 30	3 (vanskelig identifiserbare)	Ru, mod. Bølget	0,4-1
M	Granittisk gneis	3 – 5	3	Ru, mod. Bølget	27
N	Granittisk gneis, preg av dagberg	20-30	3 + sporadisk	Ru, mod. Bølget	10

3.1.1 Bergartsfordeling

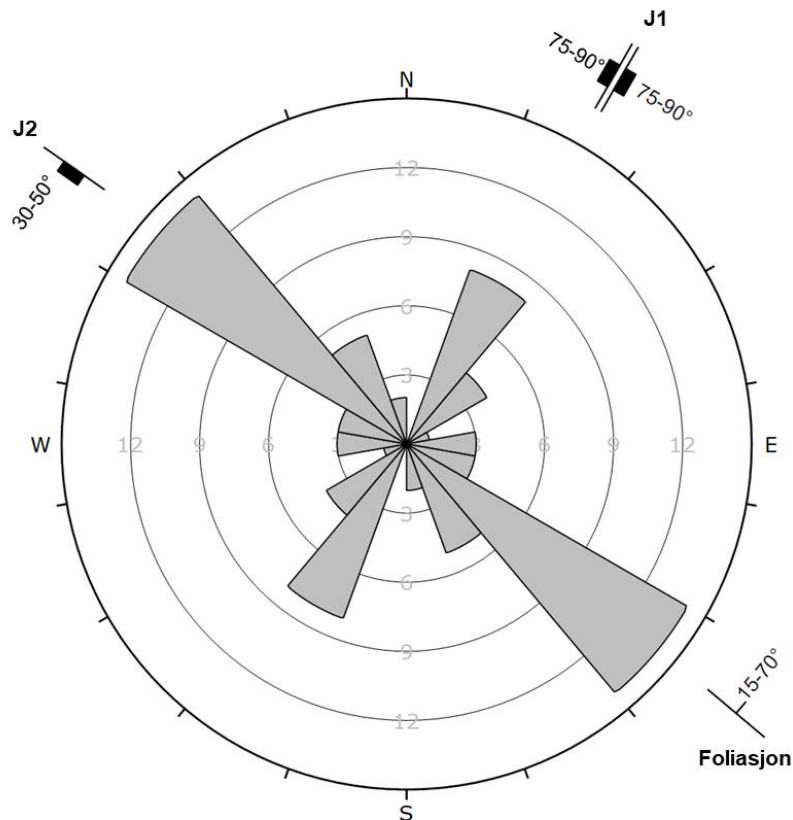
Tilgjengelige berggrunnskart stemmer godt overens med observasjoner i felt. Opptredenen av kvartsitt i området rundt Munkebotvatnet er bekreftet under kartlegging. Ulike typer gneis (båndgneis, øyegneis), hovedsakelig av granittisk sammensetning, er observert.

3.1.2 Bergmassens oppsprekking

Gneisbergartene fremstår som lite til moderat oppsprukket. Bergarten kvartsitt fremstår tett til svært tett oppsprukket i området ved Munkebotvannet. Oppsprekingsgraden for kvartsitt avtar mot nord. Det er typisk observert foliasjonssprekker, samt ett til to øvrige hovedsprekkesett. De fleste sprekker fremstår gjennomsettende, og sprekkene karakteriseres som ru og plan til bølget. Sprekkestilstanden er beskrevet som svakt forvitret til frisk, stedvis

sammenvokst. Volumetrisk sprekketall J_v varierer fra < 1 sprekk pr. m^3 til mer enn 30 sprekker pr. m^3 (Munkebotsdalen). Kartlagte sprekker er illustrert i sprekkerosen i figur 3-1.

- Foliasjon med strøkretning NV-SØ, fallretning mot nordøst og varierende fall (15-70°)
- Sprekkesett (J1) med strøkretning NØ-SV, alternerende fallretning (NV/SØ) og steilt fall (75-90°)
- Sprekkesett (J2) med strøkretning NV-SØ, fallretning mot sørvest og moderat fall (30-50°)

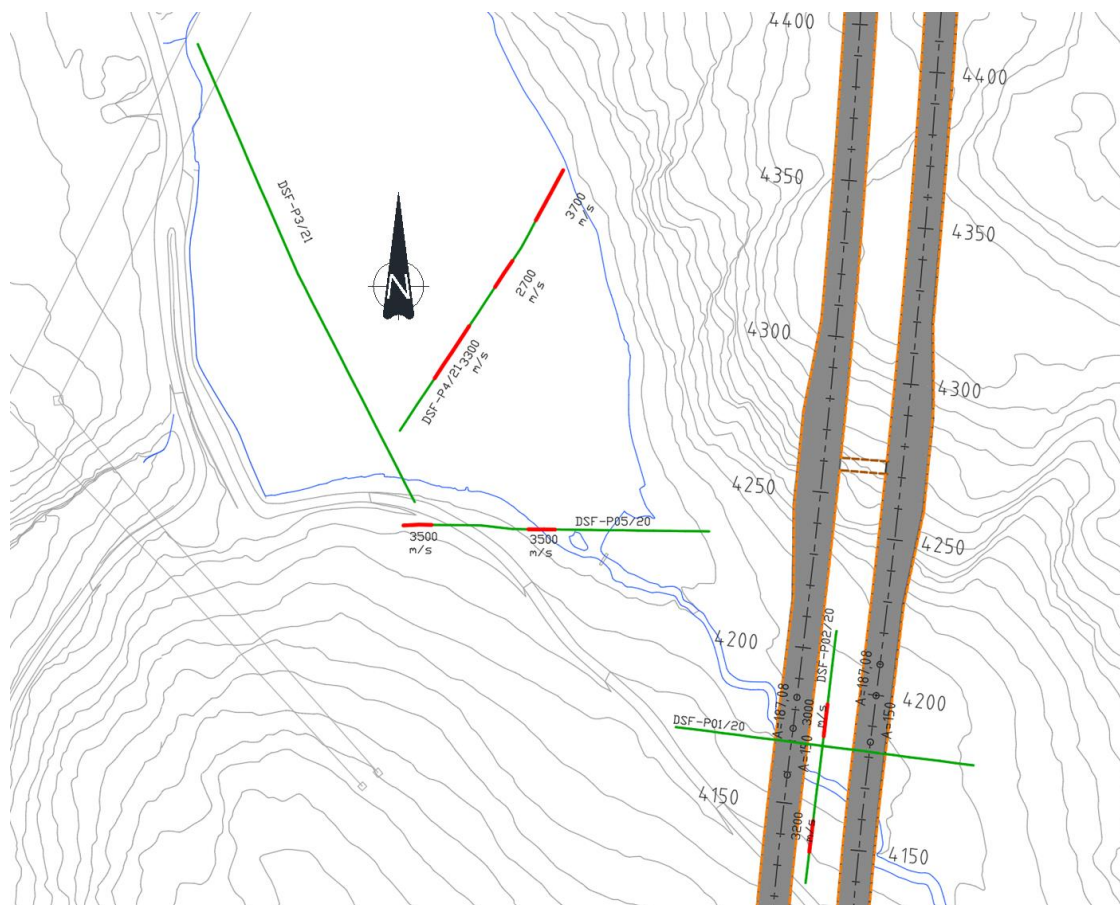


Figur 3-1: Sprekkerose med registreringer fra utført ingeniørgeologisk feltkartlegging i dagen. Totalt antall sprekker er 40.

3.2 Refraksjonsseismikk

3.2.1 Munkebotsvannet

Det er utført refraksjonsseismikk ved Munkebotsvannet i to omganger: høsten 2020 og våren 2021. Høsten 2020 ble det utført to profiler i Munkebotsdalen like sørøst for vannet, og et profil ved innløpet (total lengde lik 285 m). Det ble registrert tre lavhastighetssoner (≤ 4000 m/s). Våren 2021 ble det utført ytterligere to profiler i Munkebotsvannet (total lengde lik 265 m). Også her ble det registrert tre lavhastighetssoner (≤ 4000 m/s). Tolket løsmassemektighet i Munkebotsvannet varierer fra 1 til 9 m.



Figur 3-2: Utsnitt av utført refraksjonsseismikk i Munkebottdalen. Rødt indikerer lavhastighetssoner. Det henvises til datarapport for geofysiske undersøkelser for detaljer [9].

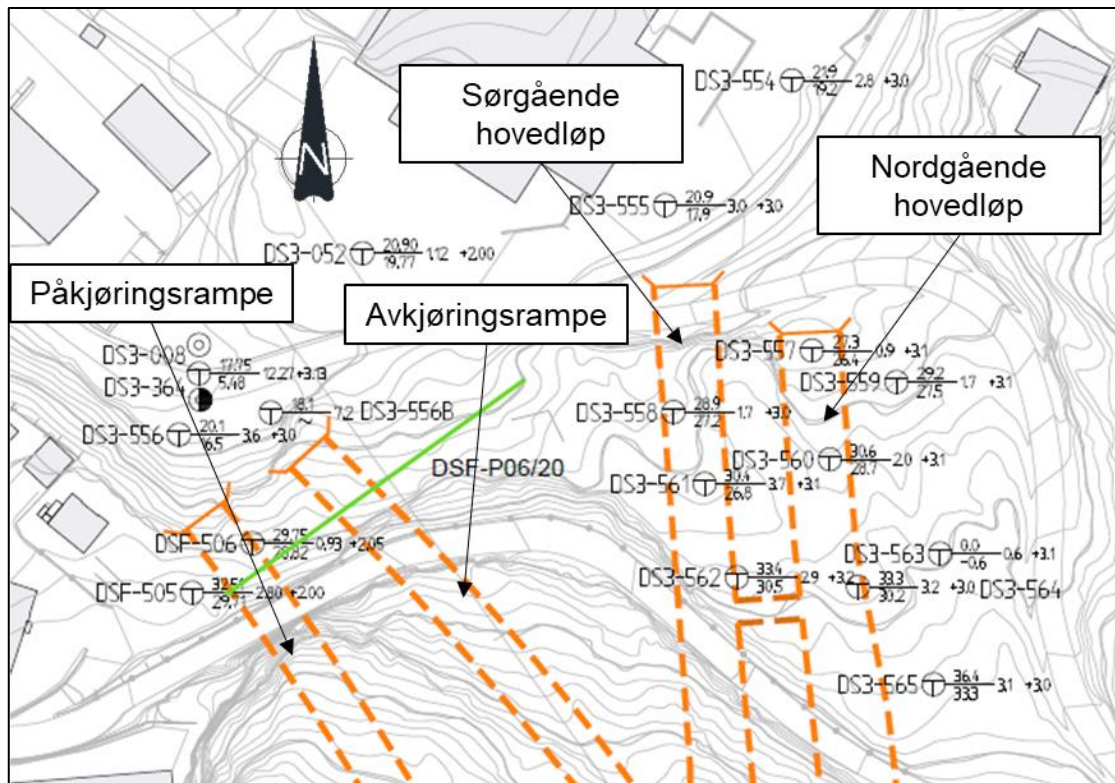
3.2.2 Eidsvåg

Det er utført et refraksjonsseismikkprofil i Eidsvåg høsten 2020 (lengde 65 m). Hensikten med profilet var å undersøke bergoverflatens beliggenhet i påhuggsområdet for rampetunnelene. Tolket løsmassetykkelse langs profilet er i størrelsesorden 1-3,5 m.

3.3 Geotekniske grunnboringer

Det er utført geotekniske grunnboringer (totalsonderinger) ved påhuggsområdet i Eidsvåg. Én av disse boringene like nord for påhugg for rampetunnelene indikerte dyp til berg på mer enn 12 m. For å undersøke videre ble det boret to totalsonderinger i påhuggsområdet for påkjøringsrampen. Dyp til berg er i størrelsesorden 1-3 m, som stemmer godt overens med utført refraksjonsseismikk.

Det er også utført totalsonderinger i området for planlagt forskjæring til hovedløpene. Det er registrert løsmassetykkelse opp til 3,7 m.



Figur 3-3: Utsnitt fra utført refraksjonsseismikk (grønn linje) og totalsonderinger i Eidsvåg.

3.4 Hydrogeologiske undersøkelser

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

Kjerneboringer med vanntapsmålinger ble vurdert i en tidlig fase, men vanskelig tilgang i felt, samt vurderinger av kost/nytte av et eller flere borehull i området, resulterte i at undersøkelsene ble forskjøvet til neste fase.

4 Hydrogeologiske vurderinger (tolkningsdel)

4.1 Vurdering av konsekvenser ved grunnvannssenkning

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

Ved all tunnelbygging vil det oppstå lekkasjer inn i tunnelen som følge av større og mindre sprekker i berget. Ved at vann dreneres inn i tunnelene vil det kunne oppstå senkning av grunnvannsnivået. Senkning av grunnvannsnivået medfører konsekvenser ved at det blir mindre vann tilgjengelig (uttørking) i berg og/eller løsmasser.

- I finkornige løsmasser kan dette føre til setninger som følge av poretrykkssenkning.
- Senkning av grunnvannsnivået permanent eller midlertidig gjør at det blir mindre vann tilgjengelig for vegetasjon på overflaten (bare vegetasjon med dype røtter kan nå vann), noe som på sikt kan føre til endret vegetasjon og tørrere naturtype.
- Brønner til vannforsyning vil kunne få redusert vannkapasitet eller bli tørre.
- Oppkom og bekker vil i perioder kunne få redusert vannføring på grunn av mindre tilsig fra grunnvann.

4.2 Grunnvann

4.2.1 *Grunnvann i berg*

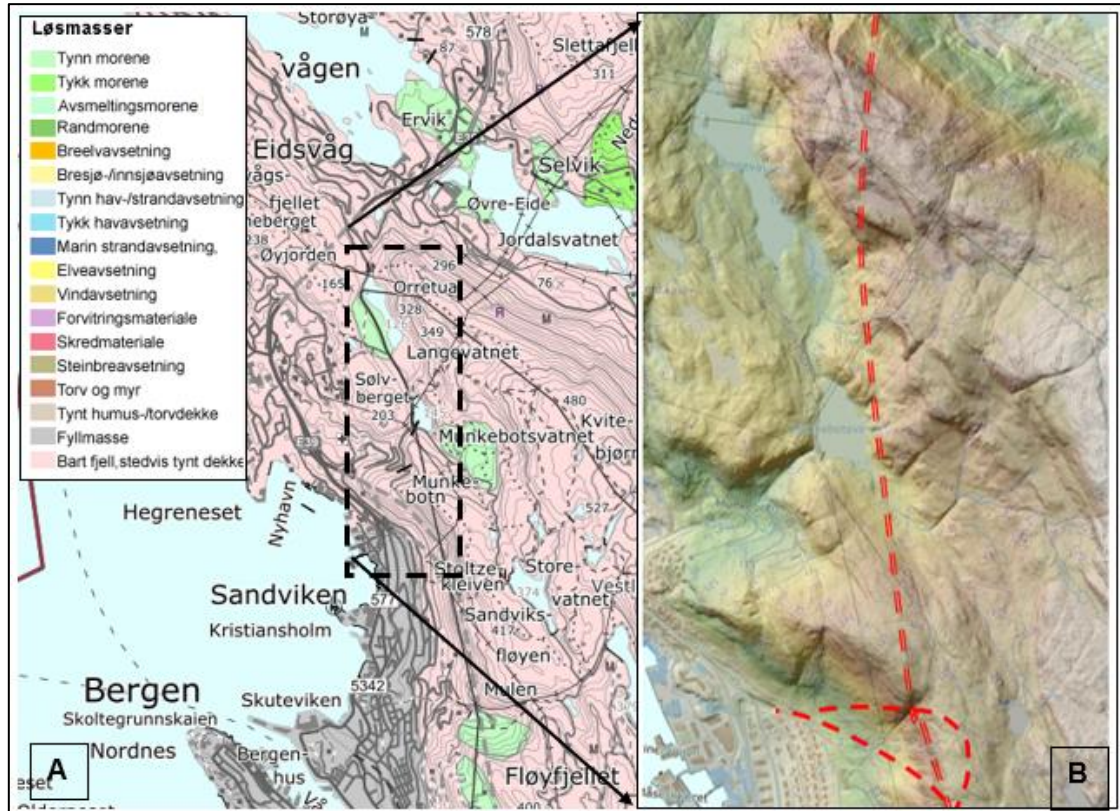
For beskrivelse av berggrunnen se kapittel 2. Grunnvannstrømning i berggrunnen skjer i sprekker, svakhetssoner og langs grensene mellom ulike bergarter. Tolkning av berggrunns- og topografiske kart over prosjektområdet viser to sprekkesett, samt foliasjonsparallell oppsprekking (se figur 3-1). Den dominerende sprekkesonen i NV-SØ definerer retningen på flere av vannene som ligger i området. Basert på kartlegging av bergarten, sprekker og topografi vurderes bergarten i området å ha ubetydelig porøsitet og begrenset hydraulisk ledningsevne (grunnvannsstrømningsrate, m/s) i bergmassen. Kvartsitt har normalt mer åpne sprekker enn gneis, og det kan forventes store lokale variasjoner, men antatt innenfor en lav innlekkasje.

8.1.1 *Grunnvann i løsmasser*

Ifølge NGUs løsmassekart (1:50 000) består området i hovedsak av bart berg, samt enkelte mindre områder med usammenhengende eller tynt morenedekke over berggrunnen, se figur 4-1. Morene er kartlagt i og i tilknytning til forsengkninger, der det lokalt også er myr, vann og tjern. Topografien langs planlagt trasé for ny Fløyfjelltunnel mot Eidsvåg domineres av kupert fjellterreng. Tunneltraseen krysser også flere bekkeløp med varierende vannføring.

Det er registrert fyllmasser ned mot Sandviken, der det vil bli gradvis økende andel havavsetninger. Trykket fra grunnvann i berget sikrer stabilt grunnvannstrykk i de finkornige

løsmassene. I plan passerer tunneltraseen omtrent 50 m øst for Munkebotvatnet, og 250-300 m øst for Langevatnet. I områder med bart berg er det tydelige sprekkesoner inn mot Munkebotvatnet, se figur 4-1.



Figur 4-1: A) Utsnitt fra løsmassekart [3], med anvisning av området for planlagt forlengelse av Fløyfjelltunnelen. B) Til høyre utsnitt fra topografisk kart (høydedata.no) med trase for planlagt forlengelse av Fløyfjelltunnelen. Fargene indikerer terrenghøyde.

4.2.2 Grunnvannet langs tunneltraseen

Grunnvannet i området er i sin helhet matet fra nedbøren som infiltrerer grunnen, enten via overflatevann og løsmasser eller direkte ned i sprekker på bart berg. I området med relativt tette løsmasser (lav permeabilitet) kan grunnvannsspeilet i løsmassene være hengende, dvs. at grunnvannet i berget ligger til dels betydelig lavere enn grunnvannet i løsmassene. Dette kan føre til rask senkning av grunnvannet i berget, samtidig som det er mindre endringer i grunnvannstanden i løsmassene. Denne situasjonen utgjør en mindre fare for påvirkning på vegetasjon og vannbudsjett på overflaten.

Det er ikke foretatt målinger av grunnvannstanden i dette prosjektet. Generelt vil vannivået i berg variere mye grunnet store variasjoner i topografi og oppsprukket berg. Over høydedrag vil grunnvannet ligge langt under overflaten og vegetasjonen er ikke avhengig av grunnvannet. I nedre del av bratte skrenter og i lavereliggende områder vil grunnvannet stå nær overflaten. Her kan det være vegetasjon som i kortere eller lengre tid vil være avhengig av grunnvannet.

Grunnvannstanden i løsmassene ligger generelt like under terrengoverflaten, da løsmassene er konsentrert til de lavereliggende områdene i terrenget. Normal grunnvannstand i myr er nær terrengoverflaten og varierer med 10-20 cm i løpet av året.

Det kan forekomme kilder i overgangen mellom grovere og finere lagmasser, der de finkornige massene støver opp grunnvannet på grunn av lavere permeabilitet.

Det er ikke påvist vegetasjon som er spesielt sårbar for endringer i grunnvannsnivå. Dersom det kommer frem ytterligere informasjon, kan det bli behov for en nærmere kartlegging for å avdekke eventuelle kildehorisonter (vegetasjon, bekkedrag).

4.3 Klassifisering av grunnen

Lekkasjer inn i tunnelen kan føre til drenering av grunnvannet og senkning av grunnvannsstanden i terrengoverflaten over og på sidene av tunnelen. Omfanget av denne senkningen vil i tillegg til lekkasjenes størrelse avhenge av geologien, dybde og avstand fra tunnelen. Effektene av en senkning av grunnvannsstanden vil kunne føre til uttørking av myrer og vann, senkning av vannstand i innsjøer og bekker med lokale setninger dersom det er dype myrer. Mulig innvirkning på terrengoverflaten kan inndeles i 3 klasser, se tabell 4-1.

Tabell 4-1: Klassifisering av tunnelens innvirkning på terrengoverflaten.

Innvirkning på terrengoverflaten		
Klasse	Fare for uttørking	Beskrivelse
1	Liten	Høydedrag og koller med tynne løsmasser eller berg i overflaten. Liten fare for påvirkning av vegetasjon og natur
2	Moderat	Slakt terreng, moderat tykkelse på løsmasser., periodevis høyt grunnvannsnivå. Moderat fare for påvirkning av vegetasjon og natur.
3	Stor	Forsenkninger i terrenget, grunnvannspeilet opptrer i terrengoverflaten. Stor fare for uttørking av myrer, bekker og vann. Tykke leirholdige løsmasser. Fare for setninger.

4.4 Vurdering av sårbarhet

4.4.1 Ytre miljø

Generelt ansees sårbarheten for påvirkning av grunnvannet som begrenset, med noen utsatte områder. Dette baseres på erfaringer fra eksisterende tunneler i nærområdet, geologiske og geotekniske undersøkelser, samt vurderingene som følger.

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

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

Lekkasje- og sårbarhetsvurdering er basert på kartlegging av berggrunnsgeologi, geotekniske vurderinger, hydrogeologi og naturmiljø, samt tverrfaglige vurderinger. På grunnlag av vurderingene kan en sette tetthetskrav slik at tunnelprosjektet skal kunne gjennomføres uten uakseptable skadevirkninger. Tetthetskravet må kunne tilpasses de vurderinger som blir gjort under drifvingen av tunnelene. De angitte krav til tetthet for de enkelte strekninger er satt konservativt.

Tetthetskravene som er satt ut fra naturkartleggingen må vurderes opp mot hva dagens samfunn kan akseptere av påvirkning på omgivelsene fra tunnelen. Akseptkriteriene må være så konkrete at de kan brukes i kost/nytte vurdering. Akseptkriteriene er sammenholdt med vurderingene av sårbarhet for å angi kravene til lekkasje i ulike strekninger av tunnelen.

Før, under og etter byggingen må det foretas observasjoner av grunnvannsstanden i influensområdet for tunnelen og sammenholde dette med observasjoner av bygninger og vegetasjon. For å hindre merkbar senkning av grunnvannsnivået vil det i sårbare områder stilles krav til maksimal innlekkasje i tunnellopene under driving. På strekninger der det ikke er registrert sårbare ytre forhold, vil krav til tetting av innlekkasje i hovedsak styres av driftsmessige hensyn. Forslag til tettekrav langs tunneltraseen er presentert i tabell 4-2.

4.4.2 Tettekrav

For å hindre merkbar senkning av grunnvannsnivået vil det i sårbare områder stilles krav til maksimal innlekkasje i tunnellopene under driving. På strekninger der det ikke er registrert sårbare ytre forhold, vil krav til tetting av innlekkasje i hovedsak styres av driftsmessige hensyn. Bakgrunn for tettekrav langs tunneltraseen er presentert i kapittel 4.5.

Generelt er det anbefalt et tettekrav på 30 l/min/100 m tunnel (sum for begge tunnellop). Det er satt spesielle krav til én strekning ved passering øst for Langevatnet, presentert i tabell 4-2. Kravet er basert på nærhet til antatt vannførende sprekkesone, lite nedbørfelt og sårbar naturmiljø.

Tabell 4-2: Forslag til tettekrav langs tunneltraseen.

Profilnr. (fra-til)	Område	Lengde	Tettekrav pr. tunnellop
4600 - 5100	Langevatnet	500 m	15 l/min/100 m
-	Resterende tunneltrasé		30 l/min/100 m

4.4.3 Klima og nedbørsforhold

Normaltemperaturen fra målestasjoner i området er vist i tabell 4-3. Det er ingen måneder med gjennomsnittstemperatur under 0 C°. Normalnedbør er vist i tabell 4-4.

Figur 4-2 viser nedbør (som % av normal) plottet mot temperatur (som avvik fra normal), for mai-juli i regionen Vestlandet [14]. For å se på det aktuelle overskuddet av nedbøren, dvs. tilsiget til området, er det tatt utgangspunkt i avrenningsdata fra målestasjoner fra NVE i relativt små kystfelt.

Gjennomsnittlig årsavrenning er mellom 40 og 80 l/s/km². Avrenningen om sommeren (fra juni til august) er i snitt ca 30 l/s/km². Som grunnlag for den videre sårbarhetsvurderingen er det antatt at gjennomsnittlig årsavrenning er 80 l/s/km², og at tørrværsavrenningen for sommermånedene er på 30 l/s/km², dvs. at en antar at det statistisk hvert 20. år er ca 30 % av gjennomsnittlig avrenning over en sommerperiode. Dette er det minimale som er målt i løpet av siste 100 år.

Tabell 4-3: Normaltemperatur i C° for Bergen.

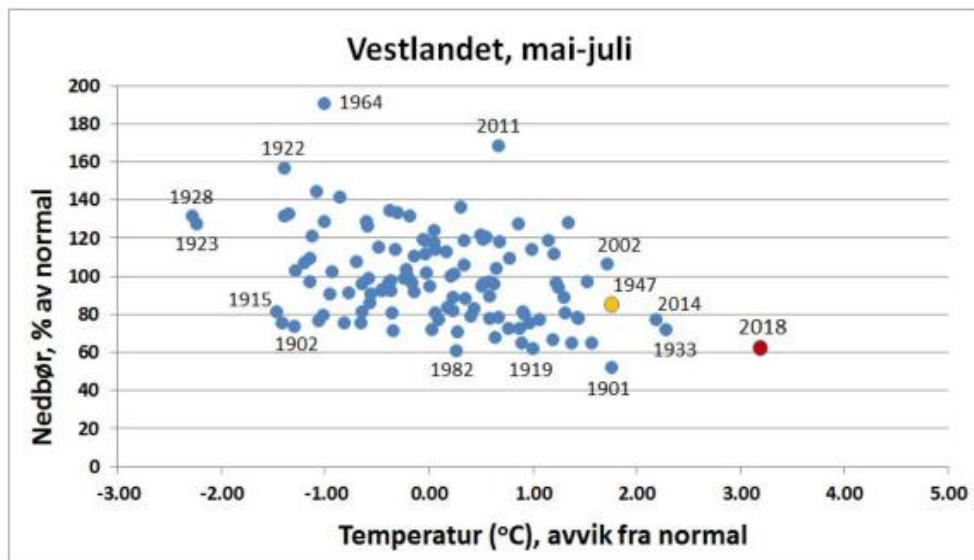
H.o.h.	Jan	Feb	Mar	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Des	År
12	1,5	1,6	3,3	5,9	10,5	13,5	14,5	14,4	11,5	8,7	4,7	2,6	7,7

Tabell 4-4: Normalnedbør i mm for Bergen. Nedbørnormalen er basert på gjennomsnitt 1961-1990. Kilde: Det norske meteorologiske institutt.

H.o.h.	Jan	Feb	Mar	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Des	År
12	190	152	170	114	106	132	148	190	283	271	259	235	2250

Det foreligger statistikk over tørrværsperioder for de siste 100 år fra DNMI [14], samt oppsummering etter tørkesommeren 2018. Statistisk ca hvert 20. år (dvs. 5 % av årene) faller det ved Bergen ca. 55 % av normal sommernedbør, og ca. 75 % av normal årsnedbør. Den laveste sommernedbøren de siste 100 år var ca. 45 % av normalen, mens laveste årsnedbør har vært ca. 60 % av normalen. Tilsvarende tall for 20 % av årene (dvs. statistisk hvert 5. år) er at det faller ca. 75 % av normal sommernedbør og 85 % av normal årsnedbør.

Et annet viktig moment er hvor lange perioder det er lite eller ingen nedbør. For Bergensområdet viser statistikken fra de siste 100 år at den lengste perioden med døggnedbør under 1 mm er 35 døgn [14]. Lengste periode med døggnedbør under 5 mm er 40 døgn.



Figur 4-2: Nedbør (som % av normal) plottet mot temperatur (som avvik fra normal), for mai-juli i regionen Vestlandet (Tørkesommeren 2018, METinfo 14/2019)[14].

For å vurdere tilsig fra nedbøren, er det tatt utgangspunkt i avrenningsdata fra målestasjoner fra NVE i relativt små kystfelt. Gjennomsnittlig årsavrenning er mellom 40 og 80 l/s/km². Avrenningen om sommeren (fra juni til august) er i snitt ca 30 l/s/km².

Som grunnlag for den videre sårbarhetsvurderingen er det antatt at gjennomsnittlig årsavrenning er 80 l/s/km², og at tørrværsavrenningen for sommermånedene er på 30 l/s/km², dvs. at en antar at det statistisk hvert 20 år er ca. 30 % av gjennomsnittlig avrenning over en sommerperiode. Dette er det minimale som er målt i løpet av siste 100 år.

4.4.4 Hydrologi

Klimamessig ligger området i et kystklima, dvs. med avrenningstopp om våren og en liten topp om høsten. Topografien er markert med noen svært bratte skråninger. Området har begrenset med løsmasser, og er i hovedsak naturareal, uten bebyggelse, bortsett fra rampene inn mot Sandviken. Kombinert med bratt terreng gjør dette at mye av nedbøren danner overflateavrenning og renner raskt til de sentrale områdene med vannene på Fløyfjellet, eller ut av området.

4.5 Hydrologiske konsekvenser av tunnel

4.5.1 Endring i hydraulisk gradient og dreneringspotensiale som følge av tunnel

Den naturlige regionale gradienten for grunnvannet varierer mye, men går i hovedsak via tunnelområdet og ut mot lavere terreng, da tunnelen ligger relativt langt under terreng, men fortsatt over havnivå. Etter tunnelen er etablert kan den naturlige strømningsretningen lokalt dreies inn mot tunnelen, mens den regionale gradienten vil fortsatt gå bort fra tunnelen. I det følgende legges en konservativ beregning for endring av avrenning til grunn.

4.5.2 Konsekvenser for avrenning av lekkasje til tunnelen

Som grunnlag for beregningene er avrenning fra nedbørfeltene satt til hhv. 80 og 30 l/sek/km², dvs. normal årsavrenning og ekstrem tørkesommer, se kap. 4.4.3.

Lekkasje til tunnel er satt til hhv. 10 og 30 liter/min/100 m tunnellengde (sum begge tunnellopp). Dette gir 4 ulike scenarier A-D, se tabell 4-5.

Tabell 4-5: Scenarier for beregning av tunnellekkasje.

Scenario	Avrenning	Innlekkasje
A	80 l/sek/km ²	30 l/min/100m tunnellengde
B	80 l/sek/km ²	10 l/min/100m tunnellengde
C	30 l/sek/km ²	30 l/min/100m tunnellengde
D	30 l/sek/km ²	10 l/min/100m tunnellengde

Tunnellekkasje i % av nedbørfeltavrenning er kalkulert for hvert scenario, og vist nedenfor. ID viser til navn på nedbørfeltkart (figur 4-3). Tunnellengden som påvirker hvert nedbørfelt, er tunnellengde som ligger innenfor 100 meter fra nedbørfeltet. Delnedbørfelt med nullverdier ligger mer enn 100 meter fra tunneltraseen.

Hovedskillet i nedbørfelt går langs den sørvestlige delen av halvøya opp mot Eidsvåg. Det er bratt på kystsiden og rask avrenning. På høydedraget ligger tre vann med hver sine nedbørfelt som kan påvirkes ved stor lekkasje inn i tunnelen.

Med en konservativ beregning er det inntil 780 meter av tunnelen som kan påvirke nedbørfeltene rundt Munkebotsvatnet og ca. 560 meter langs Langevatnet. Dersom lekkasjen inn i tunnelen i gjennomsnitt er 30 l/min/100m får man ved Langevatnet en årlig innlekkasje på ca. 5 % av en normal avrenning (80 l/s/km²) (tabell 4-5). Hvis en derimot ser på en mulig tørrværsavrenning på 4 måneder med 30 l/s/km² vil lekkasjen være på nesten 14 % av avrenningen i området. Dette vil kunne påvirke vannhusholdningen i overflaten og kunne medføre skader for spesielt sårbare naturtyper. Beregningen baseres på spesielt ugunstige forhold, da noe av lekkasjevannet sannsynligvis vil komme fra fjellmagasinet som mates fra flere nedbørfelt. Tabell 4-5 viser at ved en lekkasje på 10 l/min/100 m tunnel vil lekkasjen utgjøre mindre enn 5 % av avrenningen i en tørkesommer.

Tabell 4-6: Klassifisering av tunnelens innvirkning på terrengoverflaten ved to lekkasjescenarier (30 og 10 l/min/100 m tunnel) som % av avrenning ved normal nedbør og ved ekstrem tørke, henholdsvis 80 og 30 l/s/km².

ID	Areal (m ²)	Tunnel- lengde (m)	Profil	Lekkasje i % av avrenning ved ulike scenarier			
				30 l/min/100 m		10 l/min/100 m	
				80 l/sek/km ²	30 l/sek/km ²	80 l/sek/km ²	30 l/sek/km ²
				A	C	B	D
Hele	2610000	1200	3900-5100	3,2	8,6	1,1	2,9
Langevatnet	680000	400	4700-5100	5,1	13,7	1,7	4,6
Munkebots- vatnet	1220000	800	3900-4700	4,0	10,5	1,3	3,5
Storevatnet	657000	0		0,0	0,0	0,0	0,0

4.5.3 Langevatnet nedbørfelt

Langevatnet utgjør ca. 20 % av det lokale nedbørfeltet, der inntil 20 % av avrenningen i en tørr sommer kan gå til lekkasje (30 l/min/100 m). Det er registrert noen rødlistearter av moser i sidebakkene ned mot Langevatnet. Det er relativt bratt i området og det er ikke kartlagt løsmasser av betydning. Dette tilsier at vegetasjonen ikke er avhengig av høytstående grunnvann.

Store deler av nedbørfeltet dekkes av et verneområde: «Bergens fjellstrekninger dyrelivsfredning» med dyreliv som verneformål: *Naturverdi: Dyreliv Artsfredning - dyreliv. Dyrelivet i et område på byfjellene er fredet mot ødeleggelse av et hvert slag. Innenfor dette området er det forbudt å: 1) drepe, fange, skade eller forstyrre dyr 2) ødelegge eller røve reir eller hi 3) løsne skudd, samt å gå med skytevåpen. Båndtvang gjelder.*

4.5.4 Munkebotsvannet nedbørfelt

Munkebotsvannet utgjør ca. 2 % av det lokale nedbørfeltet, der ca. 16 % av avrenningen i en tørr sommer kan gå til lekkasje (30 l/min/100 m). Tunnelen krysser flere sprekkesoner med potensiell kontakt opp mot Munkebotsvannet, noe som kan gi direkte påvirkning på vannet.

Det er registrert en viktig naturtype «Gammel furuskog» (ID: BN00000800) i området. Lokaliteten har innslag av gammel furu, men det er ikke spesielt mye død ved her, og lokaliteten mangler trolig kontinuitet pga. tidligere utnyttelse. Det er ikke registrert sjeldne arter på lokaliteten, men innslag av gammel furu gjør at lokaliteten blir vurdert som viktig (B-verdi).

Det er flere mindre vann lengst sør i nedbørfeltet, lengst unna tunnelen. Ved ugunstige sprekkeforhold kan en lokal lekkasje påvirke enkelte av disse vannene. Avstand til tunnelen og topografien tilsier at det er lite sannsynlig at disse blir påvirket.

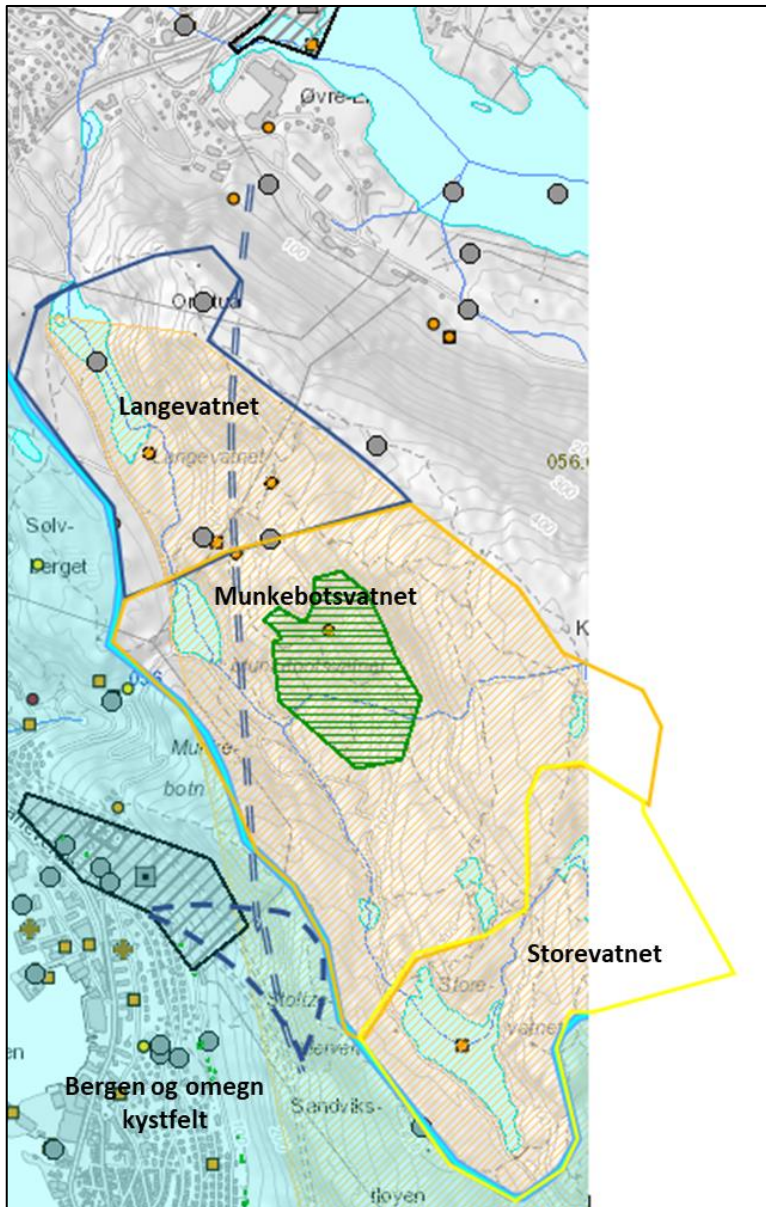
4.5.5 Storevatnet nedbørfelt

Tunnelen ligger i plannivå ca. 300 meter fra Storevatnet, og vil mest sannsynlig ikke påvirke nedbørfeltet.

4.5.6 Bergen og Omegn kystfelt

Nedbørfeltet fra Sandviken – Breiviken er bratt og uten vann eller myrer som kan påvirkes. Det antas liten påvirkning på bekker og vannforhold som følge av ny tunnel.

Løsmasser av silt og leire ned mot sjøen har et høyt poretrykk som følge av grunnvannstrykk i berget innenfor. Senkning av grunnvannsnivå i fjellet kan redusere poretrykket i silt/leire nedstrøms. Det er tidligere beregnet en potensiell setning på noen cm ved en senkning som følge av tunneler/berghaller i området (Nibio).



Figur 4-3: Nedbørfelt. Bergen og omegn kystfelt er i vest, med nedbørfeltene til Storevatnet, Munkebotsvatnet og Langevatnet fra sør mot nord. Viktige naturtyper (skravert) og rødlistearter er vist (oransje prikker).

4.5.7 Utsatte grunnvannsressurser

Det er registrert noen få grunnvannsbrønner i berg (blå sirkler i figur 4-4), men ingen er i direkte nærhet til hovedløp eller rampetunneler. Kartlegging av vannkvalitet og kapasitet i sårbare brønner bør gjennomføres i en senere planfase.



Figur 4-4: Oversikt over brønner. Blå sirkler er fjellbrønner og gule sirkler er løsmassebrønner. Området for planlagt forlengelse av Fløyfjell-tunnelen er vist.

4.5.8 Setningsproblematikk

Det er ingen områder som er vurdert som sårbare for setninger ved en eventuell senkning av grunnvannet som følge av tunneldrivingen.

5 Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkningsdel)

5.1 Bergoverdekning

Tunnelen er planlagt forlenget fra ca. profilnr. 2850 i eksisterende tunnel. Fra ca. profilnr. 2850 til 3350 følger traseen fjellsiden med omtrent 150 m overdekning. Fra ca. profilnr. 3350 til ca. 3450 krysser traseen et dalsøkk i fjellsiden med ca. 120 m overdekning. Deretter stiger overdekningen jevnt til ca. 285 m ved ca. profilnr. 3750. Overdekningen avtar jevnt til ca. 130 m ved ca. profilnr. 4200 ved passering under Munkebotselva. Forsenkningen er forventet å representere en markant svakhetssone. Overdekningen stiger deretter raskt til ca. 200 m ved ca. profilnr. 4325. Terrenget frem til ca. profilnr. 4600 er kupert, med overdekning på ca. 190-210 m. Fra ca. profilnr. 4600 stiger terrenget bratt til ca. profilnr. 4650. Herfra er overdekningen ca. 245 m frem til ca. profilnr. 4850. Deretter stiger terrenget trinnvis til høyeste punkt langs traseen. Overdekningen ved ca. profilnr. 5050 er ca. 315 m. Fra toppunktet avtar overdekningen jevnt frem til påhugget i Eidsvåg ved ca. profilnr. 5700.

5.2 Påhuggsforhold

Det følgende delkapitlet tar for seg påhuggsforholdene ved det nordlige påhugget i Eidsvåg for begge hovedløp og rampetunnelene, samt påhugg for rampetunneler i Sandviken. Ingeniørgeologiske vurderinger av kryssområdet for av- og påkobling til eksisterende Fløyfjelltunnel er omtalt i delkapittel 5.8.3.

5.2.1 Eidsvåg

Forventede bergartstyper ved påhugget i Eidsvåg er øyegneis og båndgneis i veksling. I påhuggsområdet er bergoverdekningen på sitt laveste sammenlignet med resten av tunneltraseen. Dette medfører at påhugget, samt en eventuell forskjæring, blir liggende i dagbergsonen, hvor berget er karakterisert av høyere oppsprekkings- og forvitningsgrad. Forventet bergsikringsbehov for de første tunnelsalvene vil sannsynligvis påvirkes av dagberget. Ved uttak av forskjæring og etablering av påhuggsflate i Eidsvåg kan det utføres sømboring for å bevare skjæringskonturen.

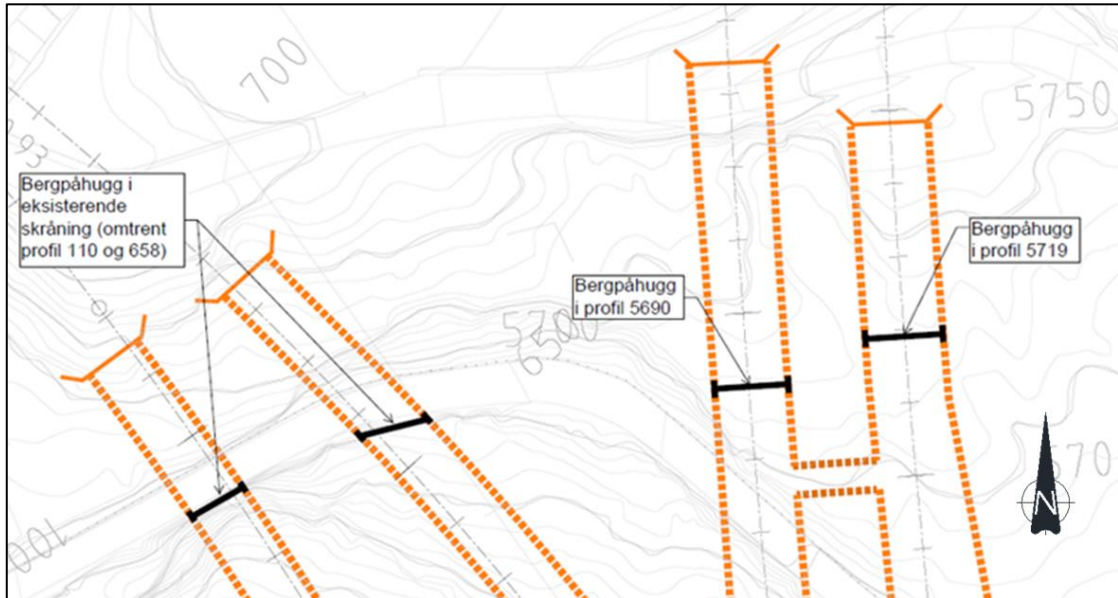
Ved befaring er det observert hyppige bergblotninger og det forventes beskjedne løsmassetykkelser i påhuggsområdet for hovedløpene. Det er utført geotekniske grunnboringer som indikerer opp til 3,7 m løsmassetykkelse (se figur 3-3). Foto av påhuggs-/forskjæringsområdet for hovedløpene er vist i figur 5-2.

Det er valgt å forskyve påhuggene noe i forhold til hverandre i plan. Påhugget for nordgående hovedløp er plassert i profil 5719 med 5 m bergoverdekning. Påhugget for sørgående hovedløp er plassert i profil 5690 med 5 m bergoverdekning. Vurdering av bergoverdekning er gjort basert på utførte grunnboringer i området.

Påhugg for av- og påkjøringsramper i nordenden av Fløyfjelltunnelen er planlagt mellom Øvre Eidet og Jordalsveien. Omlegging av Jordalsveien er nødvendig for etablering av påhugg. Forskjæring etableres inn til bergveggen like på innsiden av den eksisterende Jordalsveien, hvor bergoverdekningen er mer enn 10 m. Påhugg for avkjøringsrampen kan anlegges skrått på senterlinjen (ca. 60°).

Det er utført refraksjonsseismiske undersøkelser og grunnboringer i nærheten av rampe-tunnelene (figur 3-3). Undersøkelsene viser 1-3 m løsmassedybde på tvers av forskjæringen.

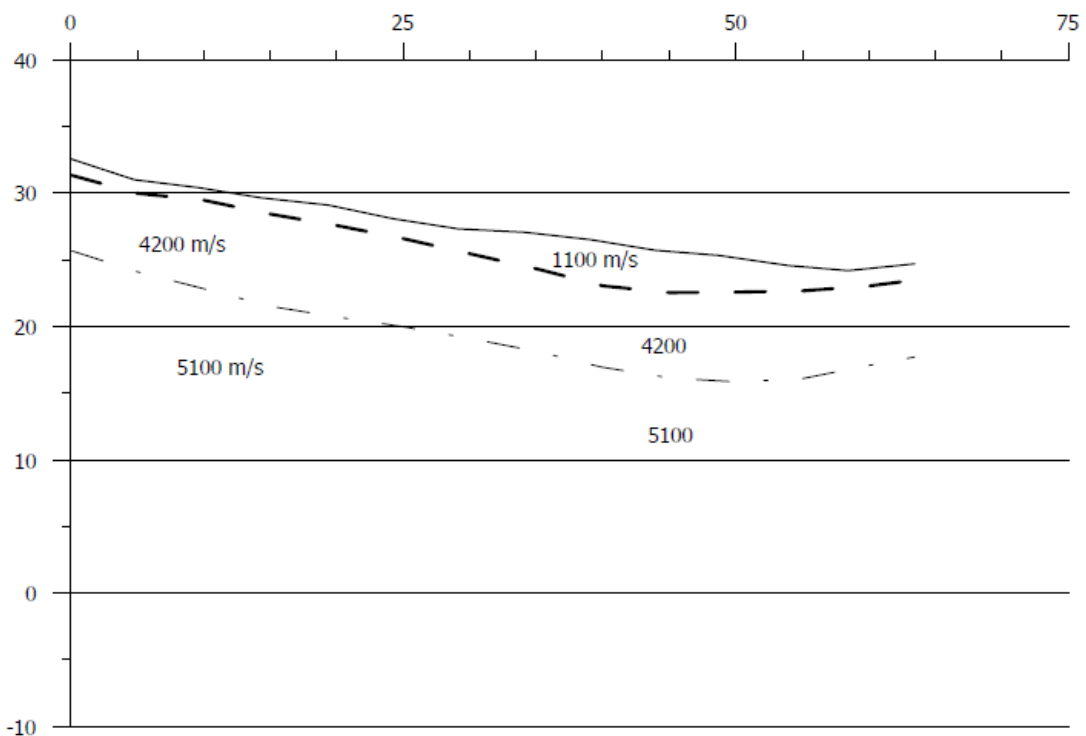
Dagbergsonen er tolket å ha en utbredelse mot dypet på ca. 5 m. Ytterste del av forskjæringen anlegges som graveskråning, basert på utførte boringer i Øvre Eidet (12 m til berg).



Figur 5-1: Anbefalt plassering av bergpåhugg for de fire tunnelene i Eidsvåg, basert på utførte grunnboringer og refraksjonsseismikk.



Figur 5-2: Foto av påhuggs-/forskjæringsområdet for hovedløpene i Eidsvåg. Bildet er tatt mot vest. En kan tydelig se bergkoller nær overflaten, med mellomliggende søkk.



Figur 5-3: Øverst: Foto mot sørøst av forskjæringsområdet for av- og påkjøringsramper i Eidsvåg. Nederst: Tolket resultat av utført refraksjonsseismikk i overkant av terrengdepresjonen på bildet. Hastighet på 4200 m/s kan tolkes å representere dagberg ned

mot ca. 5 m under bergoverflaten. Profilet er speilvendt sammenlignet med bildet. For plassering av profilet, se figur 3-3.

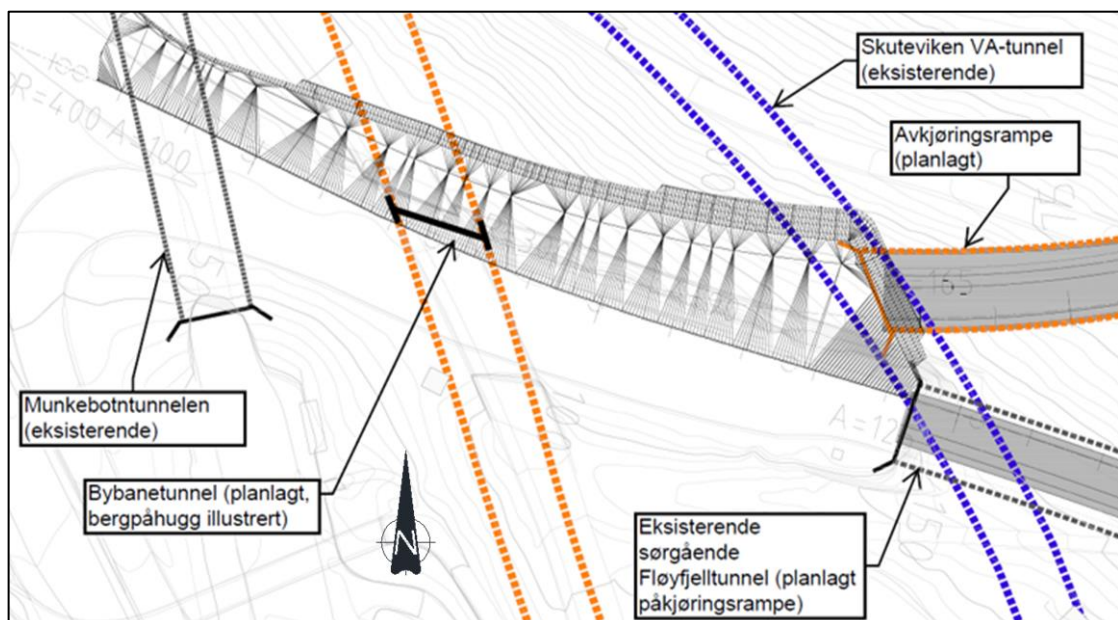
5.2.2 Sandviken

Det er planlagt å benytte eksisterende sørgående løp som påkjøringsrampe i det nye vegsystemet. Forskjæringen for eksisterende sørgående løp skal utvides til å omfatte av- og påkjøringsramper som vist i figur 5-4. Forskjæringen blir mer enn 20 m høy, med bratt overliggende terreng. Den er plassert i geoteknisk kategori 3, og vil omtales i en egen rapport våren 2022, som en del av leveransen for delstrekning 2 (RA-DS2-010).

For å redusere terrenginngrepet, og unngå konflikt med Fjellveien i overkant av forskjæringen, er det planlagt skrått påhugg for avkjøringsrampen, ca. 60° fra senterlinjen. Ved skrått påhugg må det vurderes behov for ekstra lange forbolter i siden inn mot Fjellveien. Ved sikring må det tas høyde for at hengen ytterst i påhugget er lite innspent. Minste bergoverdekning i påhugget for hhv. av- (nordre) og påkjøringsrampe (søndre) er ca. 8 m og 5 m.

Bergstabben mellom løpene er ca. 8 m i påhugget. Basert på observasjoner i eksisterende forskjæring er bergmassekvaliteten god, og stabbebredden følgelig vurdert som tilstrekkelig. Bredden øker raskt innover i fjellet.

Området for planlagt forskjæring og påhugg for ny avkjøringsrampe ligger innenfor aktsomhetsområdet for utløpsområdet for snøskred og steinsprang. Det er utført skredfarevurdering i området rapportert i NO-DSF-010. Konklusjonen er at det vil bli behov for sikringstiltak mot steinsprang i overkant av forskjæringen. For detaljer henvises det til NO-DSF-010 [7].



Figur 5-4: Skisse av påhuggsområdet for rampetunneler i Sandviken.

5.3 Tolket bergartsfordeling i tunnelnivå

Basert på NGUs berggrunnskart, inklusive geologiske vertikallprofiler, er det utført en tolkning av forventet bergartsfordeling i tunnelnivå (tabell 5-1). Tolkningen er beheftet med stor

usikkerhet, spesielt med hensyn til mektigheten og utbredelsen av kvartsitt i tunnelnivå. Merk at traseen krysser kvartsitten med relativt spiss vinkel.

Overgangen mellom gneisbergartene i Blåmannsdekket er forventet å være glidende, og bergartene forventes å utvise nokså like bergmekaniske og drivetekniske egenskaper.

Tabell 5-1: Tolket bergartsfordeling i tunnelnivå. Merk at estimatet er beheftet med betydelig usikkerhet, spesielt med tanke på utbredelsen av kvartsitt.

Profil fra	Profil til	Bergart	Lengde (m)
Nordgående hovedløp			
2860	4120	Migmatittisk gneis	1260
4120	4400	Øye- og båndgneis	280
4400	5490	Kvartsitt	1090
5490	5720	Øye- og båndgneis	230
Sørgående hovedløp			
2845	4290	Migmatittisk gneis	1445
4290	4410	Øye- og båndgneis	120
4410	5525	Kvartsitt	1115
5525	5690	Øye- og båndgneis	165
Påkjøringsrampe, nord			
110	235	Øye- og båndgneis	125
235	675	Kvartsitt	440
Avkjøringsrampe, nord			
0	400	Kvartsitt	400
400	655	Øye- og båndgneis	255
Påkjøringsrampe, sør (eksisterende)			
150	1005	Migmatittisk gneis	855
Avkjøringsrampe, nord			
0	770	Migmatittisk gneis	770

5.4 Bergmassens detaljoppsprekking

Tunneltraseen har varierende retning fra NNV-SSØ til NNØ-SSV. Sprekkesettende beskrevet i delkapittel 3.1.2 vil krysse traseen med varierende vinkel. Langs første del av traseen forventes foliasjonen å krysse traseen med nokså spiss vinkel, stedvis tilnærmet parallelt. Ved tett oppsprekking kan dette gi utfordrende driveforhold. Her forventes steile, avløsende tverrsprekker. Etter hvert som traseen svinger mot NNØ-SSV forventes både foliasjonen og de steile tverrsprekkene å krysse traseen med moderat vinkel, som tolkes som mer gunstig for tunneldrivingen.

5.5 Svakhetssoner

Det er forventet opptreden av flere svakhetssoner langs tunneltraseen, basert på tolkning av topografiske og berggrunnsgeologiske kart, LiDAR, refraksjonsseismikk, samt observasjoner av depresjoner i terrenget under ingeniørgeologisk feltkartlegging. Basert på tilgjengelig grunnlagsmateriale forventes sonene å være karakterisert av økt oppsprekingsgrad, samt innslag av sleppemateriale og sprekkbelegg som leire og kloritt. Det er foreløpig knyttet stor usikkerhet til antall soner, samt sonenes fall, utbredelse og karakter, i tunnelnivå. Anbefalinger til supplerende grunnundersøkelser for verifisering av innledende tolkning er omtalt i kapittel

6. En oversikt over kartlagte lineamenter som krysser tunneltraséene er presentert i tabell 5-2. Illustrasjonsfoto av Munkebotnforkastningen, samt beskaffenheten av bergmassen i dagen her, er vist i figur 5-5. Merk spesielt på ingeniørgeologiske lengdeprofiler at tolkede svakhetssoner ikke nødvendigvis sammenfaller med terrengdepresjoner. Dette er fordi sonene ikke krysser normalt på senterlinjen.



Figur 5-5: Foto av Munkebotsdalen sett mot nord, samt detalj av bergforhold på overflaten.

Tabell 5-2: Oversikt over tolkede svakhetssoner langs tunneltraseen.

Svakhetszone (se plan- og profiltegninger i vedlegg)	Antatt bredde (m)	Profil fra	Profil til	Krysningsvinkel (°)	Antatt sant fall (°)
Nordgående hovedløp					
6	10	3495	3515	30-60	90
7	10	3850	3870	30-60	90
8	10	4125	4145	30-60	90
9	10	4175	4200	30-60	90
10	30	4310	4355	30-60	45
11	5	4380	4395	30-60	90
12	5	4425	4435	0-30	90
13	5	4560	4585	60-90	90
14	5	4770	4790	60-90	90
15	5	4880	4895	0-30	90
16	5	5045	5055	0-30	90
17	5	5260	5280	30-60	90
18	5	5400	5415	30-60	90
Sørgående hovedløp					
6	10	3440	3460	30-60	90
7	10	3855	3875	30-60	90
8	10	4145	4165	30-60	90
9	10	4125	4145	30-60	90
10	30	4310	4355	30-60	45
11	5	4350	4365	30-60	90
12	5	4405	4415	0-30	90
13	5	4500	4525	60-90	90
14	5	4700	4735	60-90	90
15	5	4845	4860	0-30	90
16	5	5020	5030	0-30	90
17	5	5220	5240	30-60	90
18	5	5350	5370	30-60	90
Påkjøringsrampe, nord					
17	5	565	580	30-60	90
18	5	430	450	30-60	90
Avkjøringsrampe, nord					
17	5	190	210	30-60	90
18	5	340	355	30-60	90
Påkjøringsrampe, sør (eksisterende)					
4	5	175	180	0-30	90
5	5	265	275	0-30	90
6	10	445	455	0-30	90
Avkjøringsrampe, sør					
4	5	725	735	0-30	90
5	5	640	650	0-30	90
6	10	375	385	0-30	90

5.6 Tolket bergmassekvalitet i tunnelnivå

Ut ifra utført kartlegging i dagen over den planlagte traseen, kartlegging i eksisterende Fløyfjelltunnel og Ulriken jernbanetunnel, samt vurdering av tolkede svakhetssoner basert på faglig skjønn, er det utført en innledende tolkning av forventet fordeling av bergmasseklassene i tunnelnivå (tabell 5-3). Merk at fordelingen er beheftet med betydelig usikkerhet. Det er ikke grunnlag for å skille mellom forventet prognose i de to hovedløpene. Prognosen er beregnet med sørgående løp som utgangspunkt. Enkelte generelle punkter er vurdert som følger:

- Gneisbergartene er som hovedregel plassert i klasse A/B (god til svært god).
- Kvartsitten utviser dårlig kvalitet på overflaten. Det forventes at kvaliteten bedres mot dypet. Følgelig er denne plassert i klasse C (middels).
- Sideberg til svakhetssoner er plassert i klasse D (dårlig)
- Områder nære påhugg plassert i hhv. klasse C og D, avhengig av bergoverdekningen (< 10 m er plassert i klasse D).
- Svakhetssoner er plassert i klasse E (svært dårlig).

Tabell 5-3: Tolket fordeling av bergmasseklasser i tunnelnivå.

Antatt bergmasseklasse (etter Q-systemet)	Lengde (m)	Andel (%)
Hovedløp (begge)		
A/B	1215	43 %
C	1120	39 %
D	235	8 %
E	275	10 %
Påkjøringsrampe, nord		
A/B	0	0 %
C	510	90 %
D	20	4 %
E	35	6 %
Avkjøringsrampe, nord		
A/B	0	0 %
C	600	92 %
D	20	3 %
E	35	5 %
Påkjøringsrampe, sør (eksisterende)		
A/B	555	67 %
C	245	30 %
D	30	4 %
E	25	3 %
Avkjøringsrampe, sør		
A/B	670	87 %
C	40	5 %
D	30	4 %
E	30	4 %

5.7 Bergspenninger

For beskrivelse av bergoverdekningen langs traseen henvises det til delkapittel 5.1. Bergoverdekningen indikerer at det forventes moderate bergspenningsforhold langs tunneltraseen, som er gunstig for stabiliteten. Laveste innspenning vil være nær påhugget i Eidsvåg, som kan medføre stabilitetsutfordringer ved tett oppsprukket dagfjell eller sprekkesett som tilrettelegger for kileutglidning. Det antas at tunnelen raskt oppnår tilfredsstillende bergoverdekning, og at spenningen da i liten grad er påvirket av topografiske forhold.

Ved maksimal bergoverdekning lik ca. 315 m ved ca. profilnr. 5050 vil vertikalspenning lik overlagingstrykket, ved antatt egenvekt lik 2600 kg/m^3 , være lik:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h = 2600 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,81 \text{ N/kg} \cdot 315 \text{ m} = 8,0 \text{ MPa}$$

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

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

Hvor ν er Poissons forholdstall. Størrelsen varierer oftest mellom 0,15 og 0,35 avhengig av bergets elastiske egenskaper. Den teoretiske horisontalspenningen ved maksimalt overlagingstrykk, beregnet vha. uttrykket over, vil derfor være i størrelsesorden 1,5-4,5 MPa. Uttrykket bør imidlertid kun betraktes som et teoretisk utgangspunkt, fremfor et praktisk estimat for bruk. Sannsynligvis vil tektoniske bergspenninger også påvirke bergspenningsbildet i området.

Utførte bergspenningsmålinger ved hydraulisk splitting, i forbindelse med prosjektering av Haukeland stasjon (BT4), har indikert høye horisontalspenninger sammenlignet med overlagingstrykket [6]. Videre har utførte bergspenningsmålinger i Skuteviken VA-tunnel, ved Sandvikskirken, med 2D-doorstopper indikert anisotrope horisontalspenninger, med stedvis høye verdier for største horisontalspenning, og stedvis lave verdier (strekkspenning) for minste horisontalspenning. Største hovedspenning er forventet å ha orientering NNV-SSØ. Det betyr at minste hovedspenning er ventet å stå nokså normalt på tunnelaksen. Begge rundene med målinger er imidlertid utført relativt nære overflaten, og det forventes at spenningsbildet vil være nærmere isotropt på 200-300 m dyp. Det antas følgelig gunstige spenningsforhold. Ved driving av gamle Ulriken jernbanetunnel oppstod det problemer med sprakeberg. Bergoverdekningen er stedvis opp mot 600 m. Det er imidlertid ikke angitt noen lokalitet for problemene. Merk at stor grad av skifrihet, som kvartsitten ved Munkebotvatnet (figur 5-6), kan gi anisotrope styrkeegenskaper, og redusert styrke ved belastning langs foliasjonen. Sprø, anisotrope bergarter er utsatt for avskalling selv ved relativt moderat bergoverdekning (200-300 m), og begynnende bruddannelse i veggene for Fløyfjelltunnelen kan ikke utelukkes.



Figur 5-6: Foto av skifrig/anisotrop kvartsitt nordøst for Munkebotsvatnet.

5.8 Drivetekniske aspekter og spesielle geometrier

5.8.1 Generelt

Det er ikke forventet spesielle forhold knyttet til bergmassens borbarhet og sprengbarhet utover variasjoner som må påberegnes ved driving gjennom ulike bergarter. Bergarten er i hovedsak granittisk til intermedier gneis, med ulik struktur og omdanningsgrad, herunder øyegneis, båndgneis og migmatittgneis. Gneisbergartene utviser erfaringsmessig middels borsynk og borslitasje, og middels god sprengbarhet. I tillegg skal det drives gjennom et kvartsittbelte på ca. 1 km langs tunneltraseen. Kvartsitt medfører ofte høy borslitasje og lav borsynk. Sprengbarheten er oftest god. Merk at borbarhet og sprengbarhet også vil avhenge av oppsprekingsgrad og stedlige geologiske strukturer som påvirker innspenningen, og at karakteriseringen ovenfor kun kan betraktes på generelt grunnlag.

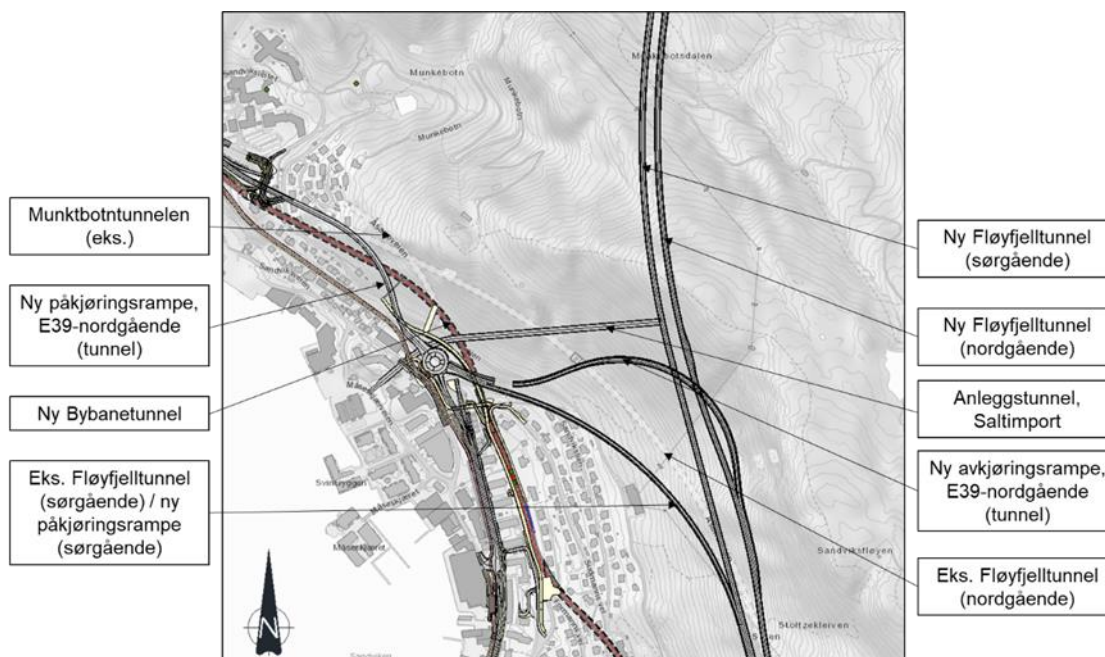
Ved kryssing av svakhetssoner må det påberegnes reduserte salvelengder og/eller oppdeling av tverrsnittet, samt installasjon av forbolter (spiling) for å opprettholde konturen og sikre trygge arbeidsforhold før installasjon av permanent bergsikring.

Bergstappen mellom de to hovedløpene bør ha en bredde på minimum 10 m for å opprettholde tilstrekkelig lastbærende kapasitet. Bredden må stedvis tilpasses for å gjøre plass til tekniske bygg på tvers av tunneløpene. Det er lagt opp til 15 m stabbestredde i området uten spesielle tiltak (ref. tegning BT5-F-F0102). Spesielle vurderinger av stabbestredde er gjort for koblingssonen (se kap. 5.8.3).

5.8.2 Anleggstunnel

Det er planlagt å etablere en anleggstunnel fra Saltimport-tomten i Måseskjærveien. En oversiktstegning over tunnelens plassering i forhold til andre tunneler er vist i figur 5-7.

Ingeniørgeologiske og hydrogeologiske vurderinger knyttet til anleggstunnelen er beskrevet i rapport RA-DSFF-001 [8].



Figur 5-7: Oversiktskart med anvisning av fremtidig vegnettverk i området for tverrslag fra Måseskjærvegen inn til ny Fløyfjelltunnel.

5.8.3 Koblingssonen i Sandviken

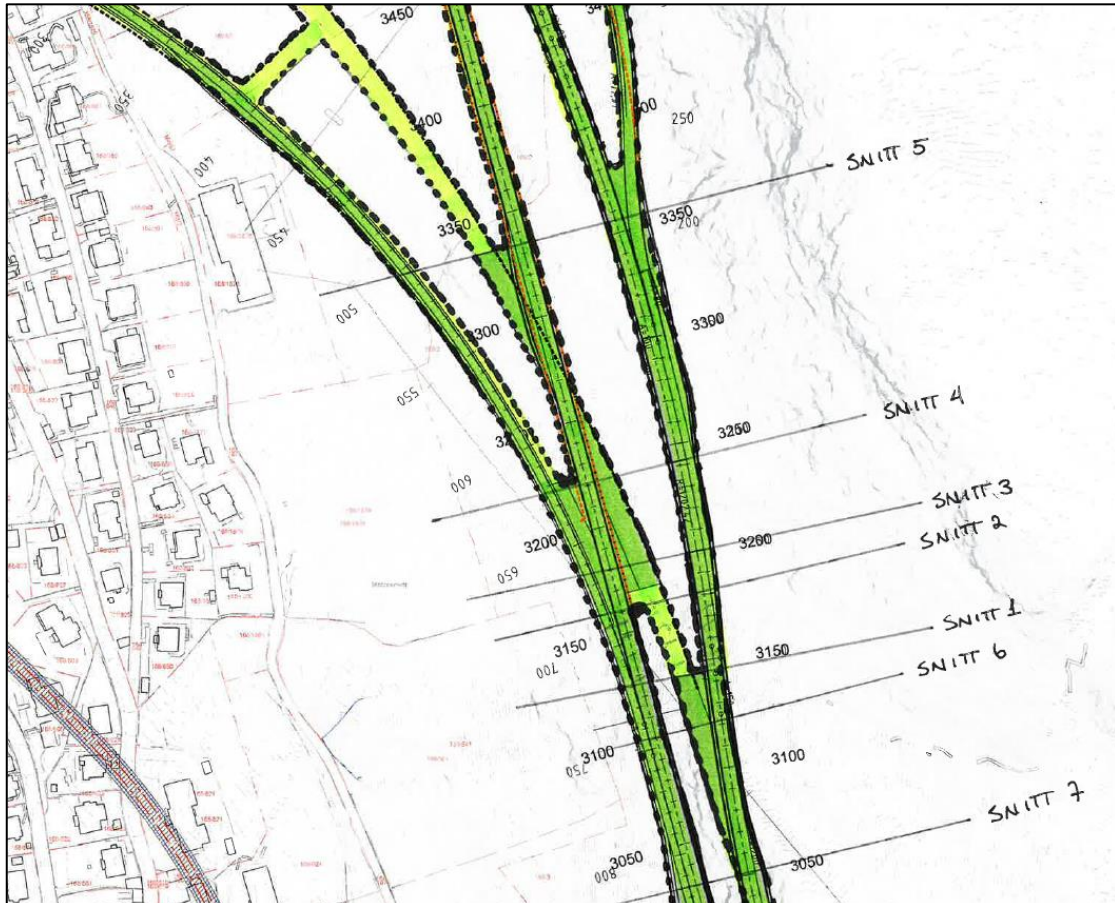
Innledning og bakgrunnsinformasjon

Det er utført en innledende ingeniørgeologisk vurdering av koblingssonen mellom eksisterende tunneler og forlenget Fløyfjelltunnel. De geometriske forutsetningene for vurderingen er som vist på skissene under (figur 5-8 og figur 5-9). Geometrien bygger på «Alternativ 2B» fra en tidligere utarbeidet rapport utgitt av Sweco i 2018 [6], som forutsetter utnyttelse av bergpilarer for å oppnå gunstig spenningsfordeling og tilfredsstillende stabilitet.

Bergmassen er i hovedsak ventet å være kompetent migmatittisk gneis av middels til god kvalitet. Sweco har utført bergmasseklassifisering i eksisterende tunnelsystem som grunnlag for numerisk analyse av koblingssonen. Det er registrert Q-verdier på intervallet 3-25. Utførte bergmekaniske tester på gneis fra Sandviken-området indikerer høy til svært høy styrke, avhengig av lastretningen på foliasjonen (80-150 MPa).

Bergoverdekningen over koblingssonen er ca. 130 m. Terrenget faller bratt mot sørvest. Teoretisk vertikalspenning er ca. 3,5 MPa. Utførte bergspenningsmålinger ved Haukeland holdeplass (byggetrinn 4) og Skuteviken VA-tunnel (delstrekning 2, byggetrinn 5) indikerer opptreden av tektoniske spenninger. Horisontalspenningene er opptil flere ganger høyere enn teoretisk vertikalspenning. Merk imidlertid at det også er målt lave verdier, og stedvis strekkspenninger, for minste horisontalspenning. For koblingssonen antas det at minste horisontalspenning står normalt på tunnelaksen, basert på dalsidegeometrien og tidligere utførte spenningsmålinger. Koblingssonen ligger i størrelsesorden 100 m innenfor dalsiden, derfor forventes mer isotrope spenningsforhold enn det som er målt ved ovennevnte lokaliteter. Merk at bergspenninger kan variere mye over korte strekninger, særlig i områder

med kompleks strukturgeologi, og utførte bergspenningsmålinger er ikke nødvendigvis representative for lokale forhold i området for koblingssonen..



Figur 5-8: Planskisse av koblingssonen med anvisning av relevante snitt.

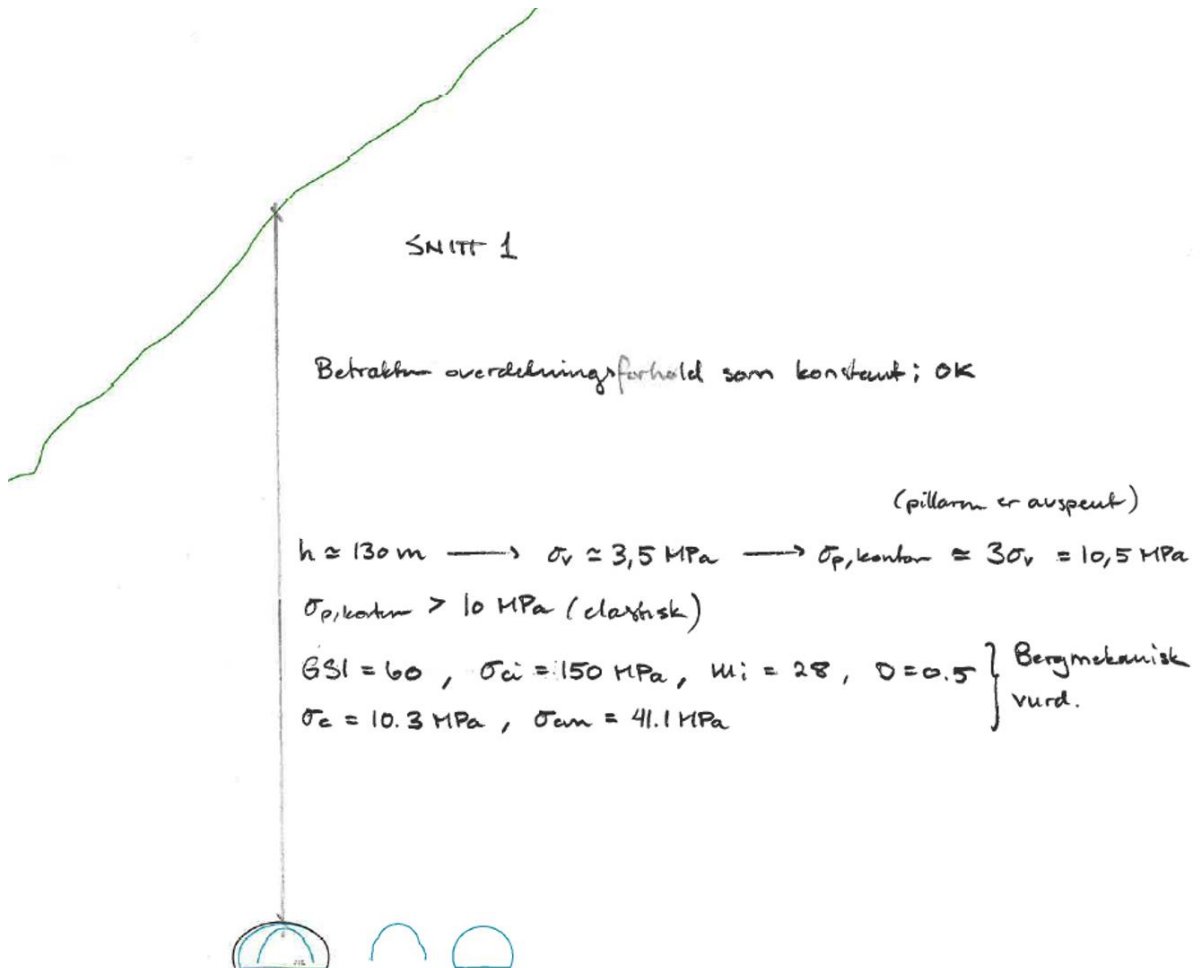
Generelle bergmekaniske vurderinger

Ved design av koblingssonen fremheves to hovedutfordringer med hensyn til stabilitet:

- i. Bruddannelse i gjenstående, lastbærende pilarer
- ii. Kileutglidning i tunnelhengen som følge av lav innspenning og/eller ugunstig sprekkeorientering

Ved vurdering av bruddannelse i gjenstående, lastbærende pilarer er det utført en enkel analyse av bergmassens enaksiale trykkfasthet ved Hoek-Brown-kriteriet. Denne ventes å være i størrelsesorden 10 MPa, medregnet sprengningsindusert skade. Den teoretisk, maksimale pilarspenningen (på konturen) er i samme størrelsesorden som bergmassens enaksiale trykkfasthet (3 x vertikalspenningen). Følgelig må det forventes begynnende bruddannelse på pilarkonturen. Mot senter av pilaren øker omslutningstrykket, og dermed også bergmassens trykkfasthet. Bruddutviklingen avgjøres av pilarens bredde sammenlignet med spennvidden av tilstøtende bergrom. Som en grunnregel vil senter av pilaren være elastisk belastet dersom bredden tilsvarer halve spennvidden av tilstøtende bergrom, forutsatt middels til god bergmassekvalitet. Dersom bredden er mindre enn dette, vil det være mulighet for gjennomgående brudd. For å unngå gjennomgående brudd, kan omslutningstrykket økes ved installasjon av bergsikring. Økt omslutningstrykk gir økt styrke av pilaren. Merk at

designkriteriet er en teoretisk grunnregel som avhenger av bergforhold og faktisk endelig kontur. Lokale geologiske utfall vil kunne redusere den effektive pilarbredden. Utstrekningen av kritiske områder bør derfor betraktes med forsiktighet.



Figur 5-9: Enkelt bergmekanisk grunnlag for vurderinger. Grønn linje viser terrengoverflate og blå linje viser tunnelkontur. Snittet sees mot nord.

Ved store spenn er det kritisk å utforme bergrommet slik at bergmassens selvberende evne opprettholdes. Økt krumning av tunnelhengen skaper en naturlig lastberende bue i berget innenfor tunnelkonturen. Sammen med forsterkende bergsikring kan selv store spenn stå stabilt uten konstruksjonstiltak. Som hovedregel bør det forutsettes pilhøyder på omtrent 15-20 % av bergrommets spennvidde. Ved ugunstig orientering av horisontalspenningene (mao. minste horisontalspenning normalt på tunnelaksen) bør pilhøyden være minst 20 % av bergrommets spennvidde. Det må påberegnes systematisk bolting med kraftige, lange sikringsbolter (Ø25-32 mm, 6-8 m), kombinert med sprøytebetong, for å forsterke bergmassens selvberende evne.

Spesielle ingeniørgeologiske og bergmekaniske vurderinger

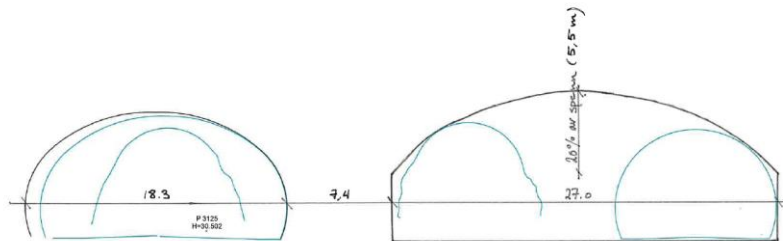
Det er vist syv ulike tverrsnitt på skissene under. Tverrsnittene er kritiske snitt for de to ovennevnte stabilitetsutfordringene. Under oppsummeres spesielle vurderinger knyttet til de ulike områdene. Det henvises hele tiden til profilnummer for planlagt sørgående hovedløp. Grønne linjer er direkte snitt fra scanning av eksisterende tunnel, samt teoretisk T9,5

tunnelprofil langs veglinjen. Sorte linjer er ingeniørgeologens skisser av anbefalt bergromsutforming i tverrsnitt.

Området fra profil 3100-3125 er kritisk med hensyn til bruddannelse i gjenstående pilar. Pilarbredden er mindre enn halve spennvidden av tilstøtende tunneler, og det må påberegnes omfattende bergsikring for å opprettholde tilstrekkelig omslutningstrykk og pilarstyrke. Bruddannelsen kan potensielt være totalt gjennomgående ved ugunstige bergforhold. Problematikken er ventet å være økende mot profil 3125. Bruk av gjennomgående, forspente bolter kan være aktuelt. Geometrien i «Snitt 1» representerer den mest kritiske utformingen. Pilarbredden er ca. 7,5 m – sammenlignet med spennvidden av tilstøtende bergrom på hhv. 18 og 27 m. Spennvidden til nordgående løp avtar gradvis mot sør. Ved profil 3100 («Snitt 6») er pilarbredden ca. 9 m. Til sammenligning er spennvidden på tilstøtende tunneler hhv. 15,5 m (sørgående) og 22 m (nordgående). Da er kriteriet pilarbredde lik halv, gjennomsnittlig spennvidde oppfylt. Problemet med bruddannelse i pilaren er følgelig ventet å være fremtredende over ca. 25 m. Sør for profil 3100 er stabiliteten ventet å være ok, men noe økt sikringsomfang enn for ordinær stabbe mellom hovedløpene må påberegnes helt tilbake til profil 3030 («Snitt 7»).

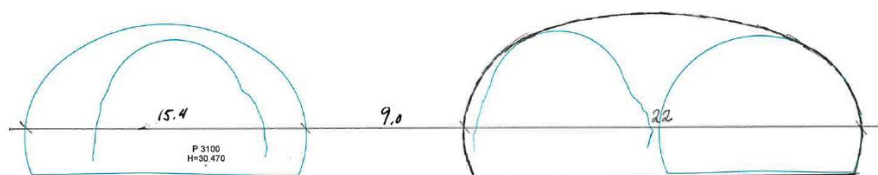
I «Snitt 1» vises sammenslått bergrom for forlenget nordgående og eksisterende nordgående løp. Pilhøyden er satt lik 20 % av spennvidden. Total høyde er ca. 10,5 m midt i hengen.

SNITT 1



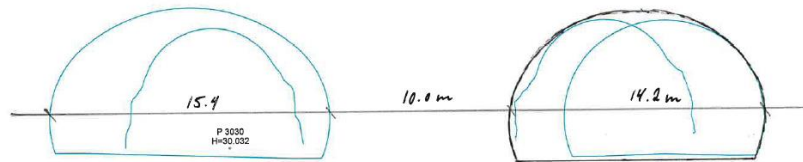
Figur 5-10: Tverrsnitt sett mot nord ved profil 3125 sørgående hovedløp.

SNITT 6



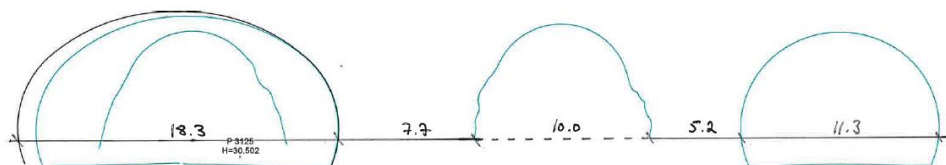
Figur 5-11: Tverrsnitt sett mot nord ved profil 3100 sørgående hovedløp.

SNITT 7

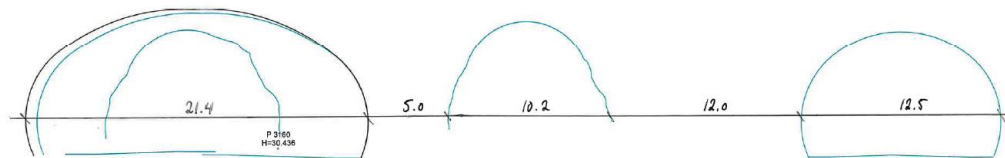
*Figur 5-12: Tverrsnitt sett mot nord ved profil 3030 sørgående hovedløp.*

«Snitt 1*» representerer snittet hvor to pilarer bærer lasten av overliggende berg (profil 3125-3160). Her er pilarbredden på de to pilarene større enn halve spennvidden av tilstøtende tunneler, som gir en mer gunstig lastfordeling enn på strekningen lenger sør. Bredden er imidlertid ikke større enn ca. 5-7 m i kritisk snitt. Ved så lave pilarbredder over en strekning på 30-40 m, vil utglidninger som følge av lokale strukturer uansett kreve omfattende bergsikring, slik at effektiv pilarbredde bevares. «Snitt 2» representerer enden av denne seksjonen (profil 3160). Her er pilarbredden for østlige pilar i samme størrelsesorden som spennvidden til tilstøtende bergrom, og stabiliteten er ventet å være god. For vestlige pilar gjelder de samme betraktningene som for vestlig pilar i «Snitt 1*».

SNITT 1*

*Figur 5-13: Tverrsnitt sett mot nord ved profil 3125 sørgående hovedløp.*

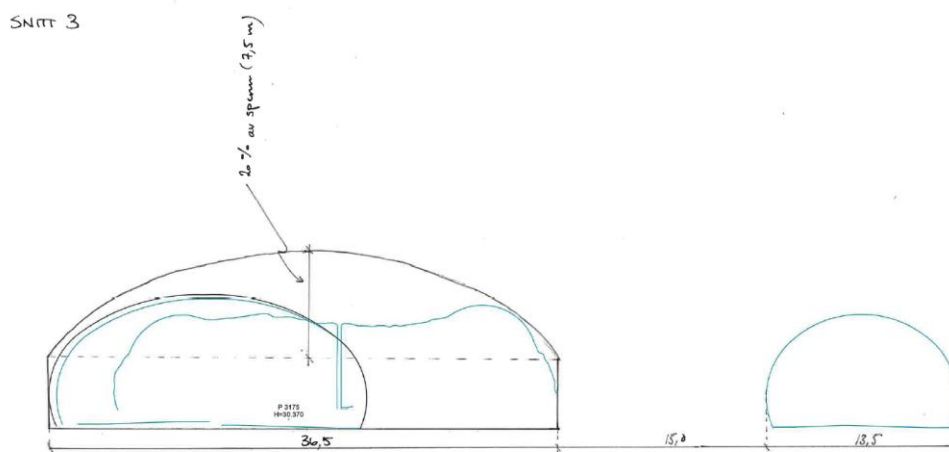
SNITT 2



Figur 5-14: Tverrsnitt sett mot nord ved profil 3160 sørgående hovedløp.

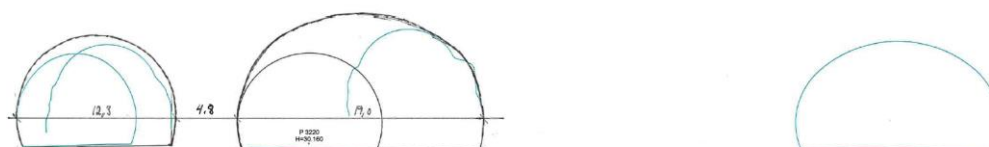
«Snitt 3» representerer snittet med maksimal spennvidde på ca. 36 m. Bredden på pilaren (15 m) forventes å være tilstrekkelig med hensyn til bruddannelse og bæreevne. Hovedutfordringer er ventet å være knyttet til utfall i tunnelhengen. Pilhøyden er satt lik 20 % av spennvidden. Total høyde av bergrommet er ca. 14 m midt i hengen. Lengden av dette bergrommet er ca. 60m (fra «Snitt 2» ved profil 3160 til «Snitt 4» ved profil 3220). Pilarbredden mot forlenget nordgående løp øker mot nord til ca. 24 m i «Snitt 4».

«Snitt 4» representerer starten på pilaren mellom eksisterende sørgående løp og koblingen mellom planlagt sørgående og eksisterende nordgående løp. Pilarbredden er kun ca. 5 m ved profil 3220, men øker raskt mot nord. Følgelig er det ventet at bruddannelsen vil være begrenset til ytterste del av pilaren. Her må det påberegnes omfattende sikring. Mindre pilarbredder enn 5 m er ikke hensiktsmessig, da kombinasjonen av bruddannelse, sprengningsskade og utfall forårsaket av lokale geologiske strukturer da vil kunne medføre tilnærmet totalt tap av bæreevnen i pilaren.



Figur 5-15: Tverrsnitt sett mot nord ved profil 3175 sørgående hovedløp.

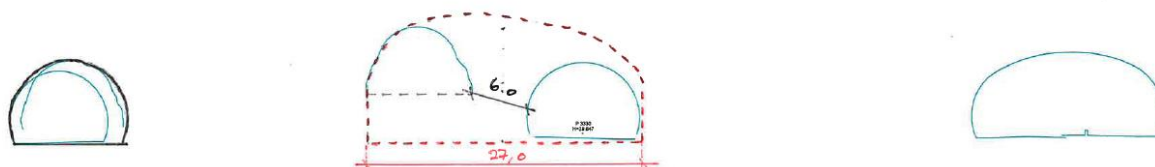
SNITT 4



Figur 5-16: Tverrsnitt sett mot nord ved profil 3220 sørgående hovedløp.

«Snitt 5» representerer starten på pilaren mellom eksisterende nordgående løp og planlagt sørgående løp. Vurderinger av pilarstabilitet ligner betraktningen for «Snitt 4». Det sammenslåtte bergrommet sør for «Snitt 5» vil ha en spennvidde på maksimalt 27 m, og vil potensielt kunne utformes noe asymmetrisk for å redusere uttaksvolumet (pga. høydeforskjell i sålen).

SNITT 5



Figur 5-17: Tverrsnitt sett mot nord ved profil 3330 sørgående hovedløp.

Anbefalt videre arbeid i neste planfase

Dersom berguttaket skal optimaliseres ytterligere, f.eks. ved å senke pilhøyden eller redusere pilarbredden, anbefales det å utføre en ny numerisk FEM-analyse i RS2 av ovennevnte snitt. Videre anbefales det å utføre en geometrisk analyse av strukturelt betinget stabilitet i *Unwedge* for å identifisere potensielle blokkvolumer og utbredelse fra tunnelkonturen (som grunnlag for prosjektering av boltelengder og boltedimensjoner), også for nåværende design.

5.8.4 Vurdering av luftesjakt i Eidsvåg

Det er planlagt å drive en ventilasjonshall med tilhørende luftesjakt fra østveggen i nordgående hovedløp omtrent 90 m fra bergpåhugget i Eidsvåg (bergpåhugg ved profil 5719). Bergrommet og sjakten har dimensjoner som vist på skissene under (figur 5-18).

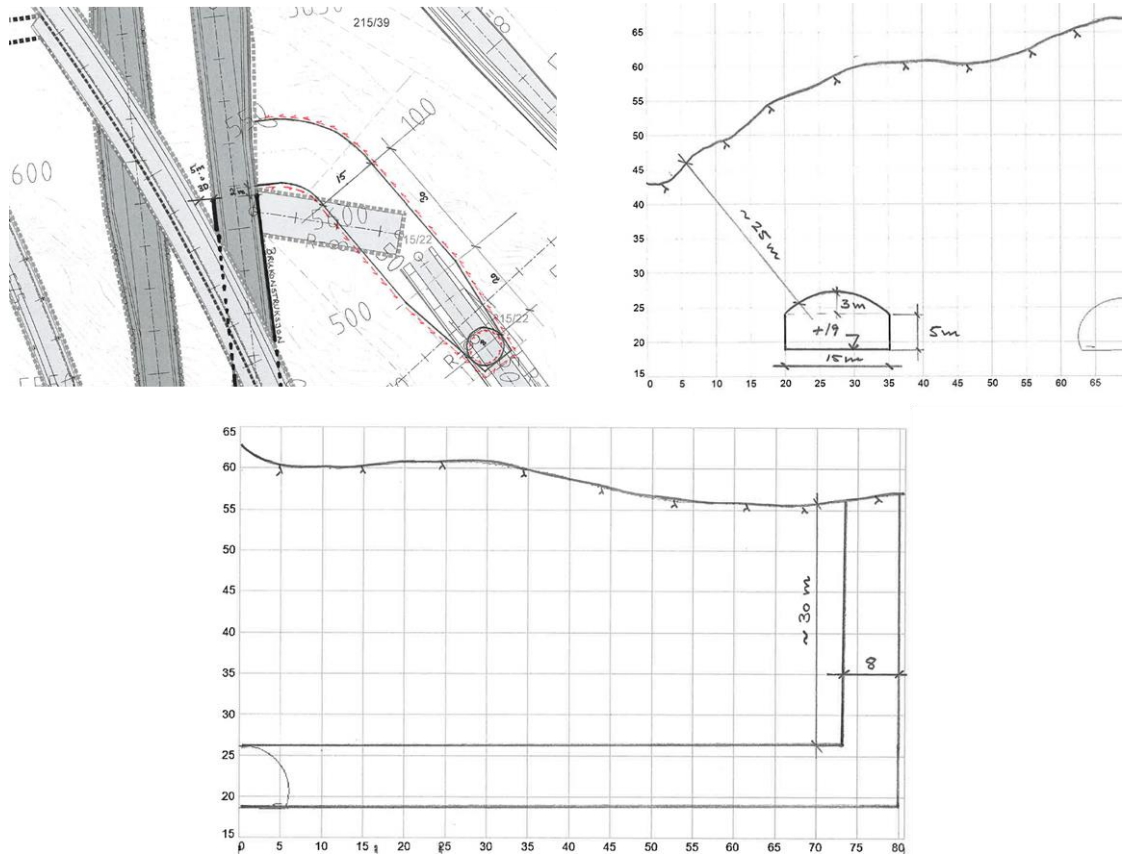
Ventilasjonshallen ligger i nærheten av krysningen mellom avkjøringsrampen og hovedløpet. Rampetunnelen ligger over hovedløpet med liten vertikal bergoverdekning (ned mot 2 m). Det

skal bygges en hvelvformet brukonstruksjon i betong i hovedløpet langs hele krysningen. For å sikre tilfredsstillende stabilitet i kryssområdet, bør brukonstruksjonen forlenges til profilet hvor minste avstand mellom sprengningsprofilene er minst 5 m. Påhugget for ventilasjonshallen vil ligge nord for denne brukonstruksjonen. Anbefalt avstand mellom brukonstruksjonen og ventilasjonshallens sørlige vegg er minst 2 m. Gjeldende utforming vist i modell overholder minstekravene med god margin.

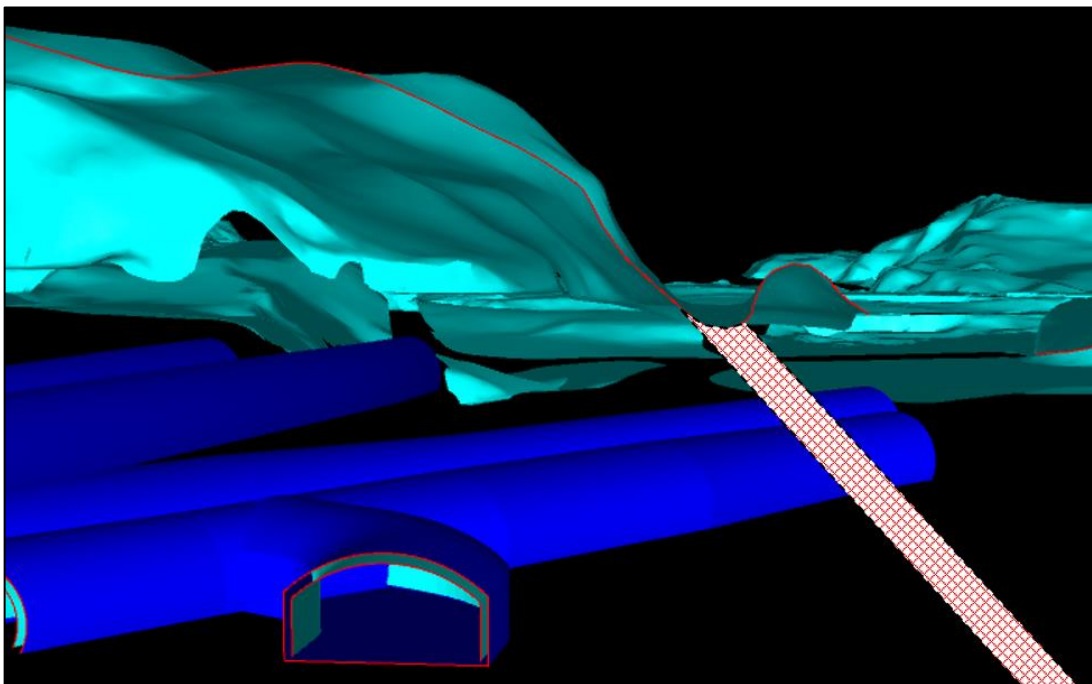
Bergsjakten er planlagt med sirkulært tverrsnitt med diameter 8 m, og den vil være omtrent 30 m lang. Det vil bli behov for sprengning av sjakten. Boring av pilottunnel ned til ventilasjonshallen, med påfølgende strossing av sjakten, kan være en aktuell uttaksmetode. Detaljer må planlegges i neste planfase.

Sideoverdekningen (minste avstand til overflaten) for ventilasjonshallen ut mot dalsiden er konstant i størrelsesorden 25 m. Dette er vurdert som tilstrekkelig for stabiliteten. Sålen ligger på ca. kote +19 (som hovedtunnelen).

Det må påberegnes systematisk bergsikring av ventilasjonshall og luftesjakt med 4-6 m lange sikringsbolter i ventilasjonshallen, noe kortere boltelengder i sjakten, og heldekkende sprøytebetong. Bergmassen forventes å være av middels kvalitet, basert på utført kartlegging i dagen langs Jordalsveien. Ventilasjonshallen antas å ligge utenfor påvirkningsområdet til en antatt svakhetssone med steilt, østlig fall (figur 5-19).



Figur 5-18: Håndskisser av prinsipp for ventilasjonshall og luftesjakt.



Figur 5-19: Modellutsnitt av ventilasjonshall til luftesjakt og nærhet til antatt svakhetssone basert på terrengobservasjoner. Snittet er sett mot nordvest, fra luftesjakten mot vegg-tunnelen.

5.9 Usikkerheter og spesielle risikomomenter

Usikkerheter og spesielle risikomomenter er i stor grad knyttet til opptreden av svakhetssoner. Sonene kan gi utfordrende driveforhold med hensyn til redusert bergmassekvalitet og økt risiko for vanninnlekkasje. Forkastningen i Munkebotsdalen fremheves spesielt. Liknende bergkvalitet som ved kryssingen av Isdalen under driving av gamle Ulriken jernbanetunnel er den mest representative tolkningen som foreligger, dvs. økt oppsprekingsgrad parallelt med foliasjonen. Dersom bergmassen utviser høy oppsprekingsgrad og permeabilitet, vil det være risiko knyttet til innlekkasje av grunnvann. Hydrogeologiske vurderinger tilsier imidlertid at behov for forinjeksjon er styrt av driftsmessige forhold ved driving gjennom forkastningen.

Koblingssonen i Sandviken fremheves som et spesielt utfordrende område fra et bergteknisk ståsted. Store spennvidder, kompleks geometri og begrenset spillerom med hensyn til anleggsgjennomføring, gjør at driving og bergsikring av koblingssonen vil være styrende for byggetid og kostnader. Det største bergrommet i koblingssonen vil få en spennvidde på ca. 36 meter. Uttaksrekkefølge, drivemetode og bergsikringsmetodikk bør planlegges i tilstrekkelig detalj, slik at en kan optimalisere driveprosessen og sikre tilfredsstillende kort- og langtidsstabilitet.

5.10 Stabilitetssikring

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

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

5.10.1 Sikringsmetoder

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

Ved svært dårlig bergmasse benyttes ofte armerte sprøytebetongbuer i tillegg til radiell bolting og påføring av sprøytebetong. Installasjon av buer kan utføres på eller bak stuff, avhengig av behovet for umiddelbart sikringstrykk for å stabilisere bergmassen. Utførelse av armerte sprøytebetongbuer er beskrevet og illustrert i håndbok V520 *Tunnelveiledning* [11]. Sålestøp vurderes også, for å sikre jevn trykkfordeling rundt tunnelprofilet, og forhindre oppheving av sålen. Ved ekstremt dårlig bergmasse benyttes ofte doble buer sammen med sålestøp. Overgangen til behov for full utstøping vurderes av ingeniørgeolog. Merk at tung sikring (sprøytebetongbuer, full utstøping, o.l.) bør dimensjoneres spesielt i hvert enkelt tilfelle. Tung sikring er plasskrevende, og det vil derfor være behov for utvidelse av sprengningsprofilet i

seksjoner med svært til eksepsjonelt dårlig berg, eller i forbindelse med passering av eksisterende tunneler og bergrom.

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

Tabell 5-4: Sammenheng mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser – permanent sikring [11].

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

5.10.2 Sikringsmengder i de ulike sikringsklassene

Tabell 5-5 presenterer et innledende estimat for mengder for de ulike sikringsklasser pr. løpemeter tunnellopp. Estimater inkluderer sikringsbolter, armert sprøytebetong, forbolter, uarmert sprøytebetong for innsprøyting av armerte sprøytebetongbuer og armering for armerte sprøytebetongbuer. Sikringsmengdene er basert på sikringsklassene presentert i tabell 5-4. Anslaget er basert på normalprofil T9,5. Det er forutsatt 5 m salvelengde i SKI-SKIII, og 2,5 m i SKIV og SKV.

Tabell 5-5: Estimerte sikringsmengder for T9,5 profil basert på sikringsklasser (SK) fra tabell 5-4 pr. løpemeter tunnel.

Bergmasseklasse	A/B	C	D	E	F	G
Q-verdi	> 10	4-10	1-4	0,1-1	0,01-0,1	< 0,01
Sikringsklasse	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6
Sikringsbolter (antall bolter pr. m tunnellopp)	3.0	4.8	6.2	9.3 ¹	14.4 ¹	*
Fiberarmert sprøytebetong (m ³ pr. m tunnellopp)	2.5	2.5	3.2	4.7	8.4	*
Forbolter (antall bolter pr. m tunnellopp) ²				9.4	9.4	*
Uarmert sprøytebetong for armerte sprøytebetongbuer (m ³ pr. meter tunnellopp)				1.1	3.7	*
Armering for armerte sprøytebetongbuer (kg pr. meter tunnellopp)				125	297	*

¹ Inkluderer doble fotbolter til armerte sprøytebetongbuer.

² Kun medregnet forbolter fra vederlag til vederlag (1/3 av buelengden). Forutsatt halv salvelengde.

5.10.3 Sikring ved kryssning mellom hovedløp og rampetunneler

Avkjøringsrampene er planlagt å krysse hovedløpene med svært liten bergoverdekning (0,5-2 m). Det er planlagt fullt gjennomslag, fordi det ikke vil være mulig å opprettholde stabiliteten av mellomliggende berg. I nærheten av kryssområdene må bergsikringen dimensjoneres spesielt – ikke bare basert på kartlagt bergmasseklasse. I hovedløpet skal det prosjekteres en hvelvformet brukonstruksjon i betong. Det anbefales at konstruksjonen forlenges på hver side av kryssområdet til profilet hvor minste avstand mellom sprengningsprofilene er minimum 5 m. Inn mot brukonstruksjonen må det påberegnes noe tyngre sikring enn bergmasseklassen tilsier. Detaljering av bergsikring må utføres i en senere planfase.

5.11 Innlekkasje og injeksjon

5.11.1 Sonderboring og injeksjon

Det anbefales foreløpig at det utføres systematisk sonderboring foran stuff for å overvåke potensialet for vanninnlekkasje i tunnelen, samt for å tidlig identifisere potensielle slepper og svakhetssoner som vil kreve spesielle bergsikringstiltak. Dersom det registreres større vanninnlekkasje enn fastsatte tettekrav tillater, skal det utføres forinjeksjon for å tette bergmassen. I områder med potensielt store konsekvenser ved ugunstig påvirkning på ytre

miljø, anbefales systematisk forinjeksjon. Dette vil være aktuelt på strekningen profil 4600 – 5100, der det er skjerpede tettekrav (se tabell 5-6).

Ved injeksjon forutsettes bruk av sementbaserte injeksjonsmidler (standard injeksjonssement, mikrofin sement eller ultrafin sement), samt nødvendige tilsetningsstoffer som f.eks. silikaslurry, (super)plastiserende stoffer, akselerator for styrt herding etc. Det anbefales generelt å tilpasse injeksjonstrykket til bergforholdene, med mål om å opprettholde så høyt injeksjonstrykk som forholdene tillater. Arbeidene må vurderes spesielt med hensyn til risiko for masseutgang og/eller utpressing av løst berg i naboløpet.

Tabell 5-6: Forslag til tettekrav langs tunneltraseen (fra tabell 4-2), inkludert injeksjonsprinsipp.

Profilnr. (fra-til)	Område	Lengde	Tettekrav pr. tunneløp	Injeksjonsprinsipp
4600 - 5100	Langevatnet	500 m	15 l/min/100 m	Systematisk
-	Resterende tunneltrasé		30 l/min/100 m	Behovsprøvd

5.12 Anvendelse av steinmaterialer

Det er utført en rekke undersøkelser på bergartsmateriale fra gamle Ulriken jernbanetunnel i forbindelse med prosjektering av ny Ulriken jernbanetunnel, før endelig valg av drivemetode ble fastsatt. Fordi nye Ulriken tunnel ble drevet med TBM vil ikke egenskaper for overskuddsmassene være representative for Fløyfjelltunnelen. Utførte tester på bergartsprøver under prosjektering kan derimot gi en indikasjon på forventet kvalitet og mulig anvendelse av tunnelmassene fra Fløyfjelltunnelen. Ulriken går gjennom den samme tektoniske enheten (Blåmannsdekket) som forlengelsen av Fløyfjelltunnelen. Imidlertid kan bruksegenskaper variere stort innenfor samme bergartstype, og en vurdering utelukkende basert på erfaringer fra Ulriken vil ikke være tilstrekkelig på sikt. Det må forventes variasjoner i materialkvalitet langs traseen, også innad i hver bergartsenhet.

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

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

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

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

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

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

5.13 Syredannende bergarter

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

5.14 Vurdering av skredfare – påhuggs- og portalområde, Eidsvåg og Sandviken

Det er utført detaljert skredfarekartlegging i påhuggs- og portalområdet i Eidsvåg, samt i området for utvidet forskjæring for rampetunnelene i Sandviken. Skredfarekartleggingen og tilhørende analyser og vurderinger er rapportert i NO-DSF-010 [7].

Grunnlag for skredfarevurderinger er TEK17 [16] og håndbok N200 [17]. For begge områdene er største tillatte nominelle årlige sannsynlighet for skred satt til 1/1000 (S2 i TEK17 og N200 ÅDT>8000). Det er bekreftet at steinsprang er dimensjonerende skredtype i begge kartleggingsområder. Ingen av tiltakene tilfredsstillende krav til sikkerhet iht. satt sikkerhetsnivå.

Tilfredsstillende sikkerhet kan oppnås med sikringstiltak. Aktuelle sikringstiltak er sikringsbolter, bergbånd og steinsprangnett i skjæring langs Jordalsveien, Eidsvåg (evt. forlengelse av portaler), og fangnett/fangvoll i Sandviken.

Skredfarevurderingen er basert på dagens skogforhold. Vegetasjonen fungerer som naturlig skredsikring, og det anbefales å verne skogen for å unngå inngrep som kan endre forutsetningene.

Det henvises til notat NO-DSF-010 for figurer og detaljer.

6 Forslag til plan for videre forundersøkelser

6.1 Kjerneboring m/ vanntapsmåling

Det anbefales at en kjerneboring gjennom forkastningen i Munkebotsdalen vurderes nærmere. Et slikt borhull vil potensielt gi mye informasjon, både om den antatte svakhetssonens utbredelse og beskaffenhet, og om antatt bergmassekvalitet i kompetent gneis og kvartsitt. Vanntapsmålinger vil kunne gi informasjon om svakhetssonens permeabilitet og gi grunnlag for vurdering av behov for systematisk forinjeksjon.

Det anbefales at egenskaper ved sleppemateriale fremskaffet ved kjerneboring analyseres i laboratorium, først og fremst med hensyn på svellepotensiale. Det bør utføres undersøkelser av svelletrykk og fri svelling etter gjeldende standarder. Ved behov bør det også utføres XRD-analyser for identifisering av potensielt svellende leirmineraler.

I inneværende planfase (reguleringsplanfase) er det gjort vurderinger med hensyn til planlegging og utførelse av et slikt kjerneborhull, blant annet ved befaring til Munkebotsdalen, samt skrivebordsstudier. Kjerneborhullet vil kunne gi verdifull informasjon om potensielle utfordringer under driving, og følgelig redusere usikkerheten, men informasjonen ansees ikke som kritisk for vurdering av gjennomførbarhet. Utførelse av kjerneboringen vil kunne være utfordrende, grunnet utfordrende terreng og lang borhullslengde. Basert på en kost-/nyttevurdering av informasjonen fra en slik kjerneboring, ble det konkludert at det vil være mest hensiktsmessig å utføre kjerneboringen i neste planfase. Utført refraksjonsseismikk gir godt grunnlag for planlegging av en slik kjerneboring.

6.2 Hydrogeologiske forundersøkelser

Det anbefales at eksisterende brønner, både til vannforsyning og energiformål, kartlegges med registrering av vannivå og kapasitet. Utvalgte brønner bør overvåkes for å dokumentere naturlige variasjoner i vannivå.

Bygninger med fundamentering på leire/silt i influensområdet til rampetunnelene ved Sandviken bør overvåkes ved etablering av poretrykksmålere i løsmassene. Endringer i poretrykk som følge av grunnvannssenkning i berget innenfor bør vurderes nærmere.

6.3 Oversikt over videre forundersøkelser

Tabell 6-1 presenterer en oversikt av forslag til videre forundersøkelser, herunder type og estimert omfang. Tabell 6-2 presenterer en oversikt over testmetoder for bruk av tunnelmasser.

Tabell 6-1: Oversikt over videre forundersøkelser.

Type forundersøkelser	Omfang
Kjerneboring m/ vanntapsmåling	- Kjerneboring (skrått) gjennom Munkebotsdalen ned til tunnelnivå. Ansett og avslutning i godt berg. Antatt omfang: 300-350 m
Laboratorieanalyse av sleppemateriale	- Prøvetaking av sleppemateriale fra kjerneborhull - Analyse av svelletrykk, fri svelling og XRD
Hydrogeologiske forundersøkelser	- Kartlegging av eksisterende brønner med registrering av vannkapasitet og vannkvalitet. Antatt < 5 brønner. - Etablering av piezometere ved Sandviken. Antatt 2 stk.

6.4 Undersøkelser i byggefasen

6.4.1 Sondérboring

Det anbefales foreløpig at det utføres systematisk sonderboring foran stoff for å overvåke potensialet for vanninnlekkasje i tunnelen, samt for å tidlig identifisere potensielle slepper og svakhetssoner som vil kreve spesielle bergsikringstiltak. Dersom det registreres større vanninnlekkasje enn fastsatte tettekrav tillater, skal det utføres forinjeksjon for å tette bergmassen.

6.4.2 Laboratorieanalyser av steinmateriale

Det anbefales at behovet for steinmateriale til konstruksjonsformål i prosjektet utredes og presenteres så snart som mulig. Basert på dette kan det utarbeides et program for undersøkelser av steinmateriale, for å kartlegge mulig anvendelse av overskuddsmasser. Det bør utføres tester for bruk i veg-, bane- og betongformål, samt av totalt svovelinnhold for å kartlegge faren for syredannelse. Tester fra Ulriken jernbanetunnel har gitt nyttige innledende indikasjoner, men det er nødvendig å teste prosjektspesifikt materiale for deklarasjon. Det er viktig at standardkrav til fraksjoner og testomfang overholdes. Før bygging vil det være utfordrende å få tilgang på representativt prøvemateriale. Det må derfor hovedsakelig påberegnes testing under bygging, dersom en ønsker å benytte seg av overskuddsmasser til konstruksjonsformål.

Tabell 6-2: Oversikt over hvilke testmetoder som kan være relevante for masser med ulike bruksformål (massetype M0-M5). Hentet fra [13]. Listen er ikke utfyllende. Merk at det i tillegg anbefales å utføre tester av korndensitet og vannabsorpsjon.

	Bruksformål	Flisighets- indeks (FI)	Los- Angeles- verdi (LA)	Micro- Deval- koeffisient (M_D)	Kule- mølle- verdi (A_N)	Totalt svovel- innhold	Petro- grafisk analyse
M1	Egnet til betongformål	X	X			X	X
M2	Egnet til asfalt toppdekke	X	X		X	X	X
M3	Egnet til ballastpukk	X	X	X	X		X
M4	Egnet til bærelag veg og forsterkningslag veg/bane	X	X	X	X		X
M5	Egnet til andre formål (spesifiser: frostsikringslag, strøsand, grøfte- /hagesingel, fyll- og dreneringsmasse o.l.)		X				X
M0	Ikke egnet som byggeråstoff eller forurenset fyllmateriale						

6.5 Bemanning i byggefasen

Det forutsettes at tunneldriften, herunder sonderboring, 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.

7 Bærekraft i ingeniørgeologisk prosjektering

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

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

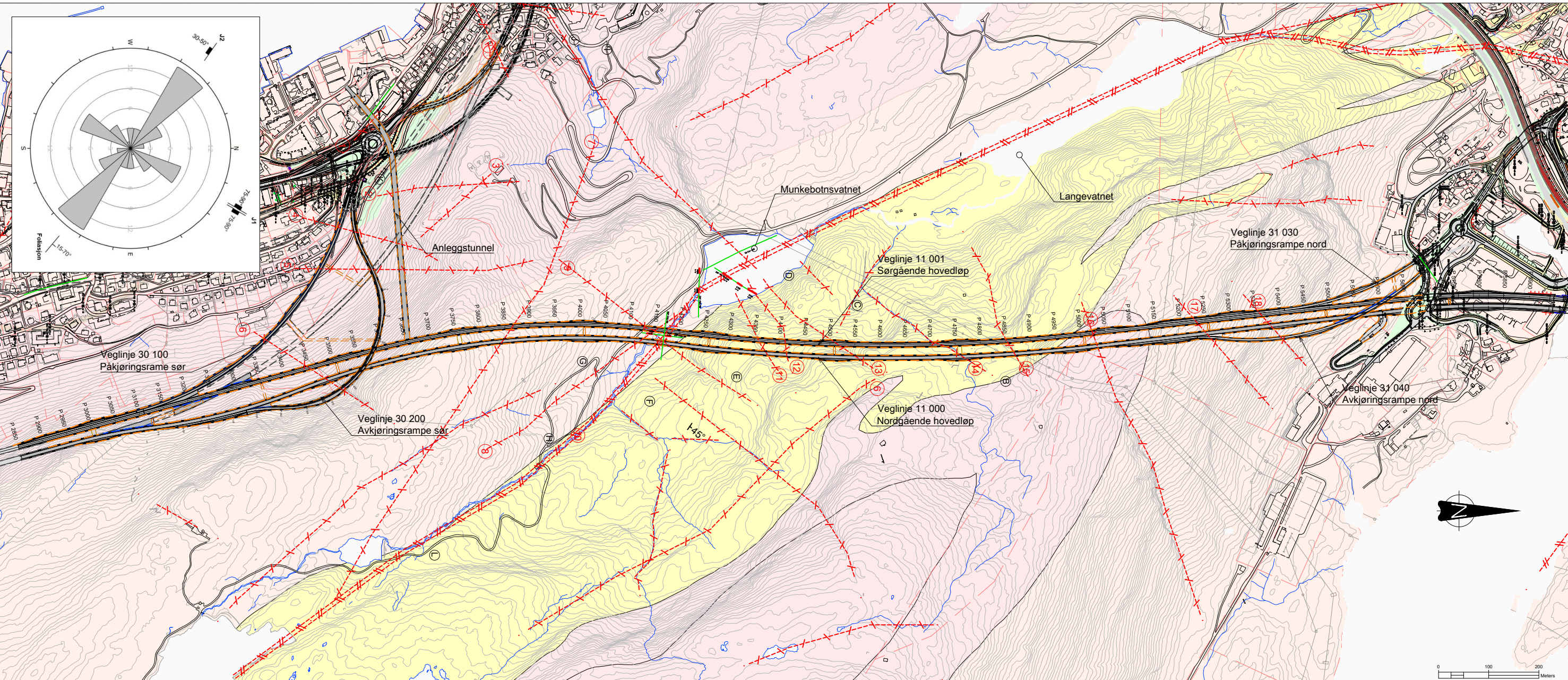
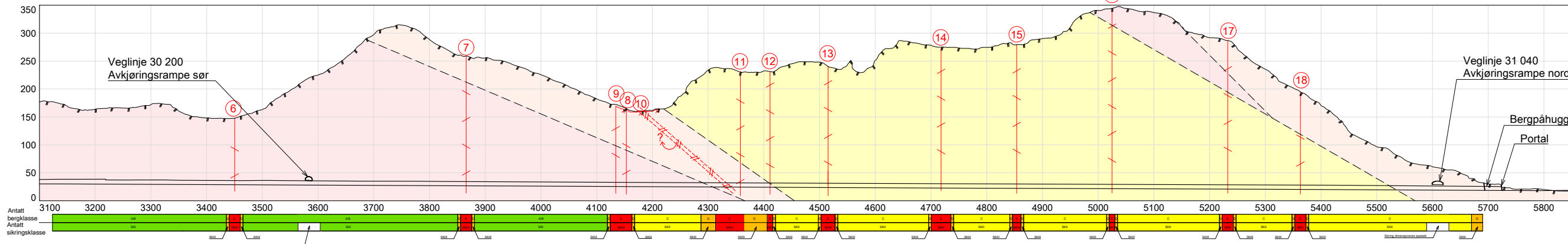
I tillegg til bruk av klimasmarte materialer som bidrar til å redusere prosjektets fotavtrykk, kan en ved smart ingeniørgeologisk prosjektering redusere materialforbruket. For eksempel kan fokus på økt konturkvalitet redusere bergsikringsbehovet. Dette kan f.eks. oppnås med bruk av elektroniske tennere,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

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

8 Referanser

- [1] NOAV. 2020. NO-DSF-001-01. Fagnotat Fløyfjelltunnelen.
- [2] Norsk Bergmekanikkgruppe. Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering. Versjon 1. November 2011.
- [3] Fossen, H. & Ragnhildstveit, J. 2008. Berggrunnskart Bergen 1115 M 1:50 000. Norges geologiske undersøkelse.
- [4] Blindheim, O.T., Johansen, E.D., Hegrenæs, A. 1998. Bored Road Tunnels in Hard Rock. I: NFF English report series. Publication 11. TBM Tunnelling. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
- [5] Statens vegvesen. 2017-03-09. Vurdering av behov for sikring i Fløyfjelltunnelen. Geo- og skredseksjonen.
- [6] Sweco. 2018. Rapport. E39 Forlengelse Fløyfjelltunnelen. Numerisk analyse av koblingssonen.
- [7] NOAV. 2020. NO-DSF-010. DSF – Skredfarevurdering påhuggsområder.
- [8] NOAV. 2021. RA-DSFF-001. Fløyfjelltunnelen – rigg og anleggsområde. Ingeniør- og hydrogeologisk rapport.
- [9] NOAV. 2021. RA-DS0-010 Datarapport geofysiske grunnundersøkelser.
- [10] Norconsult. 2019. Geoteknisk datarapport. Bybanen Bergen. Byggetrinn 5: Sentrum – Åsane. Delstrekning 3 (DS3)
- [11] Statens vegvesen. 2020. Håndbok V520. Tunnelveiledning. Vegdirektoratet.
- [12] Statens vegvesen. 2020. Håndbok N500. Vegtunneler. Vegdirektoratet.
- [13] SINTEF. 2019. Forundersøkelser og bruk av kortreist stein. En geologisk veileder.
- [14] Meteorologisk institutt. 2019. Tørkesommeren 2018. METinfo 14/2019.
- [15] Førland, E.: Tørrværsperioder i Norge. Rapport nr. 21. Norsk hydrologisk komité. Oslo 1988.
- [16] Di.b.k. Byggeteknisk forskrift (TEK17). Hentet fra: <https://dibk.no/regelverk/byggeteknisk-forskrift-tek17/7/7-3/>
- [17] Statens vegvesen. 2018. Vegnormal N200 Vegbygging. Vegdirektoratet.

Veglinje 11 001 Sørgående hovedløp
M = 1:4000



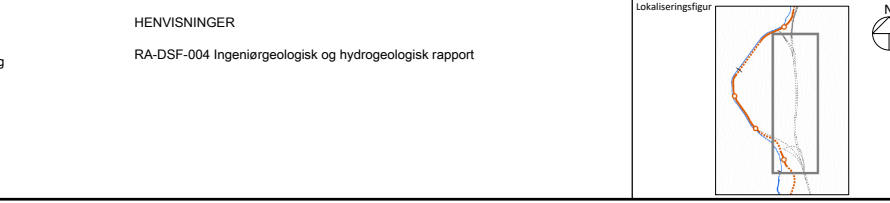
FORKLARINGER

	Kvartsitt		Strok og fall, foliasjon
	Migmatitt		Utført refraksjonsseismikk
	Øyegneis		Antatt svakhetszone
	Strok og fall, sprekker		Antatt forkastning
	Bergpåkugg		Antatt forkastning

HENVISNINGER

RA-DSF-004 Ingeniørgеologisk og hydrogeologisk rapport

	Kartleggingspunkt (ref.tabell 3-1 RA-DSF-004)		Totalsondering
	Bergblotning		Skovlprøve
	Svakhetszone nummer (ref.tabell 4-2 RA-DSF-004)		Proveserie
	Portal		Portal



BT5 Bybanen til Asane
DSF, 11001 Sørgående hovedløp, Sandviken
Plan- og profiltegning, pr. 2850 - 6000

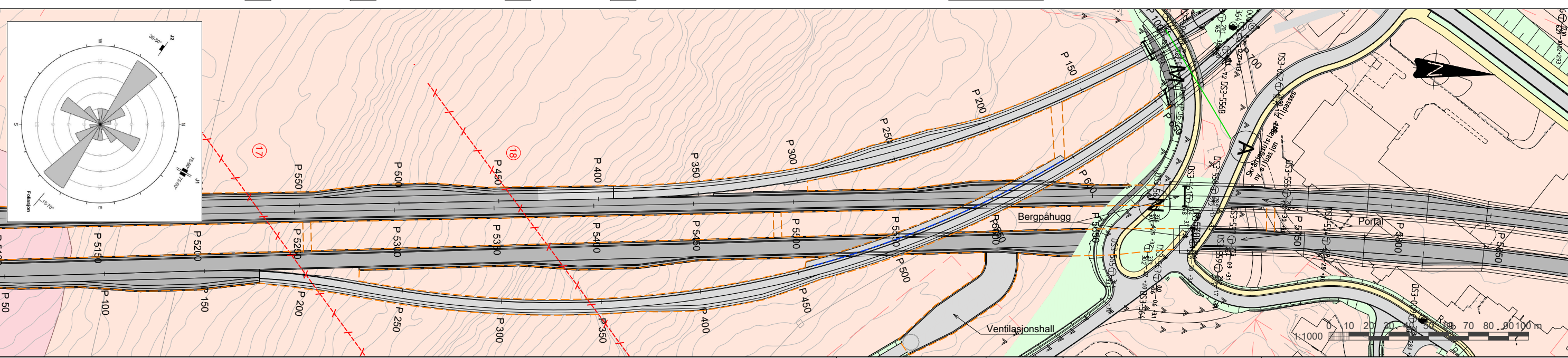
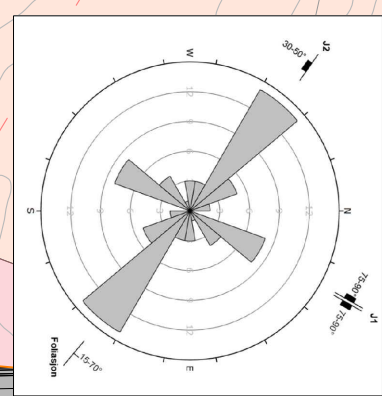
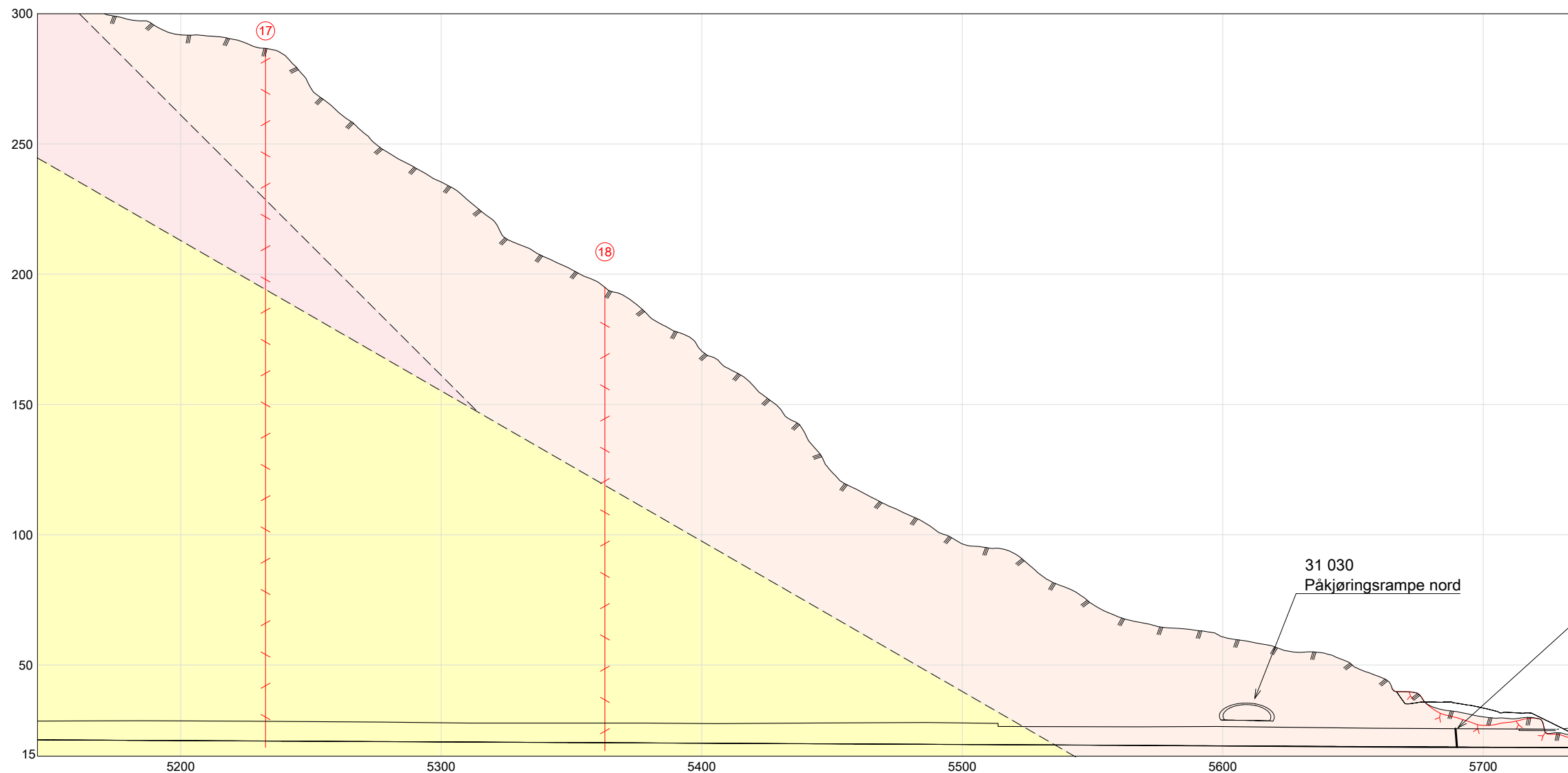
Revisjon	Revisjon gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
01	Teknisk forprosjekt	ToOve	HAK	IOV	2022-09-15

Leverandør: **Norconsult**

Målestokk: 1:1000
Tegningsnummer/dokumentkode: BT5-V-F0101
Plan id: 65840000
Rev. 01

BERGEN KOMMUNE
Miljøløftet

Veglinje 11 001 Sørgående hovedløp
M = 1:1000



FORKLARINGER

	Kvartstitt		Strøk og fall, foliasjon		Antatt svakhetsone
	Migmatitt		Utført refraksjonseismikk		Antatt forkastning
	Oyegneis		Totalsondering		Svakhetszone nummer (ref.tabell 4-2 RA-DSF-004)
	Strøk og fall, sprekker		Skovlprøve		Svakhetszone nummer (ref.tabell 3-1 RA-DSF-004)
			Prøveserie		Portal
			Bergpåhugg		

HENVISNINGER

RA-DSF-004 Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport

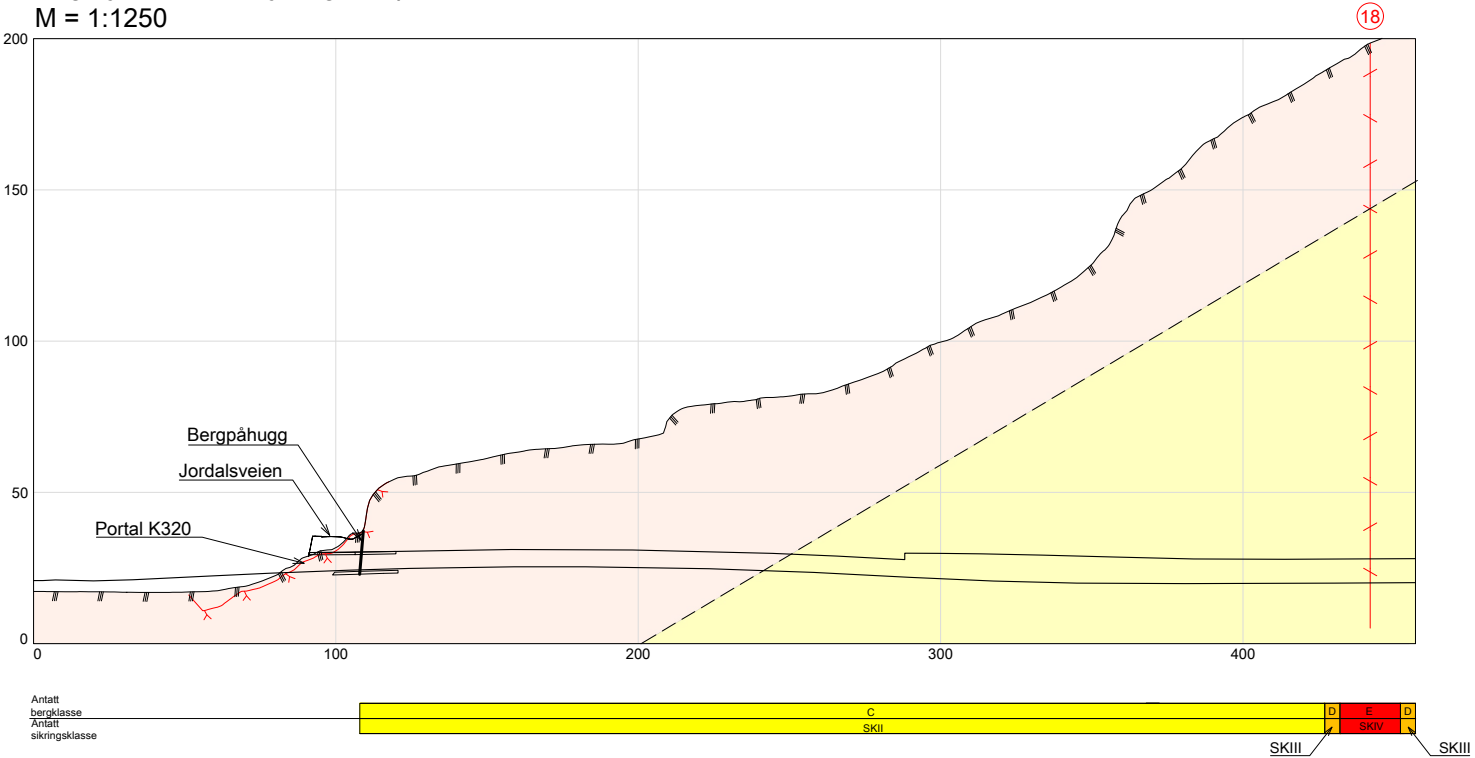
BT5-V-F0101 Oversiktstegning

BT5 Bybanen til Asane
DSF, 11001 Sørgående hovedløp, Eidsvåg
Plan- og profiltegning pr. 5100 - 5750

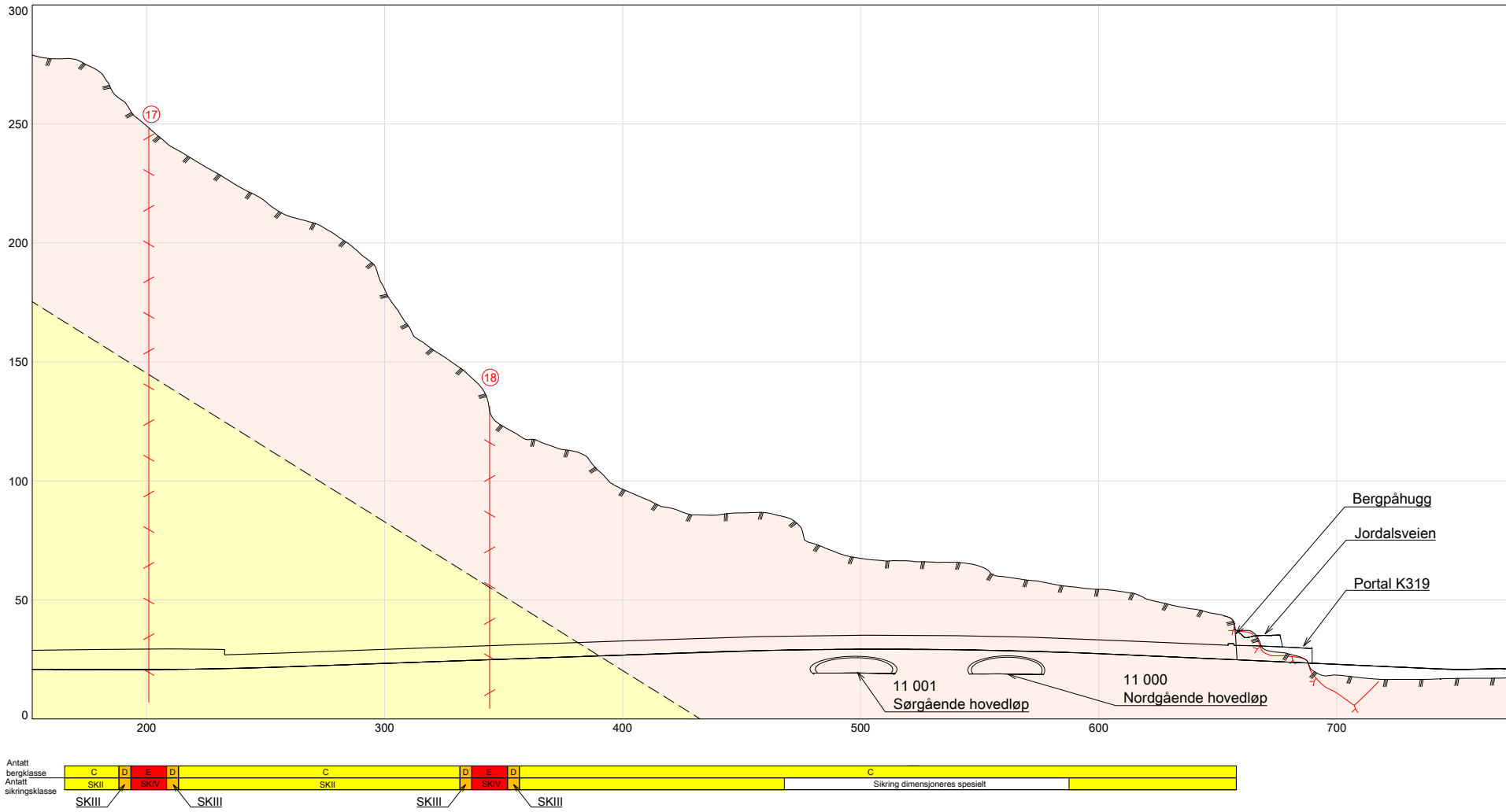
Revisjon	Revisjon gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
01	Teknisk forprosjekt	ToOve	HAK	IOV	2022-09-15

 BERGEN KOMMUNE		 Miljøløftet	
Leverandør	Norconsult	Plan id	65840000
Målestokk	1:1000	Tegningsnummer/dokumentkode	BT5-V-F0102
Rev.	01		

Veglinje 31 030 Påkjøringsrampe nord M = 1:1250



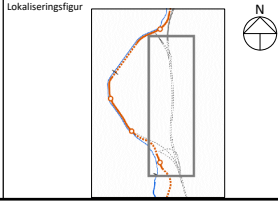
Veglinje 31 040 Avkjøringsrampe nord M = 1:250



FORKLARINGER		
	Øyegneis	Antatt svakhetssone
	Kvartsitt	Antatt svakhetssone
		Terreng
		Antatt bergmodell

Svakhetszone nummer (ref.tabell 4-2 RA-DSF-004)

HENVISNINGER
RA-DSF-004 Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport
BT5-V-F0101 Oversiktstegning



BT5 Bybanen til Asane
DSF, 31030/31040, På/avkjøringsrampe, Eidsvåg
Plan- og profiltegning, pr. 0 - 450 og 150 - 750

Revisjon	Revisjon gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
01	Teknisk forprosjekt	ToOve	HAK	IOV	2022-09-15

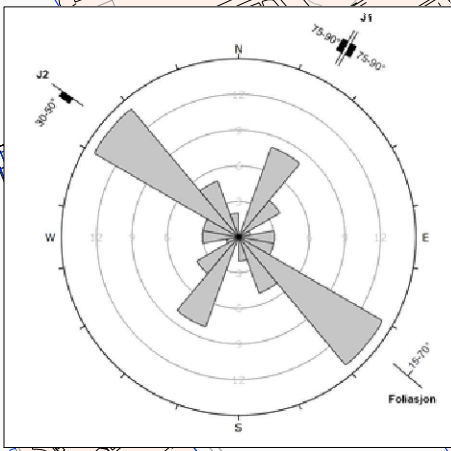
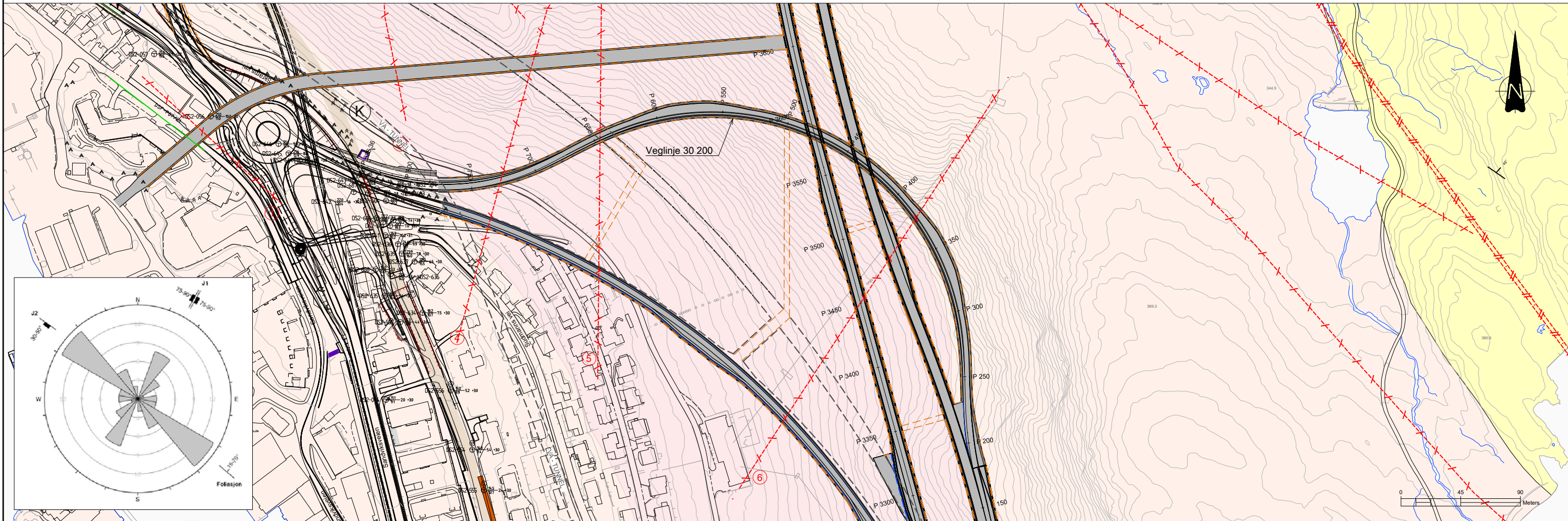
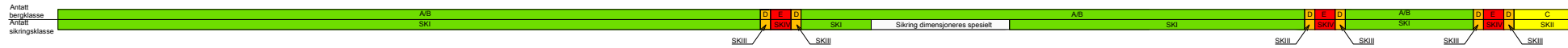
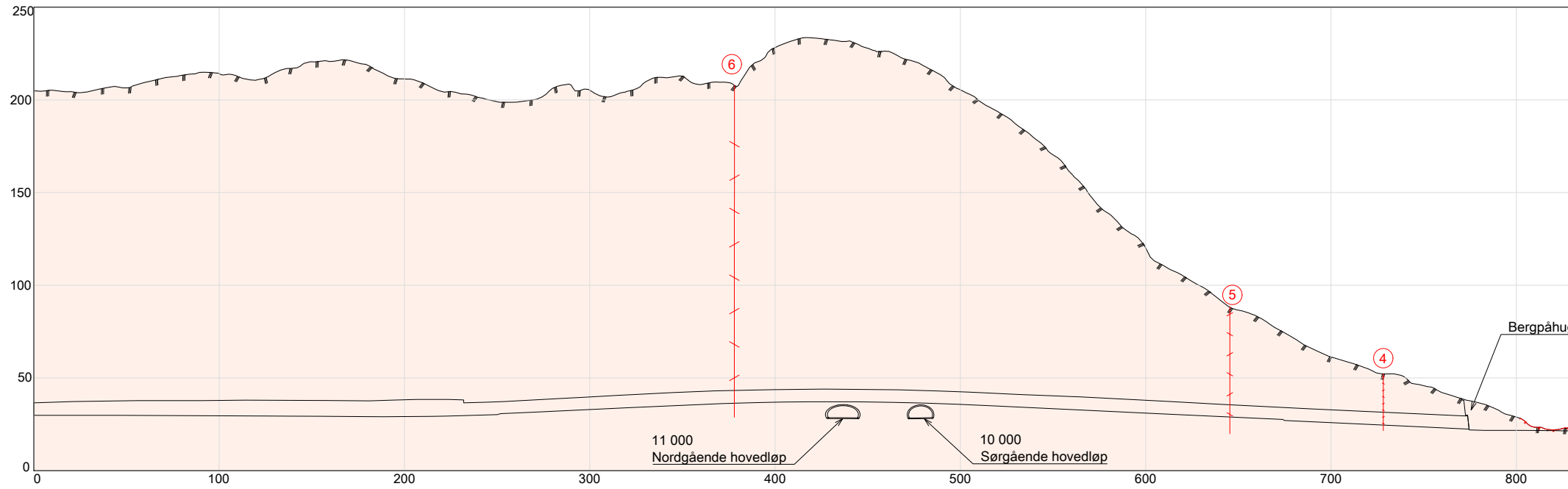
Leverandør	Målestokk	Tegningsnummer/dokumentkode	Plan id	Rev.
Norconsult	1:1250	BT5-V-F0103	65840000	01

BERGEN KOMMUNE
Miljøløftet

Norconsult

oplan vikk AV

Veglinje 30 200 Avkjøringsrampe sør
M = 1:1500

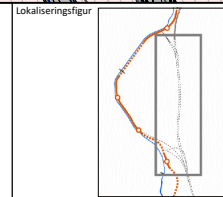


FORKLARINGER

- Kvartsitt
- Migmatitt
- Øyegneis
- Strøk og fall, sprekker
- Strøk og fall, foliasjon
- Utført refraksjonssesismikk
- Antatt svakhetsone
- Antatt forkastning
- Terreng
- Kartleggingspunkt (ref.tabell 3-1 RA-DSF-004)
- Svakhetszone nummer (ref.tabell 4-2 RA-DSF-004)
- Bergpåhugg
- Antatt bergmodell
- Totalsondering
- Skovprøve
- Prøveserie
- Bergblotning
- Portal

HENVISNINGER

- RA-DSF-004 Ingeniørgologisk og hydrogeologisk rapport
- BT5-V-F0101 Oversiktstegning



BT5 Bybanen til Asane
DSF, 21002 Avkjøringsrampe, Sandviken
Plan- og profiltegning, pr. 150 - 836

Revisjon	Revisjon gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
01	Teknisk forprosjekt	ToOve	HAK	IOV	2022-09-15

Leverandør **Norconsult**

Målestokk **1:1000** Tegningsnummer/dokumentkode **BT5-V-F0104** Plan id **65840000** Rev. **01**

BERGEN KOMMUNE **Miljøløftet**