



Notat – Geologisk Vurdering Avløpstunnel

KUNDE / PROSJEKT OBOS Fabrikkgaten_3-5	PROSJEKTLEDER Felix Kluge	DATO 25.04.23
PROSJEKTNUMMER 10230969	OPPRETTET AV Felix Kluge	REV. DATO 14.11.23
UTARBEIDET AV NAVN Felix Kluge	SIGNATUR  <small>Felix Kluge (14 nov. 2023 11:33 GMT+1)</small>	KONTROLLERT AV NAVN Roger S. Andersen
		SIGNATUR 

DISTRIBUSJON: FIRMA

NAVN

TIL:

KOPI TIL:

Geologisk Vurdering Avløpstunnel

Sammendrag

I sammenheng med utbygging av tomten Fabrikkgaten 3 – 5, planlegges det grunnarbeider nært og over to eksisterende tunneler (avløpstunnel og overløpstunnel) i eie av Bergen Vann. Foreliggende notat fremlegger foreløpige geologiske vurderinger for avløpstunnelen samt anbefalinger for tiltak og utredning før, underveis og etter grunnarbeidsfasen.

Innenfor anleggsområdet er avløpstunnelen ca. 200 m lang, ca. 5m høy og 5 m bred, med orientering ca. nordvest-sørøst og nord-sør henholdsvis i sør og nord. Tunnelen er drevet på midten av 90-tallet og har en anslått bergoverdekning ca. 10 -14 m; noe mindre mot påhuggsområdet. Risikoer for tunnelen angår stabilitet og vannlekkasje. Sprengnings- og piggearbeider kan føre til skader på tunnelen (nedfall av stein/blokk, lokal tunnelkollaps, rør/ledningsbrudd, økt innlekkasje gjennom sprekker) dersom det utføres for nært tunnelen eller dersom de ikke utføres spesielt skånsomt. Fundamentlaster over tunnelen kan også føre til brudd/lokal kollaps i tunnelen dersom de blir for store.

Rystelseskrav kan fastsettes basert på ny standard NS8141-1:2022. Anslått grenseverdi for sprenging basert på standarden er mellom 30 – 50 mm/s, men endelig grenseverdi må avklares i samråd med Bergen Vann mht. ev. egne bestemmelser eller mht. infrastrukturen i tunnelen.

Med tanke på risiko for skade på tunnelen, anbefales det en sikkerhetsavstand på 10 m rundt tunnelen, der det ikke bør utføres berguttak med mindre dette er avklart med en geolog på forhånd. En nisje som ligger vest på området, har en vesentlig større spennvidde enn øvrig tunnel. Dersom det blir behov for berguttak i dette området, vil det sannsynligvis medføre bergsikring fra innsiden av eller over tunnelen/nisjen, og berguttak med forsiktige metoder (hydraulisk sprenging/kiling og/eller vaiersaging).

Et foreløpig estimat av bergmassens bæreevne over tunnelen anslår maksimalt tillatt grunntrykk for fundamenter på 1,0 MPa, men bør helst være mindre enn 0,5 MPa; dersom grunntrykket er større enn ca 0,5 MPa vil det sannsynligvis medføre omfattende bergsikringsarbeider fra

1 (25)

Sweco
Fantoftvegen 14P

NO-5072 Bergen, Norge
Telefon +47 55 27 50 00

www.sweco.no

Sweco Norge AS
967032271
Hovedkontor: Oslo

Felix Kluge
MSc Ingeniørgeologi
Bygg og anlegg, Geo

Mobil +47 48219237
Felix.Kluge@sweco.no

innsiden av tunnelen og/eller fra dagen. Det bør vurderes tiltak for å begrense grunntrykk over tunnelen, i område ved utvidet tunnel/nisje, slik at omfang av bergsikringstiltak kan reduseres.

Med hensyn til en ev. økning av innlekkasje inn i tunnelen, kan det ikke utelukkes at dette skjer som en konsekvens av berguttak/sprenging over/ved tunnelen. Berguttak over tunnelen bør derfor generelt utføres skånsomt for å minimere sannsynligheten for å åpne eksisterende sprekker og danne nye riss/sprekker i bergmassen. For å kunne verifisere om innlekkasjen øker etter anleggsarbeidene eller hvor stor en ev. økning er, bør innlekkasjen måles /dokumenteres en stund før grunnarbeidene begynner (f.eks. ved terskelmålinger). Muligheter for terskelmålinger i tunnelen bør avklares med Bergen Vann. Det forventes at en ev. økning av innlekkasjen kan håndteres ved å installere sporadisk tunnelduk ved gjeldende lekkasjepunkt for å lede vannet ut i sidegrøftene.

Generelt vurderes den planlagte utbyggingen å være gjennomførbar, forutsatt at anbefalte tiltak iverksettes og begrensninger overholdes for å minimere risikoen. Det må påregnes bergsikringstiltak i forkant av byggearbeidene og oppfølging av geolog i byggefase. Det må også gjøres nødvendige vurderinger/beregninger av sikringstiltak under detaljprosjektering.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	4
2	Beskrivelse av Avløpstunnelen	4
2.1	Tunnel-overdekning og planlagte terrenginngrep	8
2.2	Befaring	11
2.3	Geologiske forhold	12
2.4	Bergsikring, vurdert stabilitet	14
2.5	Vannforhold i tunnelen og innvirkning fra bybanens anlegg	16
2.6	Pågående arbeider med utbedring	17
3	Generell vurdering av risikoen fra planlagt utbygging	17
3.1	Tunnelstabilitet	17
3.2	Økt innlekkasje i tunnel	21
4	Anbefalt gjennomføring	21
4.1	Sikkerhetsavstander	22
4.2	Rystelser	22
4.3	Supplerende bergsikring	23
4.4	Vannhåndtering	23
5	Anbefalt utredning	24
5.1	Tilstandsvurdering av tunnelen	24
5.2	Måling av vannlekkasjer	25
5.3	Geologisk oppfølging under prosjektering og i anleggsfasen	25
	Referanser	25

1 Innledning

OBOS planlegger utbygging av tomten i Fabrikkgaten 3 – 5, Årstad i Bergen. Sweco Norge AS er engasjert som rådgiver i planleggingsfasen og bistår med bl.a. med geologisk rådgiving.

Ved utbygging av tomten planlegges det grunnarbeider med bl.a. graving og sprenging/berguttak i dagen, nært og over to eksisterende tunneler som eies av Bergen kommune, Bergen Vann. Tunnelene omfatter en avløpstunnel som innehar rørtrasé for avløp og fjernvarme, og en overløpstunnel der overvann og avløp renner fritt på tunnelsålen. Tunnelene har felles tilkomst fra en nedsenket inntakskonstruksjon sørøst på tomten, ved bybanesporet vis-à-vis Kanalveien 46, se Figur 5.

Foreliggende notat omhandler en overordnet geologisk vurdering av eksisterende avløpstunnel, risikomomenter fra de planlagte tiltakene, samt mulige tiltak og anbefalinger for utretninger før anleggsstart. Tilsvarende momenter for overløpstunnelen sammenfattes i et eget notat (N02).

2 Beskrivelse av Avløpstunnelen

Avløpstunnelen (etablert 1996) er en råsprengt tunnel i fjell som forbinder Fabrikkgaten, Store Lungegårdsvann/Møllendal og Holen Renseanlegg. Anlegget driftes av Bergen Vann og er ikke tilgjengelig for allmennheten. Tunnelen har tilkomst fra en inntakskonstruksjon med inngang mellom fabrikkgaten og bybanesporet (Kronstad-Mindemyren) ved Solheimsvannet.

Tunnelen er belyst og inneholder diverse infrastruktur/rørføringer (Figur 1- Figur 4) [1]:

- a. Fjernvarme: Hovedfjernvarme inn til Bergen sentrum. Fjernvarmen ligger i tunnelen helt frem til Store Lungegårdsvann. Fra Kanalveien, ved Kanalveien 3 sitt nordlige hjørne, ligger fjernvarmen i borehull inne i en nisje i tunnelen (Figur 1).
- b. Avløpsrør frem til Holen Renseanlegg: Dette er hovedavløpsanlegg som kommer inn via kulverter. Avløpet er fra Gimle/Nymark, Mindemyren, Wergeland, Mannsverk, m.m. Det er følgelig betydelige avløpsmengder.
- c. Kabler (fiber og sannsynligvis strøm).

Rørføringer går langs venstre side av tunnelen (retning «Holen-Lungegårdsvann»). Stedvis er rørene over bakken, stedvis under bakken og delvis opphengt i veggen/vederlaget.

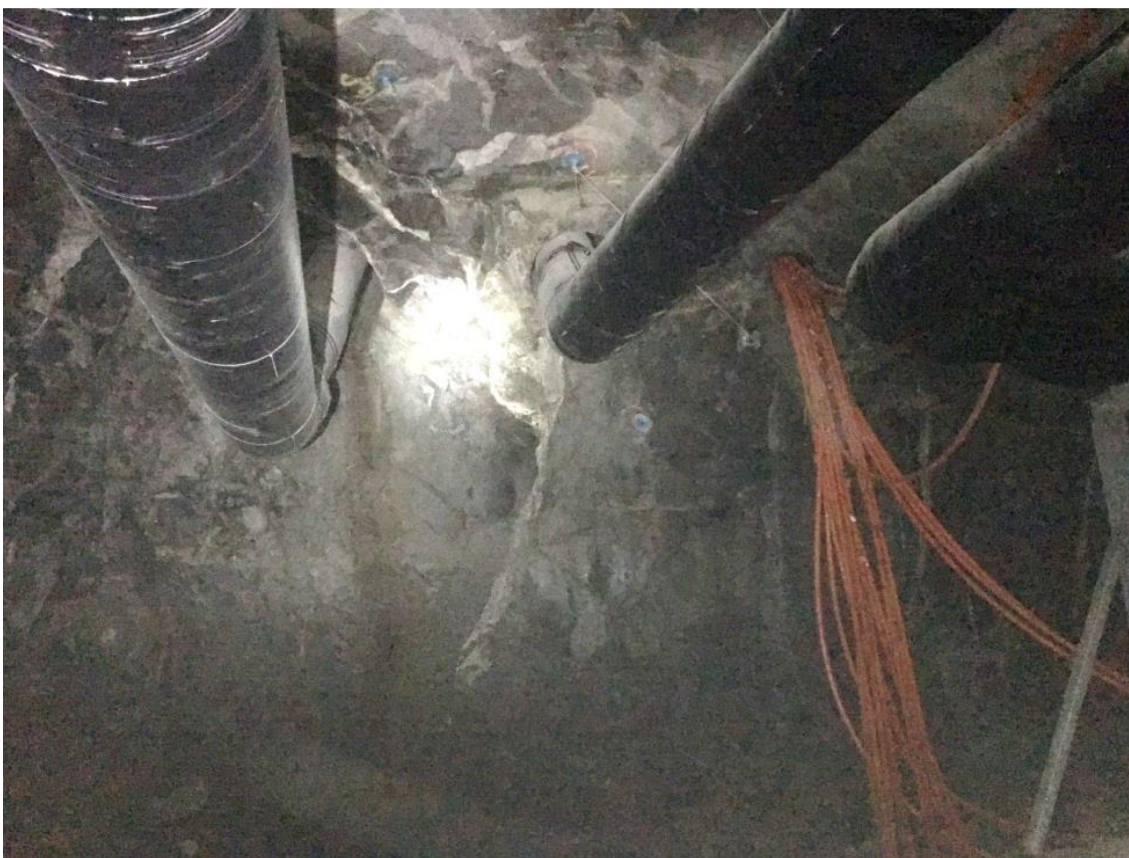
Tunnelprofilen som har buet heng, er ca. 5 m bredt og 5 m høyt ved midt heng. Påhugget, dvs. overgangen fra berg til betongkonstruksjonen/inntakskonstruksjonen ligger på ca. kote + 14 – 15 m (iht. NN2000). Fra påhugget skrår tunnelen bratt nedover til kote ca. +9,5 m og faller så slakt til ca. kote +8 m (midtheng) ved krysset til tverrgående tunnel «Holen-Lungegårdsvann» i nordvest. Fra inntakskonstruksjonen er det montert ståltrapper over råsprengt berg som fører ned til tunnelsålen på kote ca. + 5,5 m. Tunnelsålen ellers er planert med betongdekke.

Betongkonstruksjonen/inntakskonstruksjonen avtrappes i to seksjoner mellom inngangen i øst og tunnelpåhugget i vest med henholdsvis indre takhøyde på 2 m og 3 m. Innside tak i østlig seksjon ligger på ca. kote +19.1m og i vest på ca. +17.3m.

Fra påhugget er det ca. 120 m lengde (Tunnel S) til en nisje som ligger under sydlig ende av parkeringsplassen ved Fabrikkgaten 3 og Kanalveien. Nisjen har et maksimalt spenn på ca. 11,2 m fra vegg til vegg. Midt heng ligger på ca. kote +9,5 m. Rør for fjernvarme kommer inn gjennom borehull i nisjen og forløper derfra nordover i retning fabrikkgaten.

Fra nisjen fortsetter tunnelen ca. 100 m på langs med Kanalveien til den påtreffer tunnelkrysset mot tverrgående tunnel «Holen-Lungegårdsvann», som ligger under Fabrikkgaten 6. Ved krysningspunktet er maksimal tunnelspennvidde ca. 17 m og midtheng ligger på ca. kote + 8 m.

Fra krysningspunktet går tverrgående tunnel vestover mot Fjøsangerveien/Holen Renseanlegg og østover, på langs med fabrikkgaten og tomten som skal utbygges. Etter ca. 100 m bøyer østgående tunnel av mot nord (ved fabrikkgaten 8) retning Store Lungegårdsvann/Møllendal.



Figur 1 Fjernvarmerør som kommer inn ved nisjen i Kanalveien [1].



Figur 2 Fjernvarme (øverst) og vannledninger (langs såle) i nisjen.



Figur 3 Oppheng fjernvarme nord for nisjen og vannledninger/avløpsledninger langs sålen



Figur 4 Vannledninger/avløpsledninger langs sålen i tunnelen mellom trapp og nisje (Tunnel S)

2.1 Tunnel-overdekning og planlagte terrenginngrep

Tunnelprofilen for avløpstunnelen er laserscannet. Terrengoverflaten er modellert basert på laserdata fra hoydedata.no. Avstand fra tunnelens midtheng til terrengoverflaten er for det meste rundt 15 m. Mellom 10 – 70 m fra tunnelpåhugget er den totale overdekningen noe mindre, ca. 10 – 12 m (Figur 7). Dette er terrengoverflaten og ikke nødvendigvis bergoverflaten.

En teoretisk bergoverflatemodell er derfor konstruert ved hjelp av en terrengmodell fra høydedata, 52 stk. fjellkontrollboringer, observasjoner av bergblotninger dagen (Figur 5 og Figur 6) og bergblotninger observert på anlegget til bybanen. Over tunnelen ligger bergmodellen for det meste mellom +20 til +23 m. Bergoverdekningen over midtheng av tunnelen fremstår derav

8 (25)

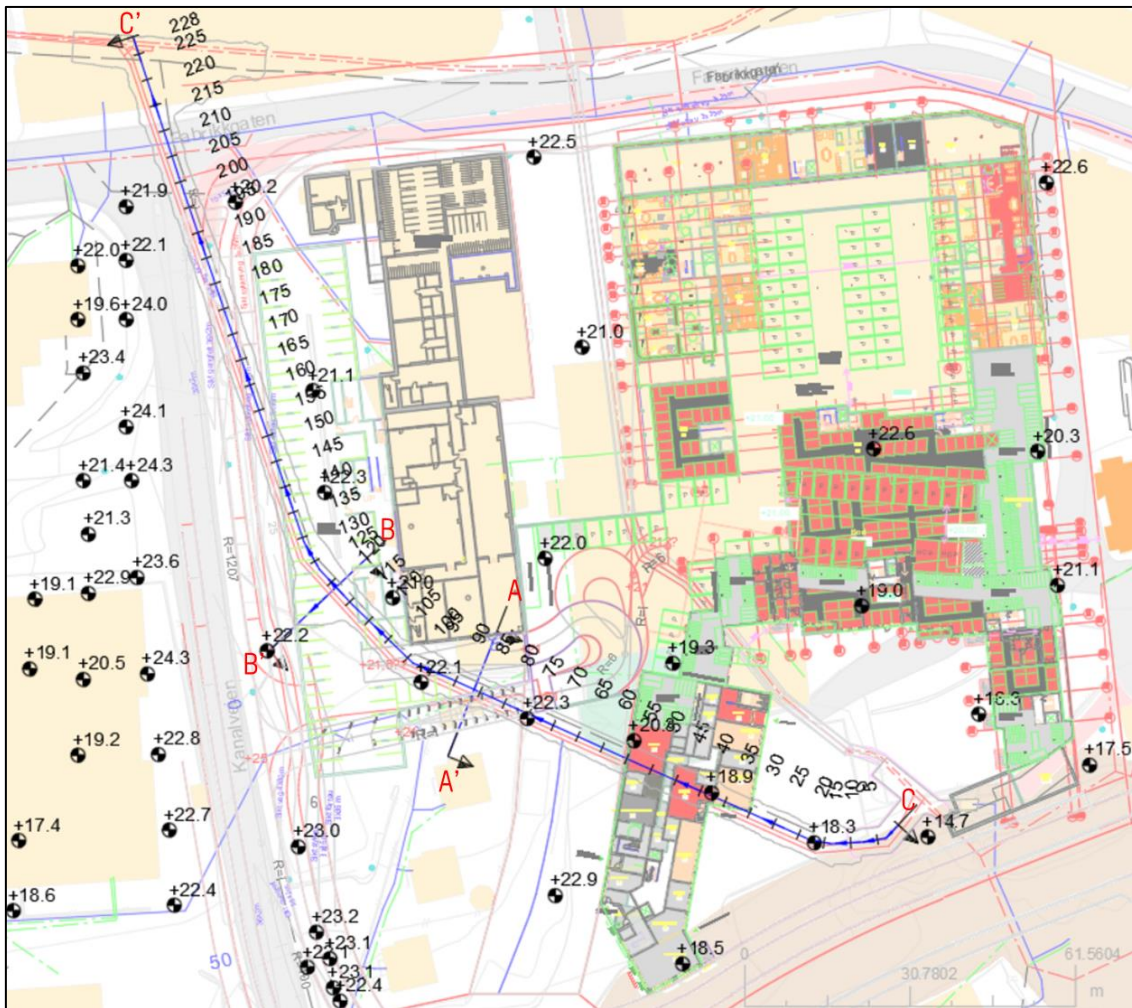
25.04.23

å være anslagsvis mellom 12 – 14 m. Lengst i sørøst mot inntakskonstruksjonen avtar bergoverdekningen til ca. 7 m (ved bunnen av trappen) der bergmodellen ligger mellom +17 – +20. Ved påhugget/overgang til betong er bergoverdekningen ukjent, men den antas å være < 4 m (Figur 7).

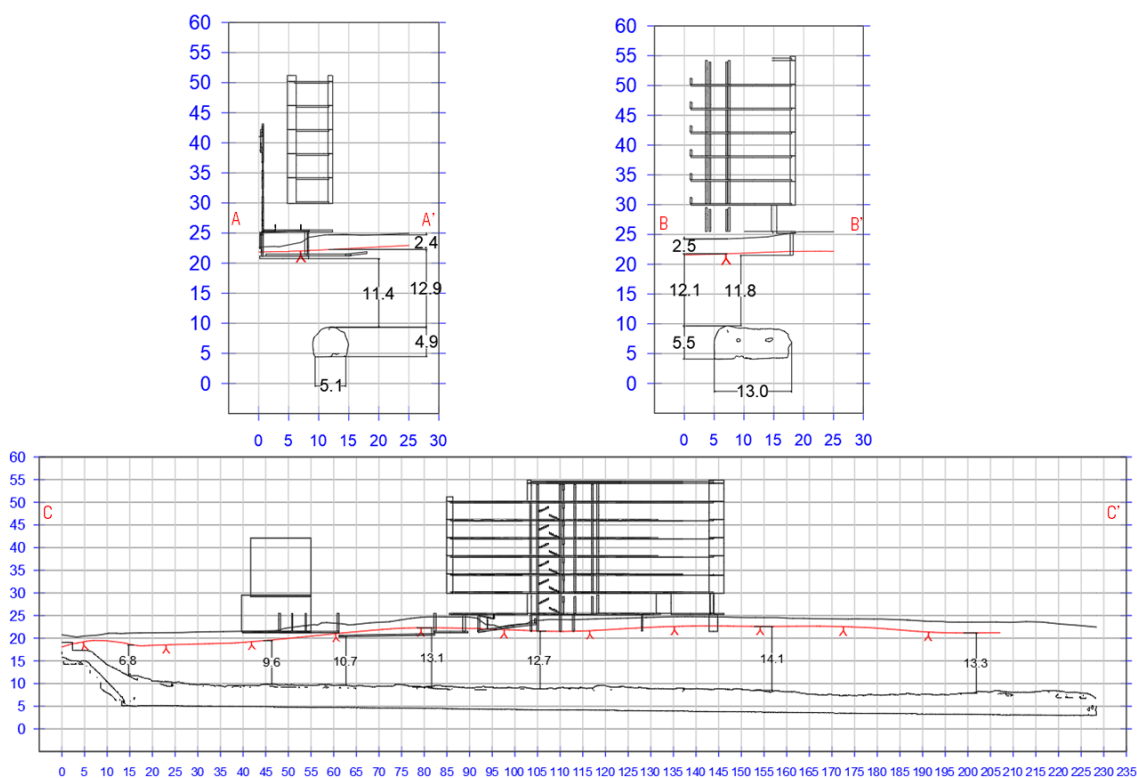
Foreløpige tegninger viser at tre bygninger kan komme til å ligge direkte over tunnelen. Bunnkoter på planlagt utbygging er på nåværende tidspunkt ikke fastsatt. Foreløpige tegninger angir laveste bunnkote på ca. +20. Fra dette forventes det at det blir for det meste graving og noe begrenset berguttak/sprenging/flåsprenging (dybde berguttak 1 – 3 m) ved og over tunnelen.



Figur 5 Utklipp fra flyfoto/modell med oversikt over plassering av avløpstunnel, overløpstunnel og inntakskonstruksjonen. Grunnundersøkelsespunkt (røde punkt) og punkt med observert berg i dagen (rosa punkt) er vist for å tydelig gjøre datagrunnlaget for modellering av teoretisk/anslått bergoverflate over tunnelen.



Figur 6 Kart som viser plassering av tunnelen relativt til planlagt utbygging (foreløpige tegninger pr. 30.03.23), eksisterende bygg (lys gule felt) og diverse infrastruktur i bakken. Fjellkontrollboringer er vist med angitt kote for tolket berg. Plassering av tre profilsnitt A-A', B-B', C-C' er vist. Profilsnitt er vist i Figur 7. Pel-nummer langs avløpstunnelen er kun relativt til profilet (vist i Figur 7) og er ikke offisielle pel-nummer i tunnelen.



Figur 7 Profilsnitt som viser tunneldimensjoner, terrengnivå og anslått bergoverdekning samt planlagte byggverk (foreløpige tegninger pr. 30.03.23). Pel-nummer er relativt til profil-lengden (ikke offisielle pel-nummer).

2.2 Befaring

Avløpstunnelen ble befart 20.03.23 av ingeniørgeolog Felix Kluge fra Sweco. Til stede på befaringen var også geologene Roger Andersen og Åse Hestnes fra Sweco, samt Finn-Erik Moberg og Helge Moberg fra Wimo Fjellsikring AS.

Befaringen var begrenset til de første ca. 140 m fra tunnelpåhugget. På befaringen ble det tatt sprekkemålinger og estimat av Q-verdier for bergmasseklassifisering. I tillegg ble tunnelen visuelt inspisert for eksisterende bergsikringsmidler. Alle observasjoner ble gjort fra sålenivå. Det ble ikke utført bomkontroll (heftkontroll) eller en detaljert kartlegging av riss og sprekker i sprøytebetong eller løse blokker i konturen.

På tidspunkt for befaringen var nedre tunnelduk ca. 5 – 15 m fra påhugget demontert i hengen over trappen, slik at eksisterende bergsikring og noen større vannlekkasjer var synlige.

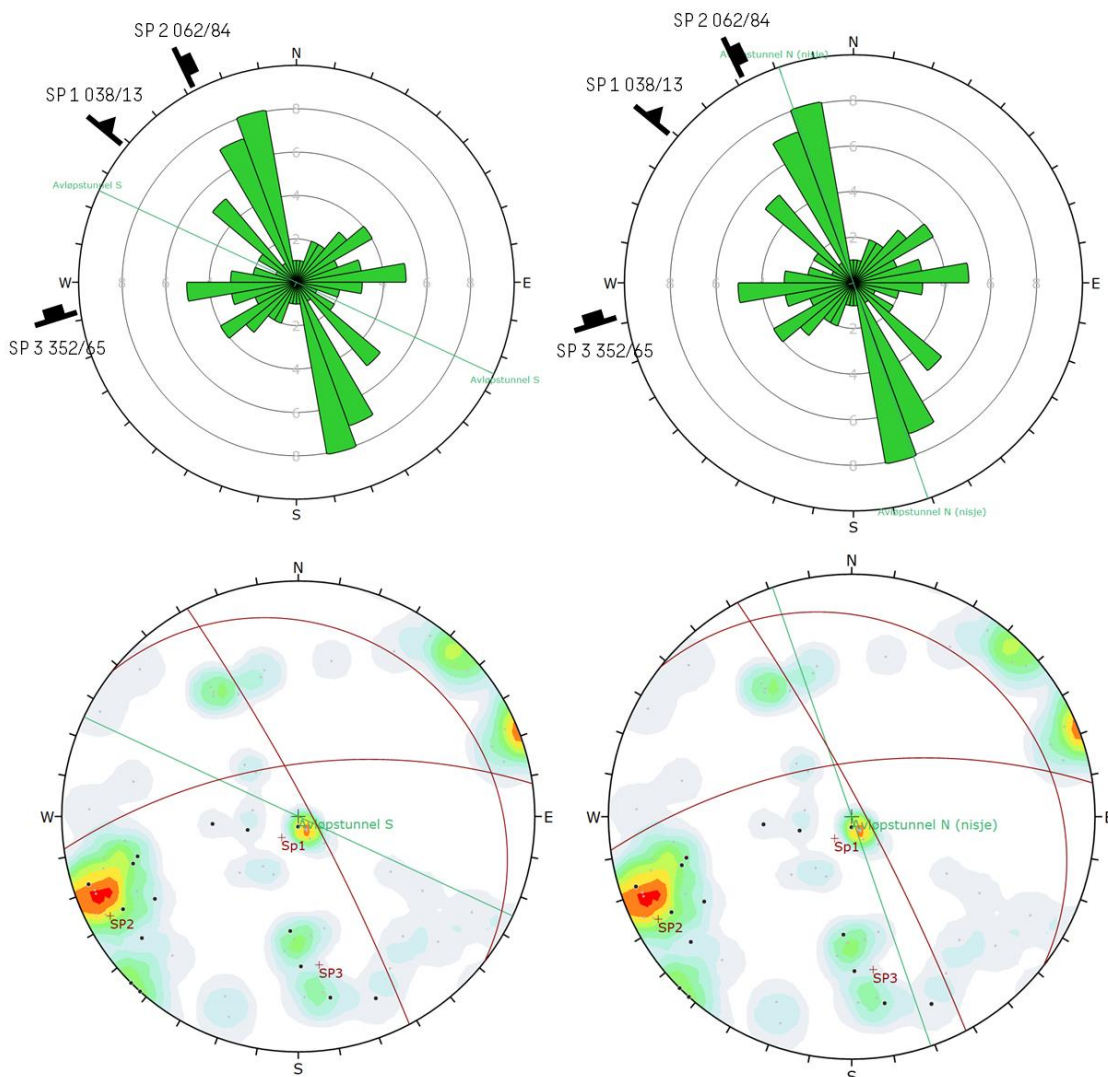
2.3 Geologiske forhold

Norges geologiske undersøkelse (NGU's) berggrunnskart (1:50 000) beskriver berggrunnen i området som «Øyegneis til flasergneis, for det meste granittisk, rød, biotittrik». Dette stemmer med bergartsobservasjoner i tunnelen. Det bemerkes at bergarten i tunnelen er heller mørk grå enn rød, som antyder at den er biotittrik.

Bergmassen sprekker opp langs tre hovedsprekkeretninger. Sprekkesettene observerte egenskaper er kort oppsummert i Tabell 1 og Figur 8.

Tabell 1 Beskrivelse av observerte sprekkesett i tunnelen. Definisjon beskrivende termer iht. [2](oversatt)

Sprekkesett	Orientering [°, fallretning/fall]	Sprekke- avstand	Sprekke- utholdenhet	Sprekke- ruhet	Sprekke- fyll/belegg	Bemerkning
Sp1 (foliasjon)	038/13	Moderat	Stor – veldig stor	Bølget, ru	Ingen observert	Ikke like godt utviklet alle steder
Sp2	062/84	Moderat - Stor	Moderat- stor	Plan – bølget, ru	Rustutfelling, Zeolitt og leire	Generelt godt utviklet
Sp3	352/65	Liten – Moderat	Liten	Bølget, glatt	Rustutfelling	Ikke like godt utviklet alle steder



1

Figur 8 Grafisk fremstilling (sprekkerose øverst, polplott nederst) av sprekeorienteringer målt i tunnelen. Høyre viser data relativt til tunnelaksen i sør (nærmest trappen) og venstre viser data relativt til tunnelaksen i nord (fra nisjen og nordover).

På befaring er det gjort en grov vurdering av bergmassens kvalitet i tunnelen. Bergmassens oppsprekingsgrad relativt til antall sprekesett (J_n), sprekenes ruhet (J_r), sprekefyll (J_a), samt vann lekkasjer (J_w) og spenningsforhold (SRF) er vurdert iht. Q-systemet (Tabell 2). Det er angitt intervaller for Q-parametere lav – høy for å dekke variasjonen innenfor tunnelseksjonene «påhugg», «Tunnel S» og «Nisje». Basert på beregnede Q-verdier er bergmassekvaliteten klassifisert deskriptivt fra «ekstremt dårlig» til «god» jf. Figur 9.

Ved påhugget er bergmasse kvaliteten klassifisert som ekstremt dårlig – svært dårlig (hhv. klasse F og E). Dette skyldes at bergmassen er observert som sterkt oppsprukket ($RQD = 30 -$

50), at det forkommer forvitring (mineralutfelling), at spenningsforholdene er antatt dårlig (spennvidden er større eller lik overdekningen), og at ved påhugg angir Q- metoden at Jn parameteren doubles.

I tunnelen fra påhugget til nisjen fremstår bergmassen som dårlig til middels (hhv. klasse D og C). Dårlige parti skyldes i hovedsak at bergmassen stedvis er sterkt oppsprukket og at det observeres sprekkefyll av leire og/eller myke mineraler (antatt zeolitt).

I nisjen fremstår bergmassen som dårlig til god (hhv. klasse D og B). Lave Q-verdier/dårlig bergmasse resulterer av at spennvidden er antatt lik eller større enn overdekningen og at det observeres sprekkefyll av leire og/eller zeolitt mineralisering. Derimot fremstår bergmassen for det meste mindre oppsprukket i nisjen. Stedvis kunne heller ikke alle sprekkesettene observeres, noe som resulterer i middels bergmassekvalitet. Spennvidden av nisjen er bare i et veldig kort strekk større en overdekningen.

Tabell 2 Viser estimerte Q-verdier (bergkvalitet) i forskjellige deler av tunnelen. Bergkvaliteten er angitt i intervaller lav – høy som angir observerte og vurderte variasjoner av bergmassens kvalitet i de forskjellige seksjonene av tunnelen.

Parameter	Påhugg				Tunnel S				Nisje			
	Lav		Høy		Lav		Høy		Lav		Høy	
	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi	Beskrivelse	verdi
RQD, oppsprekking	Dårlig	30	Middels	50	Middels	60	Utmerket	90	God	80	Utmerket	100
Jn, antall sprekkesett	Tre + sporadisk ved påhugg (*2)	24	Tre + sporadisk ved påhugg (*2)	24	Tre + sporadisk	12	Tre sprekkesett	9	Tre sprekkesett	9	To sprekkesett	4
Jr, ruhet	Plan, ru	1,5	Bølget, ru	3	Bølget, ru	3	Bølget, ru	3	Bølget, ru	3	Bølget, ru	3
Ja, sprekkefyll	Mineralbelegg	2	Mineralbelegg	2	Litt leire	3	Mineralbelegg	2	Litt leire	3	Mineralbelegg	2
Jw, sprekkevann		0,5		0,66		1		1		1		1
SRF, spenningsfaktor		5		5		2,5		2,5		5		2,5
Bergmassekvalitet, Q-verdi, klasse	Ekstremt dårlig, F	0,09	Svært dårlig, E	0,4	Dårlig, D	2	Middels, C	4	Dårlig, D	1,8	God, B	15
$\text{Bergmassekvalitet } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$												

2.4 Bergsikring, vurdert stabilitet

I dagens tilstand er tunnelen sikret med spredt/sporadiske bolter, sporadiske fjellbånd, sporadiske nett og sporadisk stålfiberarmert sprøytebetong (dvs. i korte ca. 20-30 m lange tunnelavsnitt). Sweco har ikke noe dokumentasjon tilgjengelig som beskriver den eksisterende sikringen av tunnelen. Boltelengder og type (innstøpt eller endeforankret) etc. på de eldre boltene er derfor ukjent. Sprøytebetongenes kvalitet er ikke vurdert i detalj, men fremviser

visuelt tilsynelatende varierende kvalitet; stedvis fremstår betongen som svært tynn, men stedvis også som tykk og av god kvalitet (ingen riss/sprekker, mineralisering eller avskalling).

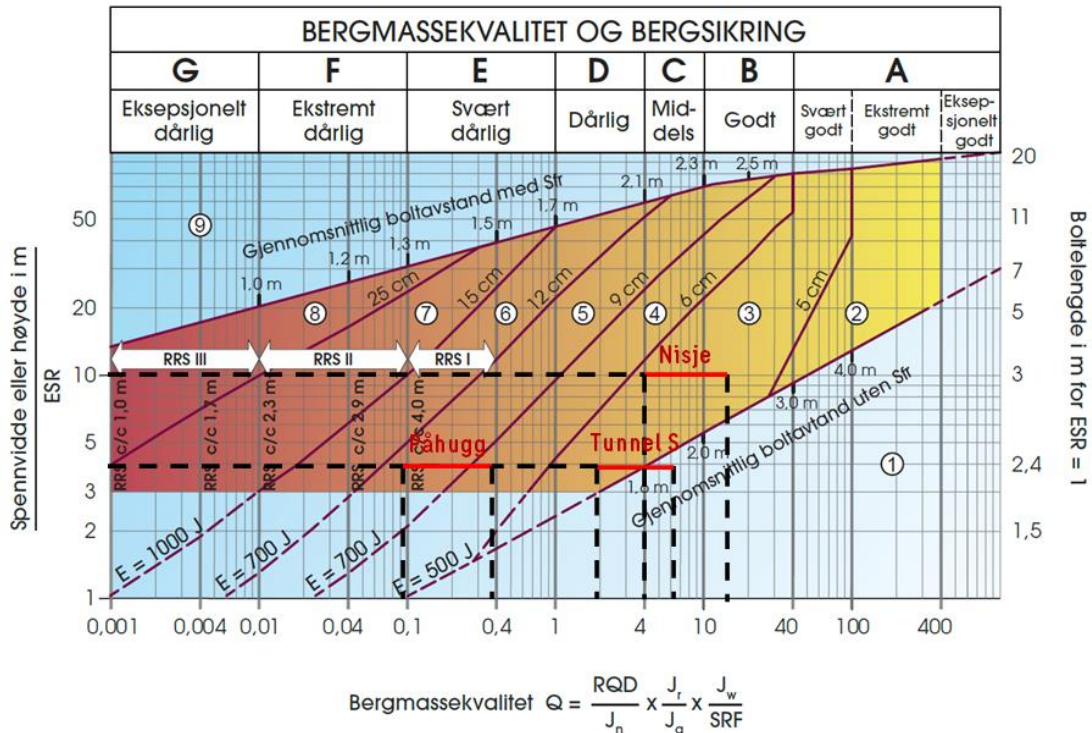
I henhold til registrerte Q-verdier (Tabell 2) er tunnelen generelt noe undersikret i forhold til sikringsomfang anbefalt i dagens utgave av Q-systemet (Figur 9), dvs.:

- Påhuggsområdet burde være sikret systematisk med bolter cc 1,3 – 1,5 m, ca. 10 cm tykk fiberarmert sprøytebetong og ev. enkelt armerte sprøytebetong buer. Derimot estimeres bolteavstanden i påhuggsområdet å være gjennomsnittlig større enn anbefalt iht. Q-systemet, sprøytebetongtykkelsen er uvisst, og det er ikke installert noen buer ved påhugget.
- Tunnelen mellom påhugget og nisjen (tunnel S) burde være sikret systematisk med fiberarmert sprøytebetong og en gjennomsnittlig bolteavstand ca. cc 2 m. I områder uten sprøytebetong burde gjennomsnittlig bolteavstand være ca. cc 1,5 m. Derimot er sprøytebetongen kun utført sporadisk i noen seksjoner, og bolter er installert kun sporadisk med estimert større avstand enn anbefalt iht. Q-systemet.
- Nisjen burde være sikret systematisk med sprøytebetong og bolter med gjennomsnittlig cc-avstand 2.1 m – 2.4 m. Nisjen er i stor grad sikret uten sprøytebetong. Den gjennomsnittlige bolteavstanden er imidlertid anslått å være noe større enn anbefalt iht. Q-systemet.

Selv om sikringsmetoden etter Q-systemet er standard praksis for tunneldriving i Norge i dag, kreves det ikke nødvendigvis at en gammel tunnel av denne typen må følge det gjeldende Q-systemet.

Fra foreløpig visuell inspeksjon fremstår bergmassen, overdekningen og sikringsomfanget av hovedtunnelen ikke å være spesielt mye dårligere enn for mange lignende tunneler i Bergensområdet. Det er heller ikke kjent at det har forekommet noen nedfall av stein/blokk i tunnelen (innen de første ca. 100 m fra trappen), men det kan se ut til at det stedvis henger noen mindre løse/ustabile blokker i konturen. Fra disse hensyn vurderes totalstabiliteten i tunnelen og nisjen som tilstrekkelig god (dvs. i forhold til muligheten for større utrasinger/tunnelkollaps), mens detaljstabilitet (mht. mindre utrasinger/blokknedfall) fremviser noen mangler.

Stabiliteten i/ved påhuggsområdet anses derimot som mer usikkert enn tunnelen for øvrig; da bergmassen ved påhugget fremstår som spesielt oppsprukket, overdekningen er mindre enn spennvidden og vanninntrengingen er vesentlig.



Figur 9 Vurdering av sikringsomfang iht. Q-metoden [3].

2.5 Vannforhold i tunnelen og innvirkning fra bybanens anlegg

Grunnvannstand ved inntakskonstruksjonen antas å ligge om lag på nivå med Solheimsvannets normal vannstand +17,2 m. Ved hundreårs flom antas den å stige til kote ca. +18 m (angitt i tidligere møter med Bergen Vann). Grunnvannstanden står dermed litt over påhugget ved inntakskonstruksjonen. Hele tunnelen antas å ligge under grunnvannsnivå hele veien.

Under anleggsarbeidene for Bybanene BT4 2019 - 2021 ble grunnvannstanden senket. Etter tilbakeføring av grunnvannet har Bergen Vann meldt om en økning av innlekkasjen ved påhugget sammenlignet med tilstanden før anleggsarbeidene. Grunnen for denne økningen er ikke fastslått. Rystelser fra sprengningsarbeider har vært diskutert som en mulig årsak. Hovedmengden av vannlekkasjen er observert å komme fra et trekkerør som kommer ut av sålen til betongkonstruksjonen, samt fra sprekker i berget innen ca. 10 m fra påhugget. Det er forsøkt å måle mengden innlekkasje i området rundt trappen ved å demme opp vannet vha. sandsekker i bunnen av trappen. Samlet innlekkasje ble målt til ca. 6 l/s, og lekkasjen fra rør til 4 l/s. Målingene anses imidlertid som unøyaktige.

I tunnelen ellers forekommer det stedvis punktlekkasjer med drypp/sig av grunnvann. Samlet innlekkasje eller fastsatte innlekkasje krav for tunnelen er ukjent for Sweco.

2.6 Pågående arbeider med utbedring

Det foregår for tiden arbeider med rensk og sikring i tunnelen i regi av Bergen Vann, med Sweco som prosjekterende på geologi og Wimo Fjellsikring AS som utførende. Arbeidet har som hensikt å forhindre nedfall som kan skade personell (personopphold i tunnelen er anslått å være sjeldent, anslagsvis få ganger pr. år) eller skade/ødelegge etablerte installasjoner (fjernvarmerør og avløpsrør). Foreløpig konsentrerer arbeidene seg hovedsakelig om tunnelavsnittene i retning Møllendal og Holen Renseanlegg. Det er foreløpig ikke planlagt utbedring av tunnelavsnittet mellom påhugget og tunnelkrysset i nordøst, med unntak av avsnittet mellom påhugget og bunnen av trappen.

Det pågår også arbeider med utbedring av vannsikringen ved trappen, nært påhugget ved inntakskonstruksjonen. I denne sammenhengen blir den gamle (mindre) vannsikringsduken demontert og erstattet med en større duk som fører vannet ned i siden på tunnelen. Etter at duken er demontert helt, blir tunnelkonturen bak duken inspisert av Swecos geologer, og basert på funn kan det hende at bergsikringen ved trappen blir oppgradert med hovedsakelig noen supplerende bolter før vannsikringen blir ferdigstilt. Sikringsarbeider i denne sammenheng hensyntar kun bestandighet av tunnelen ved normal drift. Det er foreløpig ikke planlagt å hensynta planlagte arbeider med utbygging i området for denne oppgraderingen. Dersom planlagte arbeider skal hensyntas spesielt, må dette avtales med Bergen Vann.

3 Generell vurdering av risikoen fra planlagt utbygging

Risikoen som påføres avløpstunnelen fra planlagte anleggsarbeider deles inn i det som angår tunnelens stabilitet/nedfall og en økning av innlekkasje i tunnelen, som også kan påvirke grunnvannsstand/grunnvannstrømmen i området.

3.1 Tunnelstabilitet

Anleggsarbeidene vurderes på generelt grunnlag å kunne endre tunnelens stabilitet, hovedsakelig pga. vibrasjoner/sprenglaster, reduksjon av bergoverdekning og ved påførte konstruksjonslaster fra byggverk over tunnelen. For hvert punkt beskrevet nedenfor skiller det mellom risikoen for lokal tunnelkollaps/-ras (totalstabilitet) og nedfall av overfladisk stein/blokk/sprøytebetong som kan skade rørføringer i tunnelen (detaljstabilitet).

Vibrasjoner/sprenglaster

Ny vibrasjonsstandard NS 8141-1:2022 fastsetter grenseverdier for hva tunneler erfaringsmessig med god sikkerhetsmargin og gjentatt eksponering tåler for å unngå skader. Det vil for overvåkning, dokumentasjon og fortløpende anpassning av sprengningsarbeidene kreves at det monteres rystelsesmålere i tunnelen på flere steder i løpet av anleggsarbeidene. Overholdes grenseverdier for vibrasjoner, vurderes en tunnelkollaps/ras pga. vibrasjoner som lite sannsynlig. Det er likevel viktig å presisere at rystelsesgrenser beregnet fra standarden ikke er å anse som «skade-grenser».

NS 8141-1:2022 omtaler sprengningsarbeider innen 10 m fra byggverk som «nær», med en spesielt stor risiko for permanente deformasjoner i bergmassen pga. støt og gasstrykk. Dersom det planlegges sprengning innen 10 m fra tunnelen må dette utføres spesielt forsiktig, og geolog må involveres i planlegging av sprengingen. Det kan i slike tilfeller ikke utelukkes at alternative og mer skånsomme metoder for berguttak vil være aktuelt, f.eks. wiresaging og hydraulisk sprengning/mekanisk kiling («drill and split»), ev. bruk av mer skånsomme «sprengstoff» som Royex, Nonex e.l. Sikring med f.eks. supplerende bolter kan også bli aktuelt før sprenging over eller nært tunnelen.

Både for reduksjon av rystelser og støt/gasstrykk gjelder det å redusere salvestørrelser og enhetsladninger (ha mindre sprengstoff pr. tennerintervall) for sprengning, ha godt/fritt utslag samt en god bruddanvisning, f.eks. en uladet søm (ev. ligger-søm over tunnelen), slisseboring eller wiresaging.

Vibrasjonskrav vil som nevnt imidlertid ikke utelukke at det skjer skader på rør/installasjoner pga. nedfall av løs stein/blokk eller brudd i dårlige oppheng for røtraseen. Før sprenging bør derfor rør-oppheng kontrolleres visuelt. I tillegg bør geolog inspisere tunnelkonturen over rørene og vurdere prosjektering av sikringstiltak. Tiltak for beskyttelse av rør kan eksempelvis være en midlertidig overbygg-konstruksjon, støtdempende matter, nett (flettverksnett eller steinsprangnett), sporadiske bolter og fjellbånd. Inspeksjon og sikring vil trolig bli aktuelt å vurdere i tunnelen innenfor ca. 100 m radius rundt vibrasjonskildene.

Reduksjon av bergoverdekningen

Bergoverdekningen over tunnelen er anslått hovedsakelig å være ca. 12 – 14 m, nærmest innløpskonstruksjonen avtar bergoverdekningen gradvis. I dagens sikringstilstand (tynn, sporadisk utført sprøytebetong og sporadiske bolter) er bergoverdekningen tilstrekkelig mht. sikringsprinsipper etter Q-systemet. Risikoen ved en reduksjon av bergoverdekningen er at berget får redusert innspenningen, noe som igjen kan føre til at ustabile bergblokker faller ut eller at tunnelen i ytterste konsekvens kollapser.

En tommelfingerregel er at bergoverdekningen minimum bør være større enn spennvidden til tunnelen. Med unntak av nisjen som ligger ca. 120 m fra tunnelpåkugget har tunnelen stort sett en bergoverdekning som er mer enn dobbelt så stor som spennvidden, men det må likevel antas at det generelt er lave spenninger i bergmassen. Med tanke på sprengningsarbeider og belastning bør bergoverdekningen ikke reduseres mer enn at det gjenstår 10 m berg over/rundt tunnelen etter berguttak. Over nisjen og der det i dag er mindre enn 10 m overdekning. Dersom dette blir nødvendig med berguttak over nisjen, vil dette medføre behov for spesielle vurderinger av geolog og sikringsarbeider; sannsynligvis med behov for systematisk bolting og nett, eller bolting og sprøytebetong.

Konstruksjonslaster fra planlagte byggverk over tunnelen

Foreløpige vurderinger tilsier at konsentrerte konstruksjonslaster som påføres berget over tunnelen kan nedsette tunnelens stabilitet. Dette ved at tunnelheng og vederlag avspennes og at det oppstår skjær- eller tensjonsbrudd i bergmassen. Dette kan da føre til utrasing av blokker

og lokal tunnelkollaps, som igjen kan medføre tap/setninger av underlaget for fundamenter og påføre skade på byggverket.

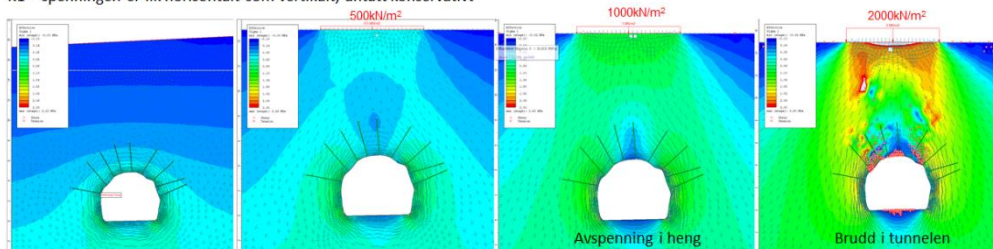
Vurderinger av bæreevnen over tunnelen er derfor kompleks og må utredes ved bl.a. beregning/numerisk analyse. Resultater fra numerisk modellering av bergmassen er imidlertid svært følsom for inngangsparametere, som styrken til bergmassen i intakt og residual tilstand, oppsprekkingsmønster og spenningsfeltet i bergmassen etc. Alle disse parameterne er forholdsvis vanskelig å måle, og det vil være vanskelig/kostbart å oppnå en stor grad av sikkerhet for analyseresultatet; spesielt dersom det ikke benyttes sprøytebetong, sikringsbuer eller hvelv på innsiden av tunnelen.

Basert på erfaringsverdier for bergmassen og spenninger målt ifm. bybaneutbyggingen ved Haukeland sykehus, forespeiles det foreløpig følgende maksimale tillatte såletrykk for fundamenter over tunnelen:

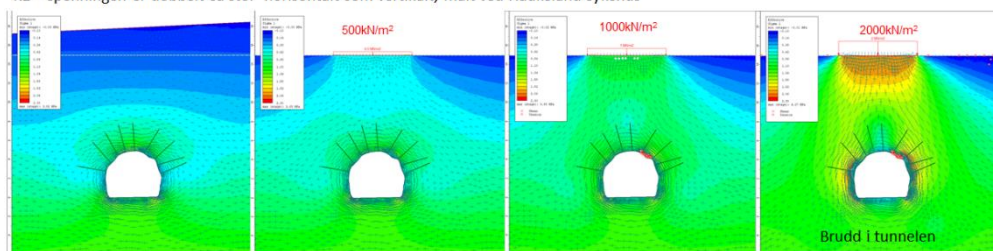
- Ved tunnel-spennvidde 5 m, min. 10 m bergoverdekning, uten systematisk boltesikring, anslås maksimalt tillatt såletrykk 0,5 MPa (500 kN/m²)
- Ved tunnel-spennvidde 5 m, min. 10 m bergoverdekning, med systematisk sikring med L3 - 4m bolter, anslås maksimalt tillatt såletrykk 1 MPa (1000 kN/m²)
- Ved tunnel-nisjen med spennvidde > 10 m, min. 10 m bergoverdekning, uten systematisk boltesikring, frarådes det å plassere permanente konstruksjonslaster direkte over tunnelen
- Ved tunnel-nisjen med spennvidde > 10 m, min. 10 m bergoverdekning, med systematisk sikring med L3 – 4 m bolter, anslås maksimalt tillatt såletrykk 0,5 MPa (500 kN/m²)

Vurderingen er bl.a. basert på foreløpige numeriske modeller (Figur 10 og Figur 11). Det presiseres at dette er foreløpige verdier, og at endelig prosjektering av byggverkene må avklares med geolog og at vurderingene beskrevet her er å anse som generelle betraktninger. Dvs. at de hensyntar ikke eventuelle scenarier der f.eks. bergmassekvaliteten lokalt er svært dårlig ifm. svakhetssoner o.l. For å utrede bæreevnen videre vil det kreves å innhente mer detaljerte opplysninger om bergmassens faktiske beskaffenhet og utføre mer detaljerte numeriske analyser og beregninger. Utredningen innebærer en middels- stor risiko for prosjekteringen, dvs. at det er vanskelig å konkludere før prosjekteringen av fundamenter (plassering, størrelse, laster, stivhet etc.) er ferdigstilt. Resultatet kan i ytterste konsekvens føre til behov for omprosjektering av fundamenteringsmåten/geometrien for å tilfredsstille maksimalt tillatt såletrykk.

K1 = spenningen er lik horisontalt som vertikalt, antatt konservativt

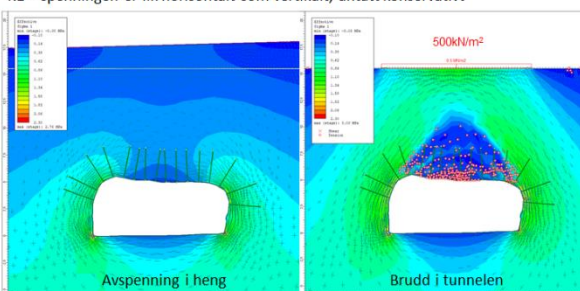


K2 = spenningen er dobbelt så stor horisontalt som vertikalt, målt ved Haukeland sykehus

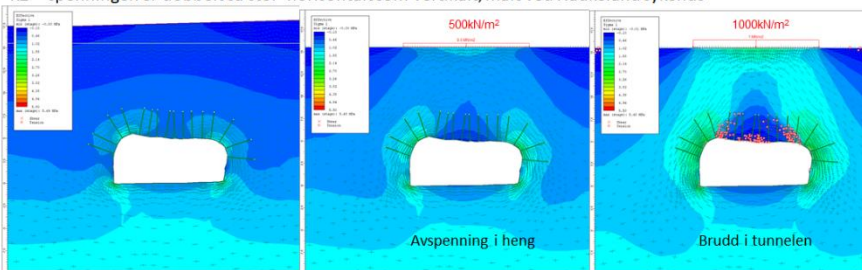


Figur 10 Foreløpig 2D-numerisk analyse for tunnelen med antatte fundamentlaster på bergoverflaten. To scenarier for spenningsfeltet er utprøvd, der k1 antas å være konservativt, og k2 er basert på en måling utført for BT4 ved Haukeland stasjon. Linjene radielt ut fra tunnelkonturen er bergbolter. Blå farge indikerer relativt lave spenninger i berget, mens farge-overgangen til rødt indikerer spenningsøkning og til slutt høye spenninger.

K1 = spenningen er lik horisontalt som vertikalt, antatt konservativt



K2 = spenningen er dobbelt så stor horisontalt som vertikalt, målt ved Haukeland sykehus



Figur 11 Foreløpig 2D-numerisk analyse for nisjen med antatte fundamentlaster på bergoverflaten. To scenarier for spenningsfeltet er utprøvd, der k1 antas å være konservativt, og k2 er basert på en måling utført for BT4 ved Haukeland stasjon. Linjene radielt ut fra tunnelkonturen er bergbolter. Blå farge indikerer relativt lave spenninger i berget, mens rødt indikerer høye spenninger.

3.2 Økt innlekkasje i tunnel

Grunnvannsstanden er bare kjent fra området rundt inntakskonstruksjonen, der den normalt ligger på ca. +17 m. Da midt heng ligger på ca. +9 m - +7 m, antas tunnelen å ligge noen meter under grunnvannsstanden på hele strekket. Mengden innlekkasje i tunnelen vil være avhengig av bergmassens vannledningsevne. I harde bergarter, som det antas er på området, er vannledningsevnen normalt styrt av bl.a. oppsprekkingsgrad, sprekkeåpning (som ofte har sammenheng med spenningsforhold) og finstoff-innhold (sprekkefyll) i sprekker.

Sprenggasser og rystelser fra sprengning kan føre til at bergmassen forflytter/forskyver seg, at sprekker som i dag er tette eller har liten åpning åpnes opp, og at ev. sprekkfyll som finstoff forflyttes/vaskes ut. Erfaringsmessig kan sprengning over eller ved en eksisterende tunnel derfor føre til at det lekker mer vann fra sprekker som tidligere har vært tilnærmet tette. Det er ikke mulig å konkludere hvor mye påkjønning fra sprengning som skal til for å åpne både eksisterende og nye sprekker i berget. Det er derfor ikke mulig å gardere seg helt mot dette. For å prøve å unngå økt lekkasje i tunnelen, gjelder det generelt og som tidligere nevnt å sprengre så forsiktig som mulig over og ved tunnelen, alternativt bruke andre metoder for berguttak, som nevnt i kapittel 3.1.

Konsekvensen ved en økt innlekkasje lokalt, f.eks. fra enkeltsprekker, forventes i utgangspunktet å være at det renner vann ned på infrastruktur og veibanen, som kan bli til besvær for tunneldriften (tilsvarende som ved påhugget). Sannsynligheten for dette forventes å være middels til liten.

Tunnelen er under antatt grunnvannsnivå. Konsekvensen ved en svært stor eller utbredt økning av innlekkasjen kan derfor være en senkning av grunnvannstanden eller en endring av grunnvannstrømmen i området, dvs. en økning av tunnelens influensområde. Dette kan da påvirke grunnvannsbrønner (ev. brønner som ikke er registret på Brønn databasen Granada) i området og dersom det fører til en senkning av grunnvannsstanden i løsmasser kan dette resultere i setninger. Dette kan igjen medføre konstruksjonsskader på ev. byggverk fundamentert på tykt lag løsmasser som påvirkes av slike vesentlige endringer i grunnvannsnivå. Sannsynligheten for et slikt verste fall-scenario vurderes imidlertid som meget liten.

4 Anbefalt gjennomføring

Med bakgrunn i risikoer beskrevet i kapittel 3 gis det anbefalinger for begrensninger og forebyggende/ avbøtende tiltak for tunnelen. Generelt vurderes beskrevne risikoer som håndterbare, og det planlagte arbeidet nært tunnelen vurderes som gjennomførbart. Dette forutsatt at angitte anbefalingene følges. Det forutsettes også at anleggsarbeidene kontinuerlig følges opp av geolog. Dersom noen av de beskrevne kravene ikke forventes overholdt, må geolog gjøre spesielle vurderinger for dette i forkant.

4.1 Sikkerhetsavstander

Sprengning: Det anbefales en sikkerhetsavstand på min. 10 m rundt tunnelen der det ikke bør utføres konvensjonelle sprengningsarbeider, dvs. kortest avstand fra tunnelkontur til nærmeste ladningshull bør ikke være kortere enn 10 m.

Berguttak: Over tunnel med tverrsnitt 5x5 m bør det ikke tas ut mer berg enn at endelig bergoverdekning blir min. 10 m. I området der bergoverdekningen er mindre enn 10 m i dag anbefales det ikke å ta ut mer berg, med mindre dette er avklart med geolog. Ved nisjen som har maksimalt spenn på 13 m anbefales det heller ikke å ta ut berg som reduserer overdekning.

Støttekonstruksjoner eller peling: ved utførelse av støttekonstruksjoner eller fundamentering som involverer innboring i berg (rørvegger, rørsputer, peler etc.) anbefales det en sikkerhetsavstand på min. 5 m over tunnelen.

Boring av brønner: Ved boring av brønner/ lange borehull anbefales det en sikkerhetsavstand på 15 m rundt tunnelen.

Sikkerhetsavstandene er å anse som foreløpige, og er basert på nåværende kunnskap om tunnelen og bergmassens beskaffenhet. Felles for alle arbeider som potensielt kan påvirke tunnelen er at geolog holdes kontinuerlig informert både før og underveis i arbeidene.

4.2 Rystelser

Ved sprenging nær tunneler/bergrom er det fare for oppbomming, oppsprekking og utstøting av sprøytebetong og/eller bergblokker. NS8141-1:2022 anbefaler å fastsette grenseverdier for tunneler/bergrom på basis av Tabell 3.

Inspeksjon av tunnelen (20.03.23, Sweco v/Felix Kluge) fremviser at bergets kvalitet er «middels til dårlig» i tunnelen, dårlig til god i nisjen og ekstremt dårlig til svært dårlig i påhuggsområdet. Tunnelen er hovedsakelig sikret med sporadiske bolter og sporadisk sprøytebetong, men vurderes generelt å være undersikret mht. det gjeldende Q-systemet. Grenseverdien for tunnelen forventes å kunne fastsettes til «30 – 50 mm/s» (Tabell 3).

Bergen vann skal varsles om sprengningsarbeidet, og det skal undersøkes om Bergen vann har egne krav til varslingsrutiner, vibrasjoner og sikkerhet for tunnelen.

Tabell 3 Basisverdier for toppverdi av uveid svingehastighet avhengig av bergkvalitet. [4]

Beskrivelse av tilstanden til tunnel/bergrom	V _{tunnel a, b} [mm/s]
Dårlig berg, kun spredt bolting eller ingen forsterkning, eller uarmert sprøytebetong	30
Dårlig berg, armert sprøytebetong sikret med bolter	50
Dårlig berg, sikret med full utstøpning	100

Godt berg, kun spredt bolting eller ingen forsterkning, eller uarmert sprøytebetong	50
Godt berg, armert sprøytebetong sikret med bolter	100
<p>a Dersom tunnelen eller bergrommet ikke er i bruk, kan det vurderes å heve de angitte grenseverdiene med en faktor på 1,25</p> <p>b Tekniske installasjoner i tunneler kan være styrende for grenseverdien. Data for teknisk utstyr i tunnelen eller bergrommet kan innhentes fra teknisk regelverk eller fra leverandør.</p>	

Plassering av rystelsesmålere avtales med geolog før montering. Det forventes behov for montering av opptil flere rystelsesmålere i tunnelheng, -vederlag og/eller -vegg, ev. også på fundamenter for rørtraseen. Ved behov kan det ev. fastsettes flere rystelsesverdier for forskjellige deler av tunnelen basert på en tilstandsvurdering. Foretrukken plassering av rystelsesmålere er der det er kortest til sprengningsstedet. Det kan også bli behov for å måle rystelser i tre akser.

4.3 Supplerende bergsikring

Sikring over infrastruktur/rørtrase: Det forventes behov for sikring over eksisterende infrastruktur innen 50 – 100 m fra sprengstedet mht. rystelser og faren for nedfall av løs stein/blokk/sprøytebetong.

For rør som ligger langs tunnelens såle kan det være tilstrekkelig med midlertidige overbygg av tre og/eller f.eks. PE-skum/støtdempende matter. For rør som henger fra vegg eller tak forventes det behov for sikring med nett (flettverksnett eller steinsprangnett). Det kan i tillegg bli behov for supplerende sporadiske bolter og fjellbånd over infrastrukturen.

Sikring av tunnelstabiliteten: Supplerende sikring av tunnelstabiliteten vil kunne bli aktuell før berguttak og fundamentering over tunnelen.

Med hensyn til sprenging og berguttak forventes hovedsakelig kun et behov for sporadiske bolter. Omfanget for dette må avklares etter at geolog har utført en mer detaljert tilstandsvurdering.

Dersom det blir behov for berguttak over nisjen, dersom berguttak resulterer i mindre enn 10 m berg overdekning over tunnelen, eller dersom tunnel/nisje belastes med betydelige fundamentlaste (kapittel 3.1), kan det oppstå behov for et større sikringsomfang i området det gjelder. Da det mht. infrastrukturen og tilkomst i tunnelen sannsynligvis ikke kan benyttes sprøytebetong til sikring av tunnelen, kan det i disse tilfellene bli behov for forholdsvis tett systematisk bolting fra innsiden av tunnelen og/eller montering av lange vertikale bolter fra dagen, ev. også en nettløsning.

4.4 Vannhåndtering

For å forebygge økt innlekkasje til tunnelen (ved åpning av sprekker i bergmassen) må det generelt sprenges svært forsiktig, spesielt ved berguttak over tunnelen eller rett ved tunnelen (innen ca. 10 m «i plan» fra tunnelen).

Dersom det oppstår økt innlekkasje, vil avbøtende tiltak i første omgang innebære lokale utbedringer med bruk av rør og slanger, dremsmatter som Enkadrain, plastduk e.l. Dersom lekkasjen er mer omfattende og over et større område, kan det også bli behov for montering av tunnelduk (type «Gjertsen-duk» e.l.) på innsiden av tunnelen, som leder vannet ut i siden til drems tunnelens dremsystem. Vannlensing/utpumping av vann kan for øvrig ikke utelukkes dersom kapasiteten på eksisterende dremsystem ikke er tilstrekkelig (ved stor innlekkasje).

Berginjeksjon (forebyggende før sprenging eller som «etterinjeksjon») er ikke anbefalt. Dette siden berginjeksjon under trykk er svært kostbart og da det såpass nært overflaten vil være vanskelig å oppnå tilstrekkelig mottrykk for injeksjonsmassen. Erfaringsmessig vil det være vanskelig å kontrollere resultatet av tettingen i dette tilfelle, og det kan medbringe et høyt tids-/materialforbruk uten at et ønsket resultat oppnås. Det er også en viss sannsynlighet for at injeksjonsmassene kan finne veien ut i dagen. Berginjeksjon kan imidlertid bli nødvendig dersom:

- En ev. økte lekkasje forventes å kunne endre grunnvannstanden/-strømmingen betraktelig og det er fare for setninger på bygninger i nærområde
- Lekkasjen forventes å overgå kapasiteten til dremsystemet i tunnelen

Injeksjon vil bli mest aktuelt lokalt dersom det opptrer store punkt lekkasjer. Da kan man forsøke å forringe vanninntrengingen med bruk av polyuretan, eller ved montering av injiserbare bolter som injiseres med microsement (f.eks. Fin-bolt, PC-bolt, Thor-bolt).

5 Anbefalt utredning

5.1 Tilstandsvurdering av tunnelen

Før grunnarbeider som medfører vibrasjoner igangsettes må det utføres en detaljert tilstandsvurdering av tunnelen. Tilstandsvurderingen skal utføres i samsvar med NS8141-4:2021. Dette vil innebære at en geolog vurderer tilstanden av tunnelkonturen mht. ev. løse blokker/stein, vurdere tilstanden av montert bergsikring opp mot den planlagte belastningen fra sprengning og fundamenttrykk, samt en tilstandskontroll av sprøytebetongen i tunnelen. Sistnevnte vil innebære at det utføres en «bomkontroll» (sjekke for heftbrudd mellom betong og berg ved å slå på den med hammer /eller spett), at det kartlegges eksisterende sprekker/ riss i betongen og at tykkelsen måles stikkprøvemessig ved gjennom boring (f.eks. håndholdt drill).

I tillegg til den geologiske kontrollen bør det utføres en visuell kontroll av infrastrukturen av fagkyndig personell, spesielt mht. oppheng. Kontroll av infrastrukturen bør dokumenteres med f.eks. videoopptak.

Det anbefales at det utføres en detaljert inspeksjon innen 50 m fra sprengstedet og en begrenset/ visuell kontroll innen 100 m. Ettersom hvilke funn som gjøres kan det bli behov for at det gjøres en detaljerte kontroll i et større område enn 50 m.

5.2 Måling av vannlekkasjer

Det forkommer i dagens tilstand allerede noe lekkasje i tunnelen. For å kunne vurdere om vannlekkasjen i tunnelen økes betraktelig pga. anleggsarbeidene bør dagens lekkasjemengde måles i en periode før anleggsarbeidet starter.

Mengden vannlekkasje bør først kartlegges visuelt og dokumenteres med foto/video opptak. Store lekkasjepunkter bør kart-festes spesielt. Ved utvalgte lekkasjepunkter, der det er rennende vann/drypp, bør det forsøkes å måle vannmengden per tidsenhet.

Det bør forsøkes å gjennomføre terskelmålinger i tunnelen (dvs. måle mengden vann som drenerer i tunnelen pr tidsenhet for en kontrollert seksjon/avsnitt av tunnelen). Nært trappen ved inntakskonstruksjonen ble dette tidligere forsøkt ved oppdemming med sandsekker. Det kan også forsøkes å måles i grøft/drensrør dersom dette er praktisk mulig. Muligheter for å få gjennomført terskelmålinger må avklares med tunneldrift hos Bergen Vann.

5.3 Geologisk oppfølging under prosjektering og i anleggsfasen

Geolog bør involveres både under prosjektering og i oppfølgingen av anleggsfasen.

I prosjekteringen må planlagt grunntrykk over tunnelen avklares med geolog for å vurdere behov for bergforsterkning. Bunnkoter for berguttak må avklares med geolog iht. tidligere nevnte risikoer.

Før anleggsarbeidet må geolog involveres i en tilstandsvurdering av tunnelen både mht. sikring og vannlekkasje. Geolog må også involveres i plassering av rystelsesmålere før anleggsarbeidet begynner.

Under anleggsarbeidet anbefales det at geolog inspiserer bergoverflaten over tunnelen etter avgraving (dvs. før sprenging) for å tilse at bergforholden er som forutsatt. Etter berguttak over tunnelen er ferdigstilt, anbefales det at geolog gjør en visuell kontroll på innsiden av tunnelen for å vurdere om forholdene er uendret.

Referanser

- [1] Sweco Norge AS, «NOTAT 01 FOR VANN OG AVLØP,» Sweco, Bergen, 17.03.2021 .
- [2] ISRM, The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006, Ankara: ISRM, 2007.
- [3] NGI, «Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning.,» NGI, Oslo, 2015.
- [4] Standar Norge, «NS8141-1:2022 Virasjoner og støt Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt på byggverk, inkludert tunneler og bergrom,» Standard Norge, Oslo, 2022.