

Oppdragsnavn: Kommunale utleieboliger Bergen
Oppdragsnummer: 606936-02
Utarbeidet av: Anders Øyre
Kvalitetssjekk: Per Nyberg
Dato: 15.10.2020
Tilgjengelighet: Åpen

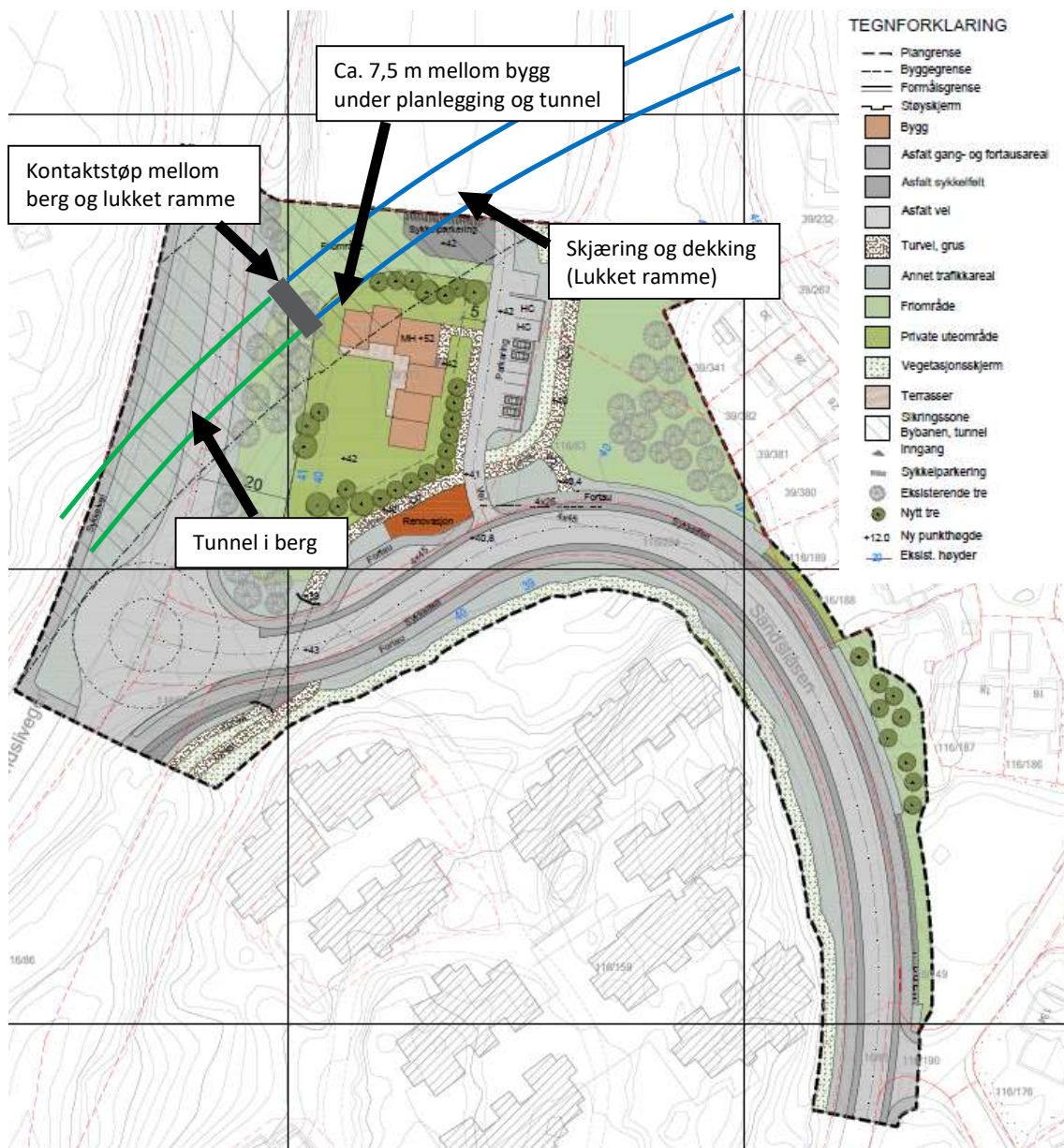
NOTAT Petedalsmyra - Grunnforhold - Nærhet til Bybanetunnel

1. INNLEDNING	1
2. PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER	2
2.1. Konsekvens/pålitelighetsklasse	2
2.2. Geoteknisk kategori og pålitelighetsgrad	3
2.3. Tiltaksklasse iht. PBL	3
3. SITUASJONS BESKRIVELSE	4
4. LASTSPREDNING	5
5. BYBANETUNNELENS BETONGHVELV	6
6. KONKLUSJON	8

1. INNLEDNING

På vegne av Bergen kommune gjennomfører Asplan Viak AS planarbeid for kommunale utleieboliger på Petedalsmyra, gnr. 39 bnr. 717 mfl., Ytrebygda bydel. Nordvestlig del av planområdet er innenfor bybanetunnelens sikringssone og minste horisontale avstand mellom nordvestligste del av bygget og bybanetunnelen er ca. 7,5 m. Innenfor bybanetunnelens sikringssone er tiltak i grunnen bare tillatt dersom det kan dokumenteres at tiltaket ikke får uønskede konsekvenser for tunnel/kulvert. I dette notatet blir det vurdert om tilleggsvekten fra tiltaket som planlegges vil kunne medføre økt belastning mot bybanetunnelens betongkonstruksjon.

I Figur 1:



Figur 1: Utsnitt av foreløpig illustrasjonsplan med omtrentlig plassering av bybanetunnel inntegnet.

2. PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

2.1. Konsekvens/pålitelighetsklasse

Veiledende eksempler på pålitelighetsklasser er vist i tabell NA-A1(901) i nasjonalt tillegg til NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Grunn- og fundamenteringsarbeider er delt opp i følgende alternativer:

- Kompliserte tilfeller
- Enkle og oversiktlige grunnforhold

Ved valg av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider skal det også tas hensyn til omliggende områder og byggverk. Følgende faktorer har betydning for valg av pålitelighetsklasse i dette prosjektet:

- Nærhet til Bybanetunnel
- Fundamentering på løsmasser

På bakgrunn av ovennevnte opplysninger, vurderes tiltaket å ligge i pålitelighetsklasse (CC/RC) 2.

Krav til omfang og nivå av prosjekteringskontroll er definert i NS-EN 1990. Det refereres spesielt til nasjonalt tillegg (NA:2008) der kontrollen er definert iht. «konsekvensklasse/pålitelighetsklasse» (CC/RC):

- For CC/RC 2: Normal kontroll (N)

2.2. Geoteknisk kategori og pålitelighetsgrad

NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. I henhold til veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering kan geoteknisk kategori bestemmes ut fra pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad.

Det planlegges for tilføring av masser og oppsetting av bygg med minste horisontale avstand på 7,5 m fra bybanetunnel i betonghvelv. Løsmassene mellom tiltak under planlegging og bybanetunnelen består hovedsakelig av 20/120 masser og sprengstein. Deler av tiltaket er innenfor bybanetunnelens sikkerhetssone og det må vurderes og beregnes om tilleggsvekten fra tiltaket som planlegges vil kunne medføre uønskede konsekvenser for bybanetunnelen.

På bakgrunn av dette vurderes vanskelighetsgraden som Middels. Middels vanskelighetsgrad beskriver følgende forhold: Noe uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene.

Med pålitelighetsklasse (CC/RC) 2 og vanskelighetsgrad Middels vurderes prosjektet til geoteknisk kategori 2.

2.3. Tiltaksklasse iht. PBL

Byggesaksforskriften (SAK10) §13-5 bokstav e (Direktoratet for byggkvalitet, 2012) beskriver godkjenningsområder for geoteknisk prosjektering. Bygninger, anlegg eller konstruksjoner som iht. NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 2 gir Tiltaksklasse 2 for prosjekteringen.

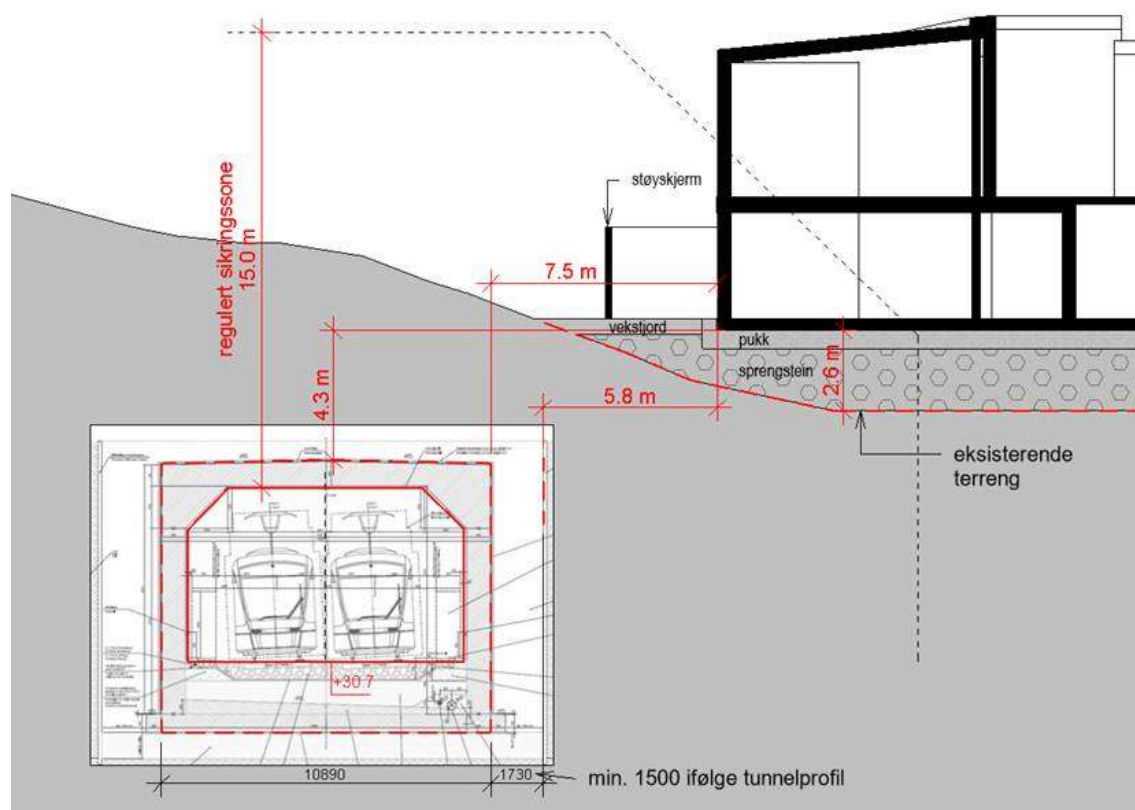
Tiltaksklasse 2 medfører krav om uavhengig kontroll i henhold til Plan og bygningsloven. For utførelsen av grunnarbeider plasseres prosjektet i Tiltaksklasse 2 på bakgrunn av faktorer som er beskrevet i kap. 2.1 og 2.2.

3. SITUASJONSBEKRIVELSE

I dagens situasjon er det en asfaltert parkeringsplass med tilstøtende vegeterte løsmasser i tiltaksområdet som er under planlegging. I forbindelse med tiltaket vil det bli tilført masser for planering og forhøyning. De tilførte massene vil hovedsakelig bestå av sprengstein. Oppå de planerte massene planlegges det for privat uteareal, parkering, vei og bygg. Den største belastningen vil komme fra arealet under bygget.

Som beskrevet i innledningen er minste avstand mellom bygg under planlegging og bybanetunnelen ca. 7,5 m. Den vertikale avstanden fra overkant tunneltak til underkant av nærmeste del av bygg er ca. 4,3 m. Bybanetunnelen består i dette området av et betonghvelv overfylt med løsmasser. Massene direkte over betonghvelvet, samt ca. 1,7 m til hver side, består ifølge Bybanens «As built» tegninger av sprengstein med fraksjon 20/120 mm. I området utenfor 20/120 massene, er det mest trolig usorterte sprengsteinsmasser. Denne antakelsen er basert på informasjon fra Einar Borgen, som var byggeleder på bybaneprosjektet forbi Petedalsmyra, samt bilde fra anleggsarbeidene som viser at arealet mellom bybanetunnelen og planlagt bygg var fullstendig avdekket (Figur 3).

Figur 2: Snittegning av området hvor bygg under planlegging har minst avstand til bybanetunnelen.



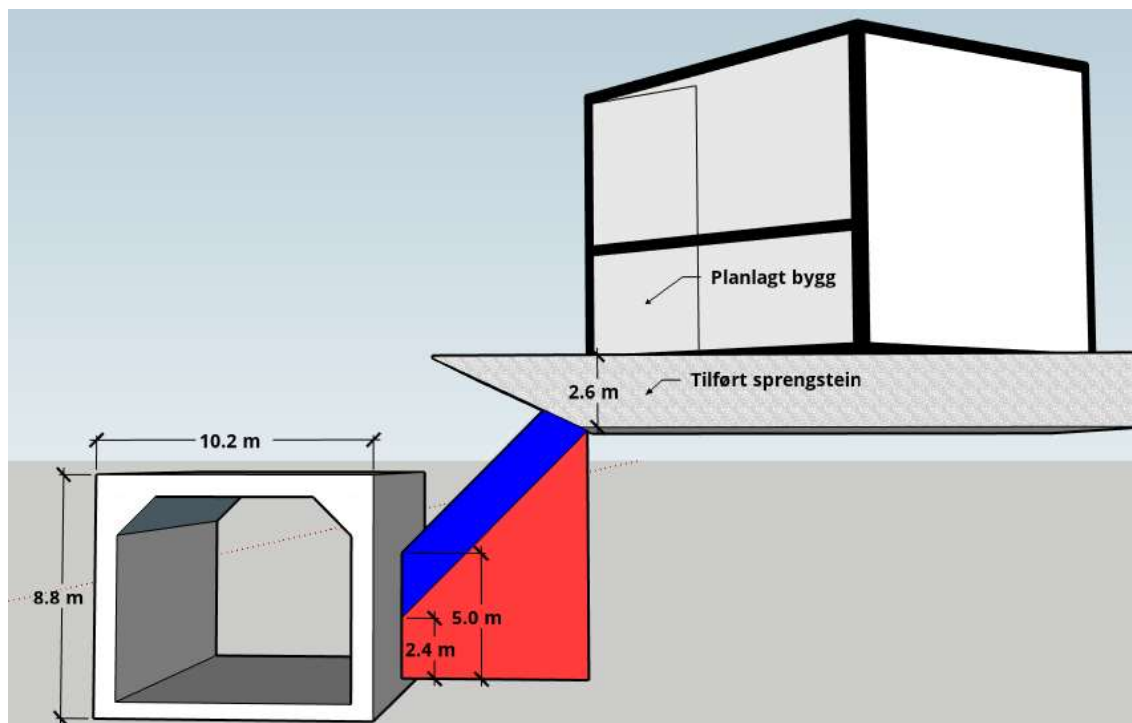
Figur 2: Snittegning av området hvor bygg under planlegging har minst avstand til bybanetunnelen.



Figur 3: Bilde fra anleggsarbeidene som viser at arealet mellom bybanetunnelen og planlagt bygg var fullstendig avdekket. Nærmeste hjørne på bygg under planlegging er lokalisert ca. 15 m vertikalt opp ifra bakenden på bilen til venstre. (Foto: Bybanen Utbygging)

4. LASTSPREDNING

Typisk lastspredning i sprengstein er 1:1. Ved slik lastspredning vil trykket fra bygget treffe tunnelveggen fra såle og opp til ca. 5 m høyde, mens lastene fra bygget inkl. tilført sprengstein vil treffe fra såle til ca. 2,4 m høyde. Dette illustreres i Figur 4.



Figur 4: Lastspredning 1:1 fra bygg (blå) og bygg inkl. tilført sprengstein (rød).

På bakgrunn av forventet lastspredning 1:1 skissert i Figur 4, er det vurdert at bybanetunnelens sydøstlige vegg, vil bli påvirket av trykk fra tilførte masser og bygg.

4.1. Beregninger

Asplan Viak har utført forenklede beregninger for å anslå størrelsesordenen som ekstrabelastningen fra bygg inkludert tilført sprengstein vil påføre bybanetunnelen.

For å utføre beregningene er det tatt utgangspunkt i følgende verdier og forutsetninger:

- Byggets vekt 940 tonn
- Byggets grunnflateareal 350 m²
- Bygg fundamentert på 1 m bred ringmur
- Grunntrykk ringmur 68 kN/m²
- Tyngdetetthet sprengstein 19 kN/m³ (iht. figur 2.39 i SVV håndbok V220)
- Friksjonsvinkel sprengstein 42° (iht. figur 2.39 i SVV håndbok V220)
- Attraksjon i sprengstein 0 (iht. figur 2.39 i SVV håndbok V220)
- Ruhet mellom sprengsteinsmasser og betongkonstruksjon er satt til 0.

Det er beregnet at horisontaltrykket mot tunnelens vegg i dagens situasjon er ca. 40 kPa.

Ekstrabelastningen fra planlagt tiltak er beregnet å være ca. 22 kPa. Trykket mot tunnelens vegg vil da være ca. 62 kPa.

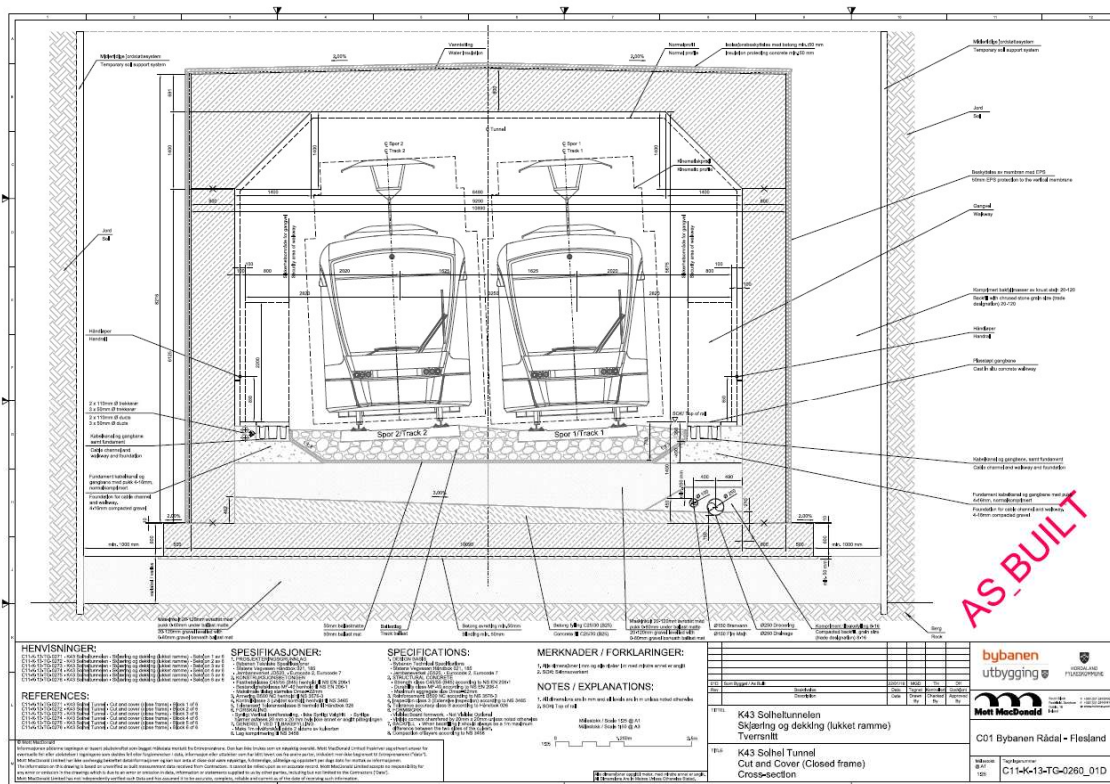
Det påpekes at disse beregningene er basert på grovt anslåtte verdier av tiltaket som fortsatt er under planlegging. Det bør gjøres mer nøyaktige beregninger ifm. detaljprosjektering.

5. BYBANETUNNELENS BETONGHVELV

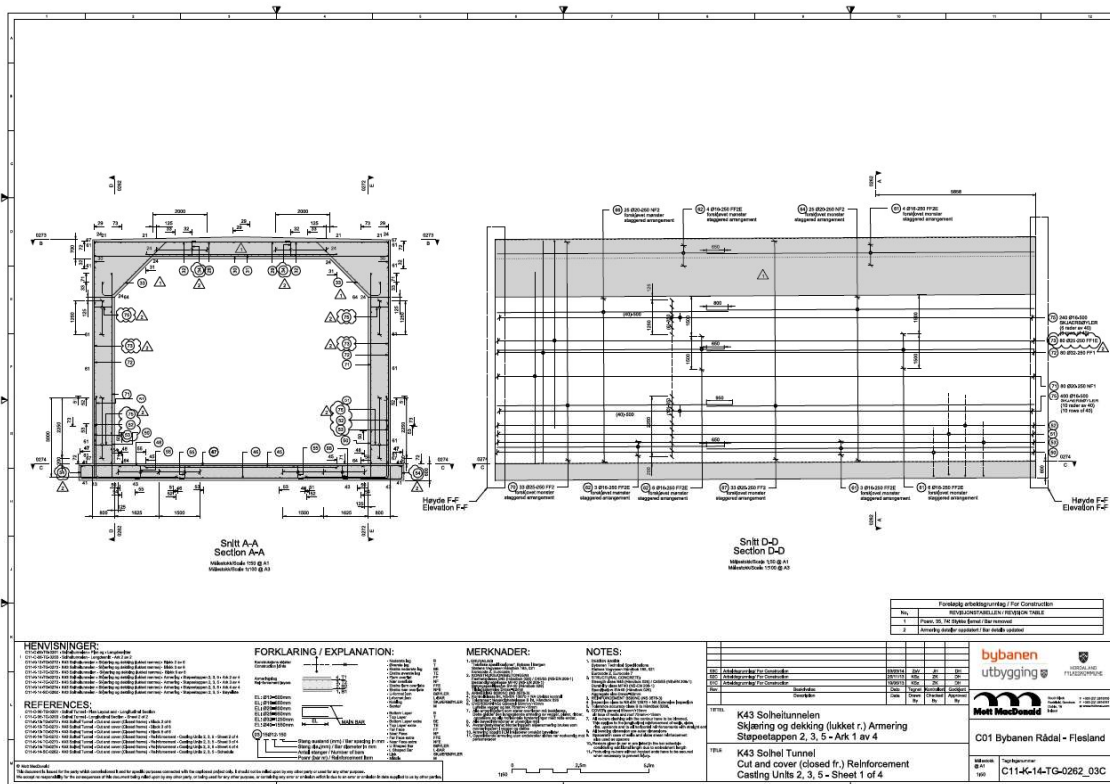
Tunnelens betongvegger og tak er oppgitt i Bybanen utbyggings «As built» tegninger å ha en tykkelse på 800 mm. Armeringstegning vises i Figur 6.

Beregnet ekstrabelastning fra planlagte tiltak må sammenlignes med betonghvelvets styrke for å kunne vurdere om ekstrabelastningen vil medføre negative konsekvenser for bybanetunnelen eller ikke.

Det har vært gjentatte forsøk på å innhente informasjon om betonghvelvets styrke fra Bybanen utbygging og prosjekteringsansvarlig for konstruksjonen. Dersom slik informasjon ikke kan fremskaffes, må betonghvelvets styrke beregnes ut ifra tegningsgrunnlaget.



Figur 5: Snittegning av bybanetunnelen i lukket betongramme gjennom løsmasser.



Figur 6: Armeringstegning for betonghvelvet.

6. KONKLUSJON

Med utgangspunkt i en lastspredning 1:1 fra tiltaket mot bybanetunnelen, er det vurdert at bybanetunnelens betongkonstruksjon vil bli utsatt for høyere trykk enn den er utsatt for i dagens situasjon. Ekstrabelastningen fra tiltaket er beregnet å være ca. 22 kPa, men det påpekes at disse beregningene er basert på grovt anslåtte verdier av tiltaket som fortsatt er under planlegging. I forbindelse med detaljprosjektering bør det gjøres mer nøyaktige beregninger, og disse må sammenlignes med betonghvelvets styrke, for å kunne vurdere om ekstrabelastningen vil medføre negative konsekvenser for bybanetunnelen eller ikke.