

NEBBESTØLEN – PREMISSNOTAT RIGBERG

INFO

Prosjektnavn:	RIGberg Nebbestølen
Prosjektnummer:	300053
Dokumentkode:	300053-N02-A00
Kommune:	Bergen
Oppdragsleder:	Bjarte Hellevang
Kunde:	Bono Bolig AS
Kontaktperson:	Christian Vevatne, Omega Areal AS

0	14.05.2025	Erlend Risnes	<i>Bjarte Hellevang</i>
		Erlend Risnes	Bjarte Hellevang
REV	Dato	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT OG GODKJENT AV
0	14.05.2025	ER	Notat opprettet.

Rapporteringsstatus	
Endelig	x
Oversendelse for kommentar	
Utkast	

Sammendrag

Head Energy Geo AS har på vegne av Bono Bolig vurdert sprengningsarbeider som skal utføres ved oppføring av boligblokker på Nebbestølen i Fyllingsdalen, Bergen. Denne rapporten oppsummerer prosjekteringsforutsetninger og premisser ved utsprenkning samt inkluderer en undersøkelse av stabilitet for vanntunnel som går under området der boligblokker skal plasseres og der det vil bli utsprengt byggegrop. I tillegg er det vurdert alternativ for overvannshåndtering i borehull ned til inngang for vanntunnel.

Følgende prosjekteringsforutsetninger er vurdert:

<i>Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse</i>	<i>CC3/RC3</i>
<i>Geoteknisk kategori</i>	<i>3</i>
<i>Prosjekteringskontrollklasse</i>	<i>PKK3</i>
<i>Tiltaksklasse PBL</i>	<i>TK3</i>

Bergteknisk prosjektering vil bestå av 2 faser der det (1) vil være behov for vurderinger av forbolting av østvendte bergskjæringer i byggegrop (etter avdekking av bergflate), (2) sikring av opp til ca. 14 meter høye bergskjæringer i byggegrop.

Lokale stabilitetsvurderinger, dvs. kileanalyser, og globale stabilitetsanalyser ved hjelp av finit-element metoden (FEM) er utført for vurdering av stabilitet for vanntunnel. Disse analysene konkluderer med at tunnel med dagens bolting og sprekkemønster vil ha tilstrekkelig sikkerhet ved utsprenkning av byggegrop og ved last fra planlagte boligblokker.

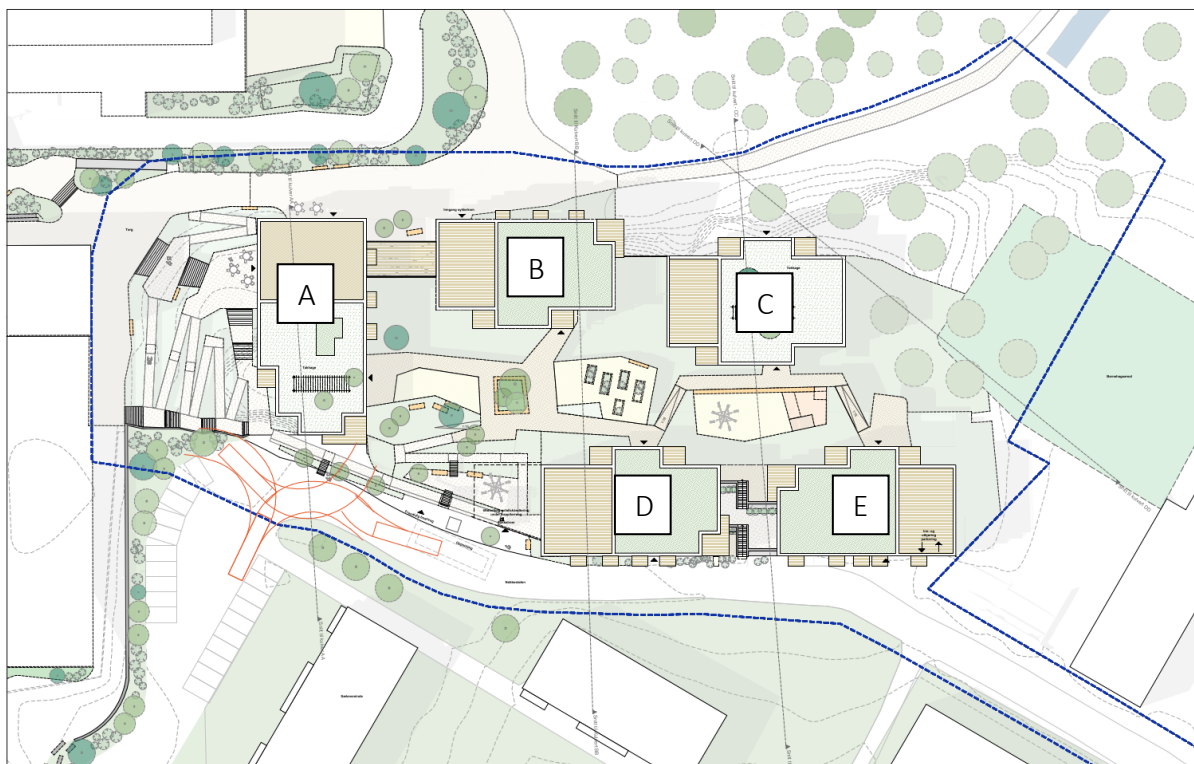
Videre detaljprosjektering for bygg må inkludere vurderinger av behov for forbolting, detaljprosjektering av bergsikring i byggegrop for sikkerhet under byggearbeider samt permanent sikring for bygg. Det er fastsatt rystelseskraav her. Målinger av rystelser må foretas på bygg i en radius på 50 meter fra byggegrop og i tunnel.

Innhold

SAMMENDRAG	2
INNHold	3
1 INNLEDNING.....	4
1.1 Situasjonsbeskrivelse.....	5
2 BEFARING.....	6
2.1 Overflate	6
2.2 Vanntunnel.....	8
3 PREMISSE FOR PROSJEKTERING	12
3.1 Geologi.....	12
3.2 Topografi.....	12
i. Overflaten	12
3.3 Normativt grunnlag for geoteknisk vurdering	16
3.4 Sikkerhet mot naturpåkjenninger	16
3.5 Konsekvensklasse/Pålitelighetsklasse (CC/RC).....	17
3.6 Vanskelighetsgrad og geoteknisk kategori	17
3.7 Prosjekterings- og utførelseskontroll iht. Eurokode.....	18
3.8 Tiltaksklasse iht. PBL og krav om uavhengig kontroll.....	18
4 HYDROGEOLOGI.....	18
5 BERGTEKNISK PROSJEKTERING	19
6 BOREHULL FOR OVERVANN.....	20
7 SIKKERHET VANNTUNNEL	21
8 SPRENGNINGSARBEID.....	22
8.1 Rystelseskrav.....	22
8.2 Berguttak	25
9 SIKRINGSMETODE.....	27
9.1 Bergbolting	27
9.2 Forbolting.....	27
9.3 Mengdeberegning	27
10 ANDRE FORHOLD; HMS	28
11 REFERANSER	29

1 INNLEDNING

Head Energy Geo er engasjert av Bono bolig AS for vurdering av bergteknikk (RIGberg) for boligutbygging ved Nebbestølen. Situasjonsplan for prosjektet er vist i Figur 1. Pini Norge AS har bistått ved vurderinger av stabilitet for vanntunnel som krysser under det planlagte prosjektet (se Vedlegg 1). I tillegg til vurdering av byggegrop og tunnel er det gjort en vurdering av tiltak for overvann som inkluderer et borehull ned til inngang for vanntunnel.



Figur 1 Situasjonsplan for Nebbestølen [1].

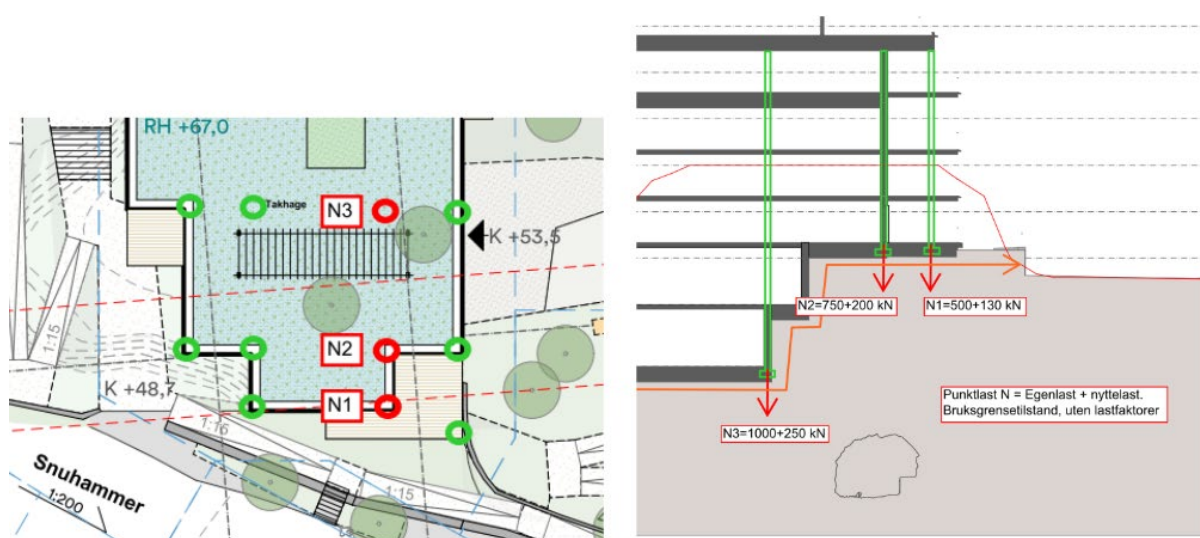
Prosjektering for bergteknikk er delt i 3 faser med 3 ulike leveranser;

- (1) Forprosjektering med leveranse av premissnotat for utsprenkning (denne rapporten)
- (2) Detaljprosjektering av sikring før, under og etter berguttak
- (3) Kontroll av utførelse av sikringsarbeider og sluttrapport

Prosjektet er underlagt uavhengig kontroll, og for bergteknikk TK2-3 anbefaler HEGEO generell kontroll i to omganger av (1) premissnotat og (2) detaljprosjektering

1.1 SITUASJONSBEKRIVELSE

Bono Bolig AS er i planleggingsfase av boligprosjekt på Nebbestølen i Fyllingsdalen, Bergen kommune. I den sammenheng er det planlagt å sprengne ned i bergkolle like øst for Oasen kjøpesenter. Utsprengning vil medføre at byggegrop kommer relativt tett på en vanntunnel som går fra øste mot vest og under Oasen kjøpesenter. Foreløpige skisser for plassering av bygg indikerer avstand til underliggende tunnel på < 7 m og Bergen Vann som har ansvar for vanntunnelen har vurdert at det er behov for utredning av risiko knyttet til sprengningsarbeider og avstand til tunnel. Det er derfor besluttet å utarbeide et premissnotat som beskriver planlagt plassering og der risiko blir vurdert. I tillegg inneholder premissnotatet premisser for detaljprosjektering av det bergtekniske ved utbyggingen. Som del av premissnotatet er det utført foreløpige overslagsberegninger på last fra planlagte bygg som videre er brukt i beregninger av stabilitet for den underliggende tunnelen (Figur 2).



Figur 2 Eksempel på foreløpige snitt med overslagsberegnet last på fundamenter

2 BEFARING

Under den planlagte boligutbyggingen ligger det en vanntunnel. Befaringen er derfor delt to, hvor del 1 beskriver overflaten, mens del 2 beskriver forhold i vanntunnel.

2.1 OVERFLATE

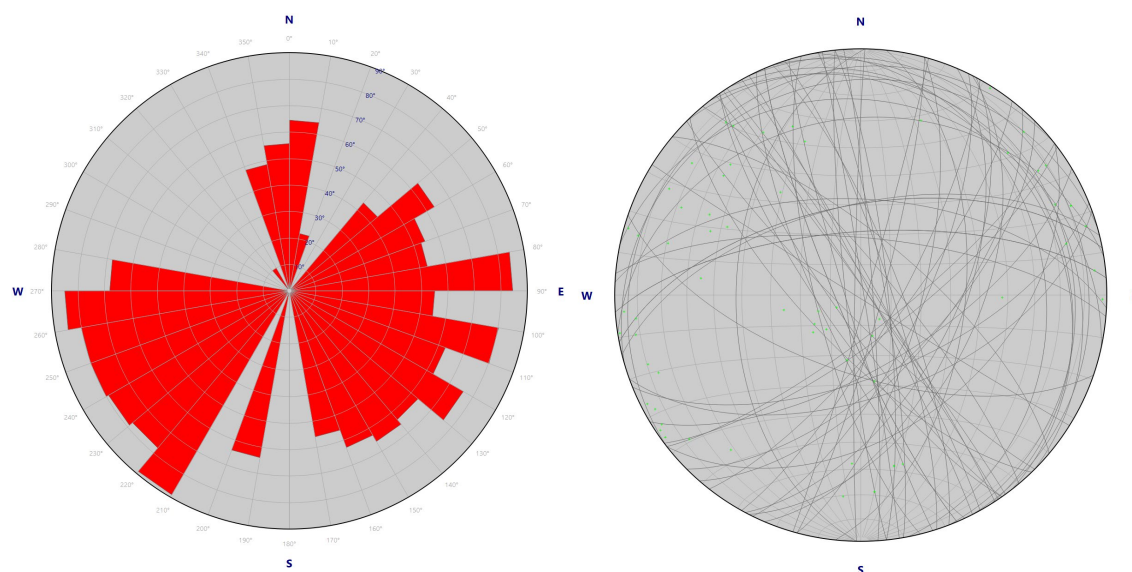
Geologer fra Head Energy Geo har vært på befaring av overflaten den 24.04.2025. Det er observert enkelte partier rundt kollen som danner overheng med potensiale for steinnedfall ved sprengningsarbeider.



Figur 3 Observerte blokker med potensiale for utglidninger under sprengningsarbeider. Nederst i skråningen observeres hovedsprekkeplanet som faller mot nord-østlig retning med et fall på omtrent 70 grader.

Det er utført målinger av strøk og fall for sprekkeplan observert i felt. Det dominerende sprekkeplanet har en fallvinkel på 70–80° og faller mot øst (Figur 4). I tillegg er det identifisert to andre sprekkesett, med fallretning mot henholdsvis sørvest og nord. Sprekkeplan som faller mot øst og vest har en vinkel nær 90°, noe som indikerer at de tilhører samme sprekkesett, men har blitt reversert (Figur 4). Sprekkene som faller mot nord har en lavere

fallvinkel, omkring 50°. I området mellom bygning A og D er det også observert et sprekkesett med nær horisontalt strøk og svak fallvinkel mot nord.



Figur 4 Til venstre: Rosediagram over fallretning av foliasjonsplan målt ved befaring. Til høyre: Stereonetplott av strøk og fall målinger gjort ved befaring.

Basert på observasjoner og målinger er det laget et kart som viser omtrentlig fall og fallretning i planområdet (Figur 5).

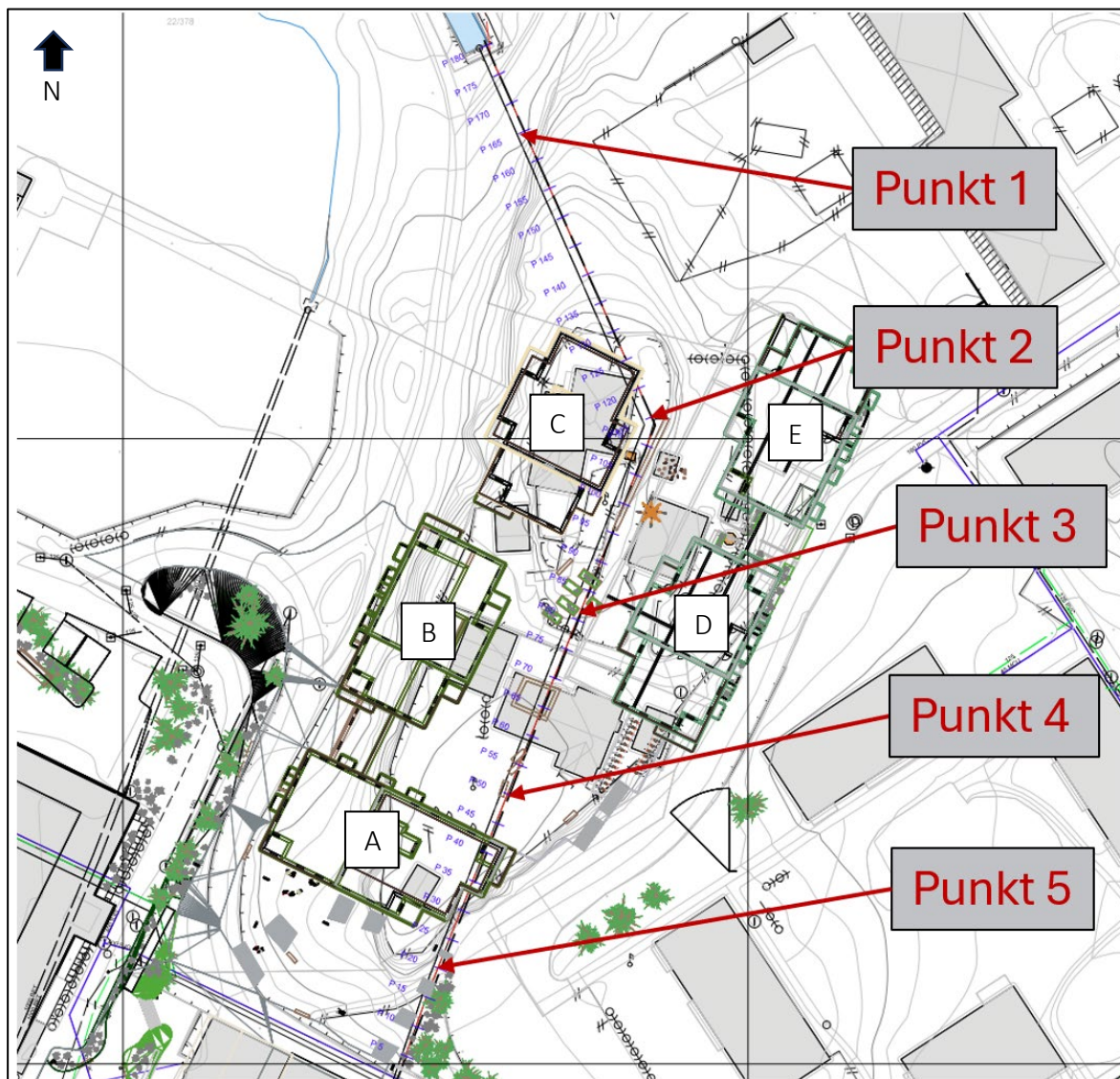


Figur 5 Skjematisk oversikt over dominerende fallretning for observerte sprekkeplan i ulike områder innenfor planområdet. Pilene viser fallretningen, og tilhørende tall angir helningsvinkel i grader.

2.2 VANNTUNNEL

Geologer fra Head Energy Geo har vært på befaring av vanntunnel den 28.11.2024, sammen med representanter fra Bergen vann og fra Pini Norge AS som fungerer som ekstern rådgiver for Head Energy i dette prosjektet. Vantunnelen er omtrent 180 m lang, 5 m bred og 3,5 m høy.

Under befaring ble det gjort en rekke nøkkelobservasjoner. Posisjonen til observasjonene er vist i Figur 6.



Figur 6 Posisjoner for nøkkelobservasjoner i vanntunnelen, vist i forhold til kjededistanse og referansepunkter.

Nøkkelpunkt 1

Ved nøkkelpunkt 1 ble det observert ferske steinnedfall fra taket. Størrelsen på blokkene varierte mellom 20-40 cm (Figur 7).



Figur 7 Viser steinblokker som har falt ned fra taket.

Nøkkelpunkt 2

Det dominerende sprekkeplanet gjennom tunnelen er generelt lavvinklet og nær horisontalt. Boltene er plassert tett og fordelt i et mønster som danner en vifteform, for å tilpasse formen til tunnelen (Figur 8). Boltelengde skal ifølge rapport fra Sweco være 2,4 meter [2]. Bergartene er generelt tørre, noe som tyder på lite avrenning gjennom sprekker (Figur 8).



Figur 8 Det dominerende sprekkeplanet er nær horisontalt. Foto er tatt ved P110, som er rett ved knekkpunkt i vanntunnelen.

Nøkkelpunkt 3

Det observeres en økning i antall sprekker lengre sør i tunnelen. Det er også omdanningsmineraler imellom sprekkeplanene (Figur 9).



Figur 9 Økning i antall sprekker lengre sør i tunnelen. Bildet er tatt ved P80.

Nøkkelpunkt 4

Sprekkemønsteret er nokså likt lengre sørover fra nøkkelpunkt 3 (Figur 10).



Figur 10 Sprekkemønsteret endrer seg lite lengre sør for nøkkelpunkt 3. Bildet er tatt ved P50.

Nøkkelpunkt 5

Videre observeres det ferske sår fra taket i tunnelen, som er noe mindre sammenlignet med tidligere observasjoner ved nøkkelpunkt 1, på omtrent 20 cm i diameter (Figur 11). Nedfall har foregått langs bruddflater som følger hovedfoliasjon (slakt fall mot nord).

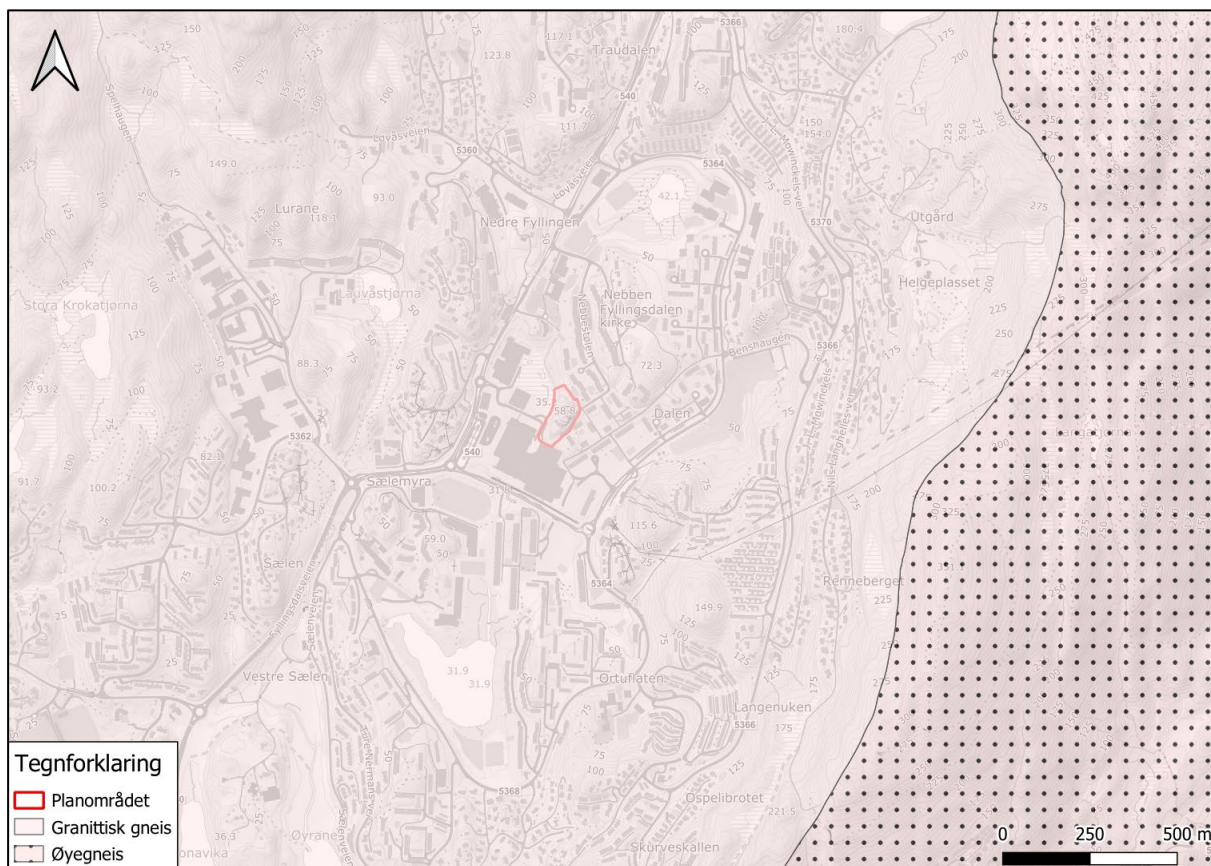


Figur 11 Ferske sår fra steinnedfall.

3 PREMISSER FOR PROSJEKTERING

3.1 GEOLOGI

Ifølge kartlegging fra NGU er planområdet dekket av granittisk gneis [3] (Figur 12) som er bekreftet fra befaring.

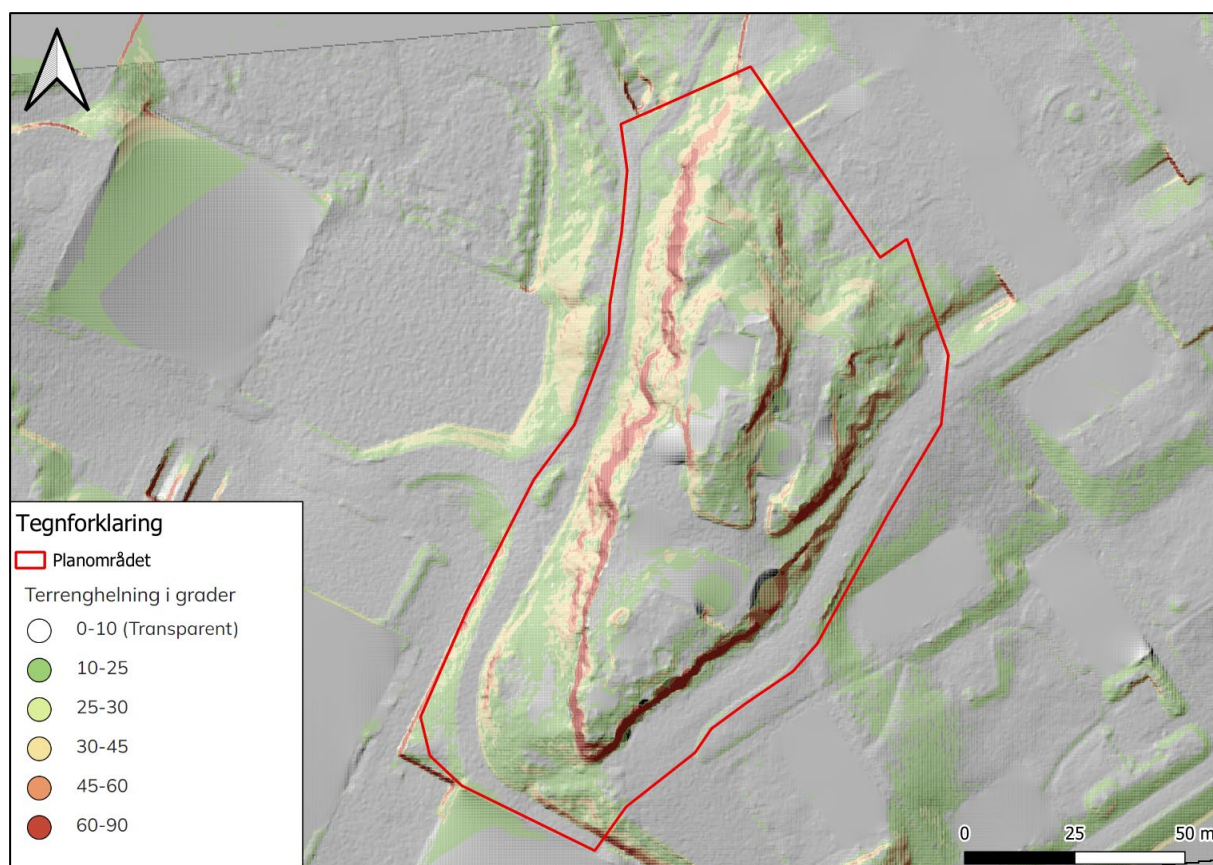


Figur 12 Berggrunnskart over planområdet viser at det er dekket av granittisk gneis.

3.2 TOPOGRAFI

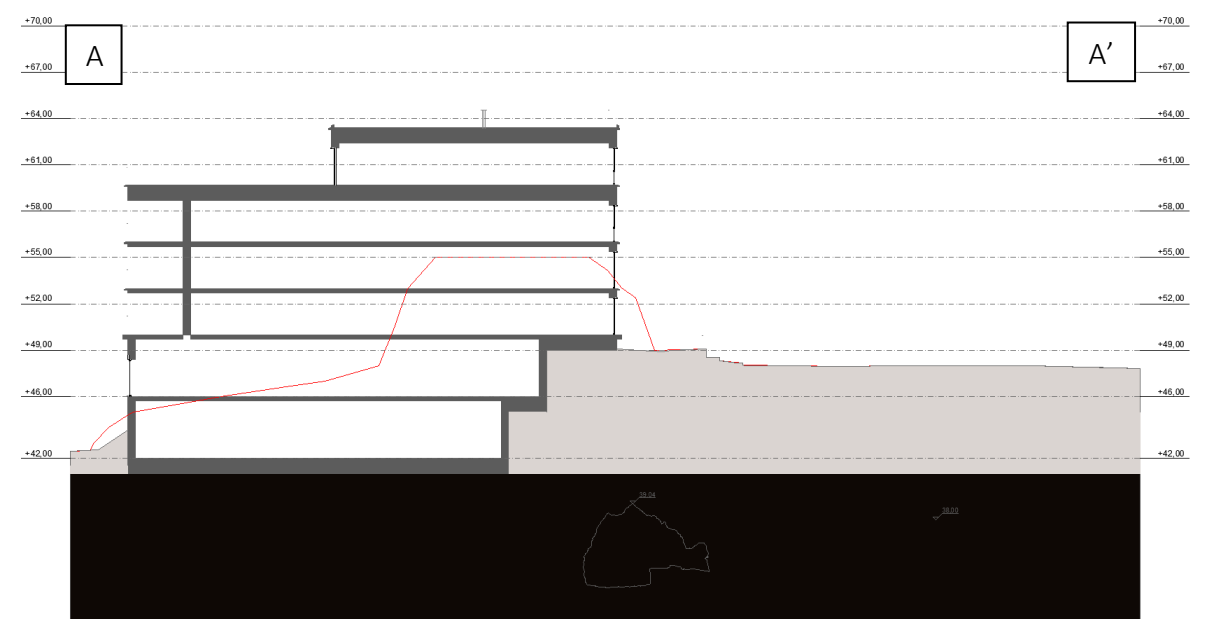
i. OVERFLATEN

Planområdet ligger på toppen av en kolle. Det er bratte skråninger på sidene av kollen, med en slakere helning på toppen (Figur 13).

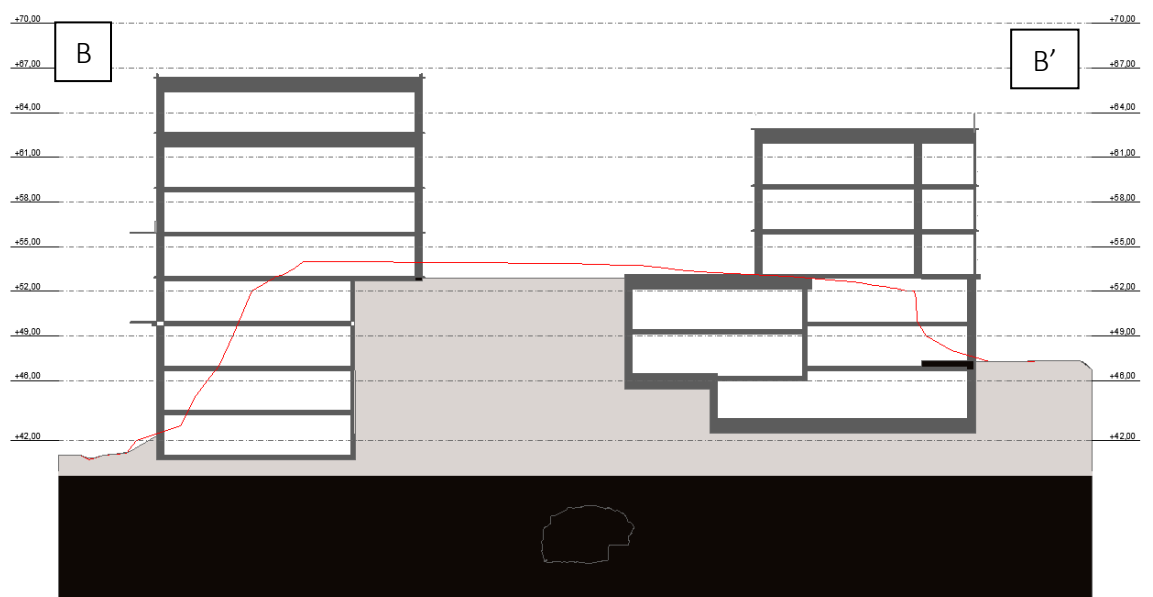


Figur 13 Helningskart over planområdet.

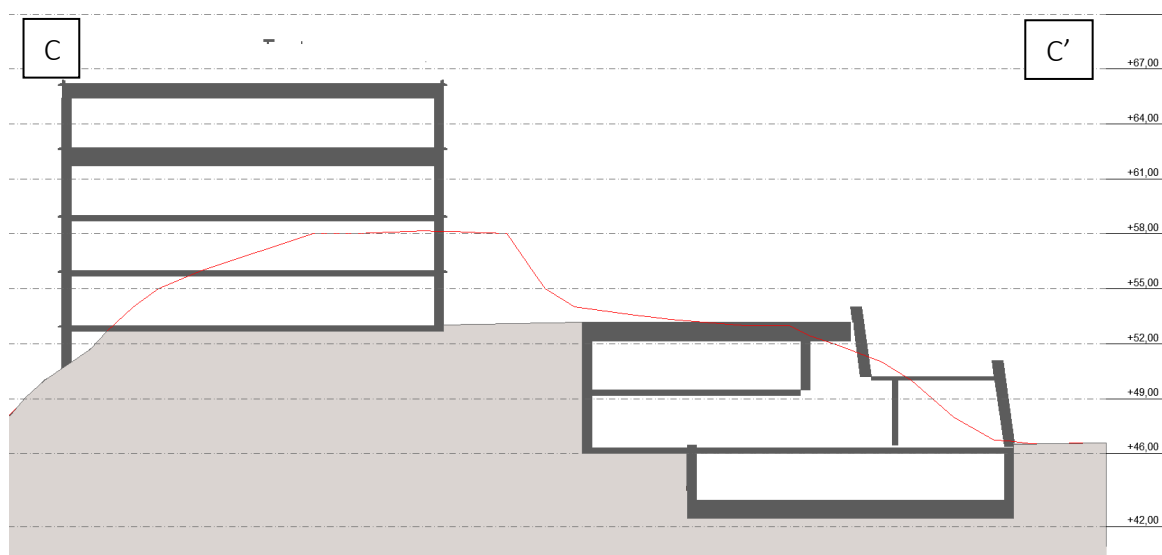
Det er gjort et grovt estimat av bergskjæringsareal ut fra tverrsnitt fra arkitekttegningene (Figur 14, Figur 15 og Figur 16). Estimaten tilsier at det blir dannet omtrent 1500 m² bergskjæring ved sprengningsarbeider. Samtlige bergskjæringer vil ligge inntil bygninger, noe som vil redusere sikringsbehovet. Det er likevel viktig å sikre for å redusere jordtrykket som virker på bygningene.



Figur 14 Profil A.

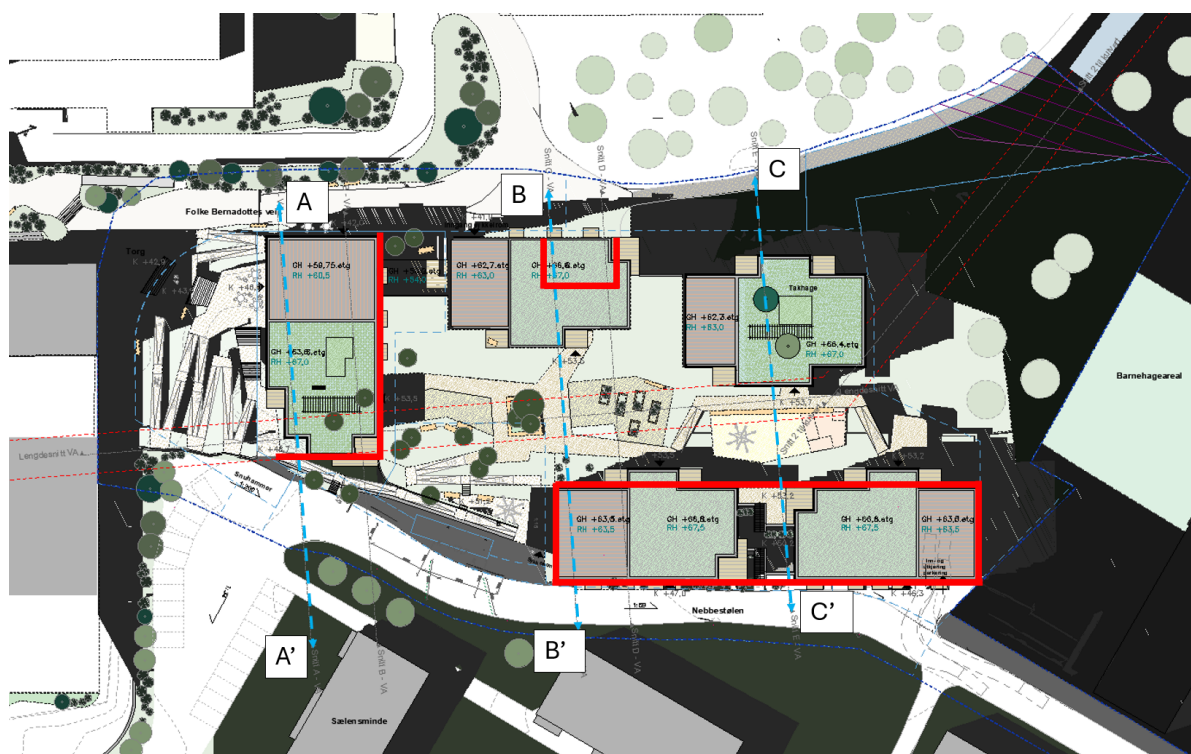


Figur 15 Profil B.



Figur 16 Profil C.

Posisjonene til tverrsnittene er vist i Figur 17. De forventede bergskjæringene som et resultat av sprengningsarbeidet er markert med rødt i Figur 17.



Figur 17 Posisjon til tversnitt A, B og C. Forventede bergskjæringer inntil bygningene er markert med rødt.

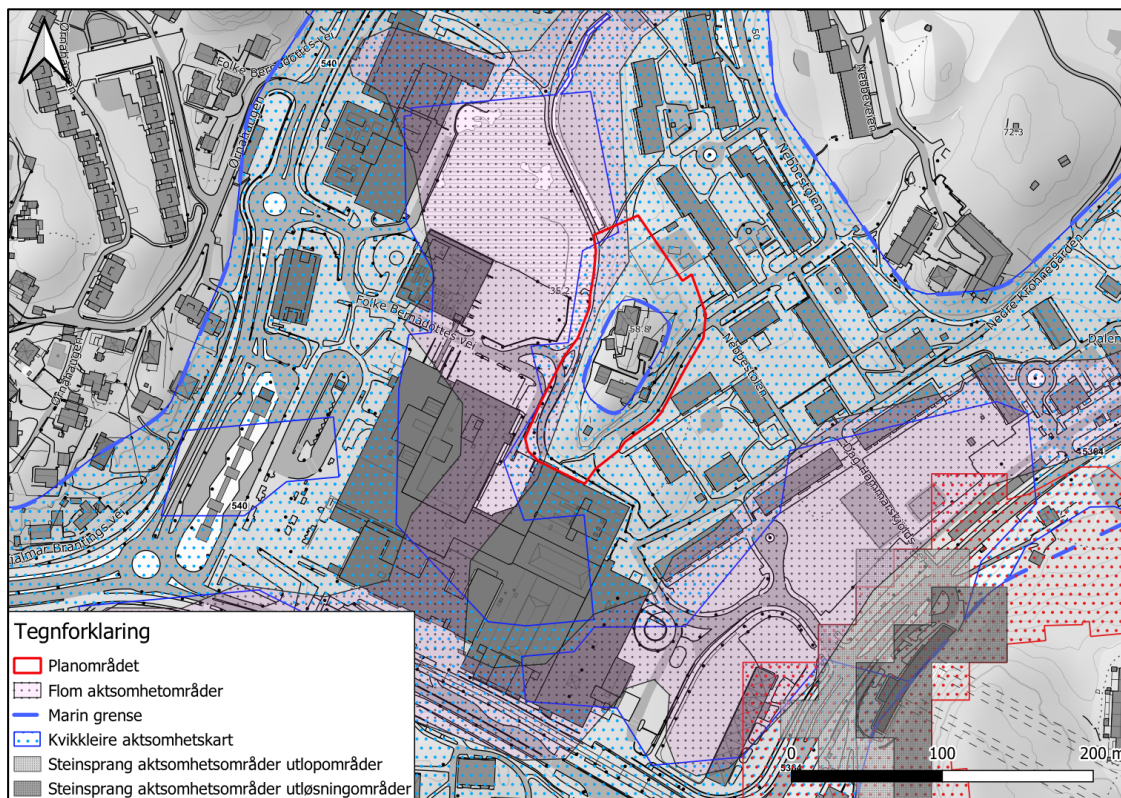
3.3 NORMATIVT GRUNNLAG FOR GEOTEKNISK VURDERING

Dette oppdraget er underlagt følgende standarder og retningslinjer:

- DIBK 2017 Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning. § 7-3. «Sikkerhet mot skred». [4].
- Eurokode 0 (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016), Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. [5]
- Eurokode 7-1 (NS-EN 1997:1-2004+A1:2013+NA:2016), Geoteknisk prosjektering. Del 1: Almenne regler. [6]
- Tek 17, § 7 sikkerhet mot naturpåkjenninger og, § 10 konstruksjonssikkerhet [4]
- SAK 10, § 14 kontroll av tiltak [7]
- NBG veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering
- NS-EN 1998-1:2004 + NA:2014 (Eurokode 8) [8]
- NS-EN 1998-5:2004 + NA:2008 (Eurokode 8) [9]
- NS8141-1 2022 Vibrasjoner og støt [10]

3.4 SIKKERHET MOT NATURPÅKJENNINGER

Planområdet ligger utenfor samtlige aktsomhetskart for skred i bratt terreng, men er delvis innenfor aktsomhetskart for kvikkleire og flom (Figur 18). Boligbebyggelsen vil være over kote som er risikabelt for flom. Området består også av svært tynt til ingen løsmasser. De planlagte bygningene vil derfor fundamenteres rett på berg. Områdestabilitet er i henhold til NVE2019.1 ivarettatt da løsmassedekket er tynt/ fraværende for det aktuelle byggeområdet og for høyereliggende terreng mot øst.



Figur 18 Aktsomhetskart som berører planområdet.

3.5 KONSEKVENSKLASSE/PÅLITELIGHETSKLASSE (CC/RC)

NS-EN 1990:2002+NA:2016, Eurokode 0, definerer anleggets plassering med hensyn til konsekvensklasse/pålitelighetsklasser (CC/CR). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1 (901) (Tabell 1).

Basert på veiledende eksempel på tiltak som er boligbygg, men med kompliserende faktor med kritisk vanntunnel (høy konsekvens), **fastsettes pålitelighetsklasse (RC) og**

Tabell 1 Fastsettelse av pålitelighetsklasse; klassifisering av tiltak/bygg. Benyttet faktor er markert i lyseblå omriss.

konsekvensklasse (CC) til 3.

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.
²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

3.6 VANSKELIGHETSGRAD OG GEOTEKNISK KATEGORI

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «krav til prosjektering».

Vanskelighetsgrad er basert på tiltaket som er fastsatt til pålitelighetsklasse CC2/RC2 og med utfordrende forhold grunnet tiltak over eksisterende vanntunnel. Vanskelighetsgrad er derfor satt til høy, og dermed geoteknisk kategori 2 til 3 (Tabell 2). Vanntunnelen er en kritisk

infrastruktur for håndtering av overvann og basert på dette fastsetter vi **geoteknisk kategori 3**.

Tabell 2 Fastsettelse av geoteknisk kategori. Benyttet faktor er markert i rødt omriss.

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

3.7 PROSJEKTERINGS- OG UTFØRELSESKONTROLL IHT. EUROKODE

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 gir føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklasse. Dette innebærer i henhold til tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) at det for prosjekterings- og utførelseskontroll av geotekniske arbeider kan forutsettes en **prosjekteringskontrollklasse PKK3** og en **utførelseskontrollklasse UKK3** (Tabell 3). Det utføres også obligatorisk sidemannskontroll i henhold til HEGEO sine kvalitetsrutiner, og en utvidet uavhengig kontroll.

Tabell 3 NA.A1 (903) fra Eurokode 0 for fastsettelse av kontrollklasse for prosjektering. Benyttet faktor er markert i lyseblå omriss.

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (DSL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (DSL 3) ¹⁾
1	PKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B4 (informativt tillegg B) for betegnelsen DSL.
²⁾ Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse.

3.8 TILTAKSKLASSE IHT. PBL OG KRAV OM UAVHENGIG KONTROLL

SAK10 § 9-2 og §9-4 angir fastsettelse av tiltaksklasser. Tiltaksklassen baseres på kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige konsekvenser eventuelle mangler og feil kan få for helse, miljø og sikkerhet. **Tiltaksklasse for geoteknikk fastsettes basert på geoteknisk kategori; TK3.**

4 HYDROGEOLOGI

Fra observasjoner i felt tyder det på svært tørre bergarter. Kollen ligger også opphøyet i forhold til omliggende terreng, og det vil derfor ikke være vanntilførsel ved overvann eller grunnvann. Vann i byggegrop vil derfor i hovedsak være knyttet til nedbør. Da det ikke er observert vann i sprekker i tunnel og berg fremstår massivt med mineralisering i sprekker kan

det videre antas at det ikke er gjennomgående sprekker og begrenset utfordring med høyt poretrykk som vil påvirke stabilitet. Dette skal det tas hensyn til ved detaljprosjektering. Videre er overvannshåndtering i borehull beskrevet i avsnitt 6.

5 BERGTEKNISK PROSJEKTERING

Langs byggeområdet på Nebbestølen er det gangveger og veger. Det er behov for vurdering av sikring i bratte skråninger rundt kollen før sprengningsarbeider starter (Figur 19). Det kan eventuelt sikres ved å stenge gangvei under arbeider, slik at det ikke raser under sprengningsarbeider. Skråningen i det bratte partiet rundt kollen skal besiktiges etter gjennomført tiltak.



Figur 19 Kartet viser områder med fare for steinnedfall under sprengningsarbeider.

Sikring av vanntunnel er så langt utført med spredt bolting og sikring er i henhold til sporadisk bruk og med tanke på nedfall av mindre stein. På grunn av rystelser fra byggearbeider skal vanntunnel være sikret slik at kollaps ikke kan forekomme. I henhold til analyser utført med tanke på stabilitet for tunnel, er det ikke funnet spesifikt behov for supplerende sikring av tunnel ved berguttak (se Vedlegg 1).

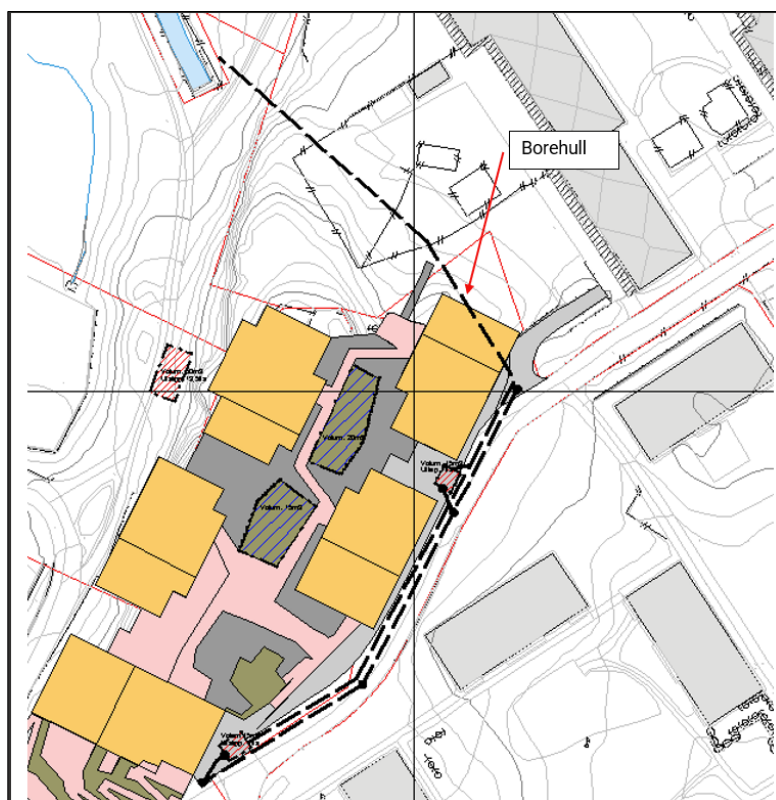
Sikring av byggegrop skal foregå i minst 2 omganger med vurderinger og inspeksjon ved avgravnad berg, det vil si før utsprenkning, og etter utsprenkt byggegrop for sikring av bergskjæring. Før utsprenkning skal det avdekkes behov for forbolting. Basert på befaring og plan fra tunnelscan er det sprekkplan med bratt helning mot sørvest. Dette kan medføre behov for forbolting langs nordvestre del av byggegropene som vist i profil B og C i Figur 15 og Figur 16. Etter utsprenkning skal geolog vurdere behov for sikring med tanke på sikkerhet for arbeider i byggegrop og med tanke på totalstabilitet over tid. Bergsikring av byggegrop skal være i henhold til krav fra RIB angående konstruksjonssikkerhet og i henhold til TEK17 §10.

Sikring utføres i henhold til Statens vegvesen håndbok N-V225 [11] og med bruk av partialfaktormetoden og Eurokodene med norske vedlegg [6] samt veileder for bruk av Eurokode 7 for bergteknisk prosjektering [12].

6 BOREHULL FOR OVERVANN

Det er vurdert løsning for overvann som inkluderer borehull fra boligområdet og ned til like nord for vanntunnel (Figur 20). Planlagte borehull og ledning er Ø200-250 mm. Boring vil gi rystelser og rystelseskrav for vanntunnel og byggverk må overholdes ved utførelse. Nordre del av vanntunnel er sikret med betongportal og det er her høyere sikkerhet og toleranse i forhold til rystelser. Følgende må allikevel være gjeldende for utførelse:

- Boring må være retningsstyrt for å sikre minimalt avvik fra planlagt trase
- Det må benyttes rotasjonsboring
- Monitorering av rystelser som anvist i avsnitt 8.1 må overholdes.



Figur 20 Plassering av overvannsledning og borehull ned til vanntunnel

7 SIKKERHET VANNTUNNEL

For vurdering av sikkerhet for vanntunnel er det gjennomført både lokale stabilitetsvurderinger, dvs. kileanalyser, og globale stabilitetsanalyser ved hjelp av elementmetoden (FEM).

Kileanalyser viser ingen spesielle problemer i tunnelen, noe som tyder på at punktboltingen (allerede installert) var et verdifullt tiltak og godt tilpasset bergkvaliteten og sprekkorienteringen.

Når det gjelder global stabilitet og deformasjonskontroll, gir bergkvaliteten og den tilstrekkelige avstanden mellom tunnelen og bygget en god hvelvvirkning med ubetydelig innflytelse på tunnelen.

Når det gjelder de dynamiske effektene av vibrasjoner forårsaket av sprengning på overflaten, viser erfaring at slike sprengningsfenomener er nesten øyeblikkelige signaler, karakterisert av store akselerasjoner ved høye frekvenser, vanligvis i området 100–300 Hz.

Disse overstiger i stor grad de typiske seismiske fenomenene som geotekniske dynamiske analyser normalt gjennomføres for. Vanlige frekvenser ved en alvorlig seismisk hendelse (med $PGA = 0,3g$) ligger mellom 0,2–20 Hz. Dette er frekvensverdier der spesifikke verifikasjoner vanligvis kan være påkrevd, ettersom de dynamiske effektene «kjennes» av geotekniske konstruksjoner. Ved de høyere frekvensene som gjelder for sprengning, har de dynamiske effektene imidlertid i prinsippet ubetydelig innvirkning på geostrukturer i dette tilfellet. Likevel har vi gjort noen vurderinger basert på seismiske pseudostatistiske tilnærminger, som viser ubetydelig innflytelse på kilestabiliteten.

Basert på beregninger og observasjoner i tunnel forventes det ikke behov for spesielle bergsikringstiltak i tunnelen. For tunnel anbefales allikevel følgende:

- Overvåking ved inspeksjon før utsprengning med dokumentasjon av tilstand/ nedfall av stein
- Inspeksjon etter 5 utførte salver og etter 20 utførte salver.
- Vibrasjonskontroll (grenser i henhold til standarder): se kap. 8.1
- Beskyttelse av eksisterende kummer
- Det anbefales at det gjennomføres foreløpige og nøye kontrollerte sprengningsforsøk på overflaten for å kalibrere overvåkingsinstrumenter og verifisere vibrasjonsgrenser.

8 SPRENGNINGSARBEID

8.1 RYSTELSESKRAV

Når det sprenges, er det tilrådelig å fastsette grenseverdier for vibrasjoner i samsvar med NS 8141-1:2022 [13], slik at skader på bygg og infrastruktur i størst mulig grad kan unngås. Det anbefales å utføre fotodokumentasjon og bygningsbesiktigelser før oppstart av anleggsarbeidene. I henhold til NS 8141-4:2021 [14] bør byggverk fundamentert på berg eller løsmasser som minst ligger innenfor radius på ca. 50 m fra sprengningsstedet inkluderes i besiktigelsen (Figur 22). I tillegg bør infrastruktur og tunneler og bergrom som kan bli påvirket vurderes i henhold til rystelseskrav.

For utsprengning på Nebbestølen er det boligblokker mot øst og Oasen kjøpesenter som må vurderes. Det ligger også inne en planlagt barnehage mot nord. Avstand til byggverk vil være > 10 meter med nærmeste bygg i avstand 10-20 meter (Figur 22). Boligblokkene er ikke inspisert ved utarbeidelse av premissnotat. Basert på Google Street View er det parkeringskjeller under enkelte av blokkene, konstruksjon i betong, og enkelte søyleganger (Figur 21). Boligene ble bygget i 1968 og det er ikke kjent fundamenteringsmetode ved utarbeidelse av premissnotat, dvs. antas fundamentert på løsmasser. Basert på tidspunkt for bygging vil det være benyttet armert betong. Ved detaljprosjektering vil det være krav om besiktigelse av boliger i henhold til NS8141-4:2021 [14] for endelig fastsettelse av grenseverdier for vibrasjoner.



Figur 21 Boligblokker i Sælensminde borettslag som vil være påvirket av vibrasjoner fra utsprengning



Figur 22 Kart som viser vurdert område for utsprengning (skravert rødt) og med ca. 50 meter linje fra utsprengt område (lilla linje)

Grenseverdier for byggverk:

I området er det stort sett boligbebyggelse bestående av spredte boligblokker i avstand fra ca. 12 meter og oppover. Oasen kjøpesenter ligger 40 meter fra utsprengning mot sør. Beregnet toppverdi av uveid svinghastighet i vertikal retning på byggverks fundament eller grunnmur beregnes etter formelen:

$$v = v_0 \cdot F_g \cdot F_b \cdot F_m \cdot F_f \cdot F_d \cdot F_k$$

v_0	Ukorrigert toppverdi		20 mm/s
F_g	Grunnforholdsfaktor	Fylling med sprengstein > 2 m over berg eller fast lagret morene	2,0
F_b	Byggverksfaktor	Boligbygninger	1,0
F_m	Material- og bygningsdetaljfaktor	Armert betong, stål og tre	1,2
F_f	Fundamenteringsfaktor	Fundamentering på eller i løsmasser	0,8
F_d	Avstandsfrakter	10-100 m	1,0
F_k	Kildefaktor	Sprengning i anleggsvirksomhet	1,0
v	Toppverdi av uveid svinghastighet		38 mm/s

Grenseverdier for vanntunnel:

Grenseverdi for tunnel er avhengig av bergets kvalitet, utført bergsikring, overflatesikring og tunnelens funksjon. Det er utført visuell inspeksjon samt benyttet høyoppløslige skannede data fra tunnel for vurderinger her. Berget i tunnel vurderes som godt (Q verdi mellom 1,0-1,2, se vedlegg 1), og i henhold til Tabell 7 i NS8141-1:2022 kan det for godt berg med spredt bolting eller ingen forsterkning fastsettes en toppverdi av uveid svinghastighet på 50 mm/s. Tunnelen er å regne som kritisk da den drenerer vann under bygg og en tilstopping vil føre til betydelige oversvømmelser inn mot Oasen kjøpesenter og i tillegg har avløpsledning i støpt kulvert som vil kunne føre til betydelig forurensning ved kollaps. Det benyttes derfor en reduksjonsfaktor på 1,5 for fastsettelse av grenseverdi.

Fastsatt grenseverdi for vanntunnel: **33 mm/s**.

Måling av rystelser

Måling har til hensikt å måle vibrasjoner basert på toppverdi fra et registrert forløp av svinghastigheter målt i mm/s [13]. Det skal måles kontinuerlig under hele perioden der det kan forekomme vibrasjoner. Følgende krav settes til målere og i henhold til NS8141-1:2021 [13]:

- På bygg settes måler på fundament eller grunnmur, ev. søyler der vibrasjoner kommer inn i bygg
- Avvik fra angitt måleretning skal ikke være større enn 5°. Utstyret skal ha markering som tydelig viser giverens måleretning, og følsomhet vinkelrett på angitt måleretning skal ikke overskride 10% av følsomheten i måleretningen.
- Det skal måles vibrasjoner i frekvensområdet fra 1,6 Hz til 400 Hz
- Måler skal kunne måle svinghastigheter mellom 1 mm/s og 250 mm/s
- Avlesing skal foretas med en oppløsning på 0,5% av måleverdi for svinghastigheter over 20 mm/s og 0,1 mm/s for lavere svinghastigheter
- Frekvensavhengige verdier for amplituderrespons for vibrasjoner er angitt i Figur A.1 og Tabell A.1 i NS8141-1:2022 [13]

I vanntunnel plasseres minst 2 målere der det er minst bergoverdekning ved byggegrop. For bygg rundt anleggsområdet anbefales det minst 3 målepunkt, fortrinnsvis på de boligblokkene som ligger nærmest.

8.2 BERGUTTAK

Det er vurdert at berguttak der avstand til tunnel er minst (ca. 7 meter) er mest utfordrende og det er fastsatt relativt strenge rystelseskraav her (se avsnitt 7.1). Det anbefales derfor forsiktig uttak av berg i områdene der det er liten bergoverdekning for å kunne tilfredsstille kravene. Dette betyr at det generelt anbefales konturboring, og sømboring der bergoverdekning ved bunn byggegrop ligger over tunnel og eller nærmere enn 10 meter.

Følgende er gjeldende for sømboring og i henhold til SVV-V225:

- Kronediameter 64 mm eller mindre
- Senteravstand mellom i søm 3-4 x borediameter, c/c 200 mm
- Forsetning mot brytningshull ned mot 200-300 mm
- Kontroll på boreavvik tilpasset senteravstand i søm
- Etter salver pigges det inn mot søm der det står igjen knøler

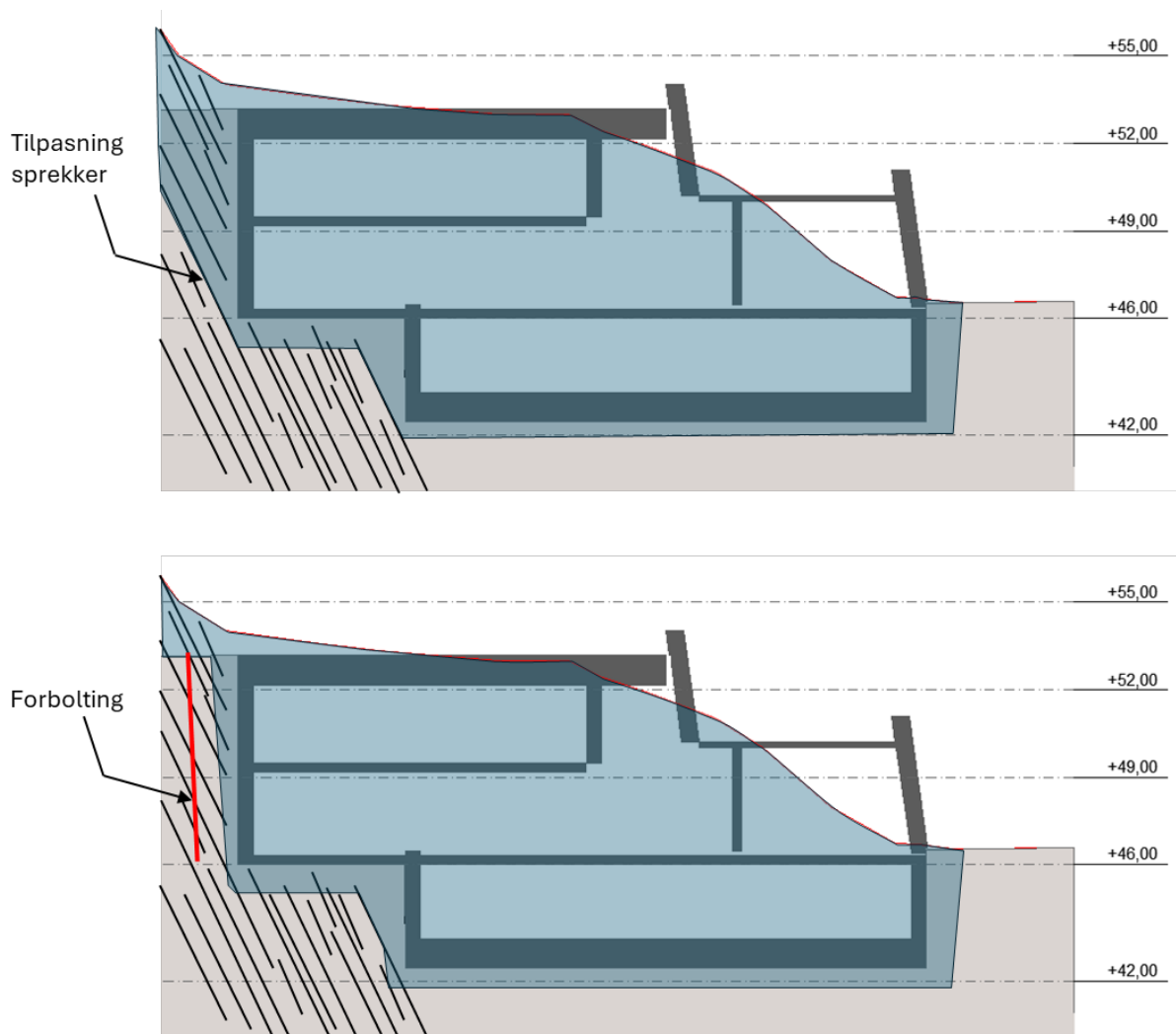
Ellers anbefales det kontoursprengning ved berguttak for planområdet for å redusere sprekker og oppsprekking i tilstøtende bergmasse, noe som øker stabiliteten i bergskjæringen. Denne metode sikrer at bergskjæringer får en jevnere og mer nøyaktig profil som følger de planlagte linjene i prosjekteringen.

Følgende skal være gjeldende for kontursprengning:

- Senteravstand c/c = 0,5 m.

Vest for bygg D og E (se Figur 1) vil det være sannsynlig med bratte sprekkeplan mot byggegrop. Dersom det vurderes at det kan være større blokker som kan gli ut i byggegrop, må det vurderes forbolting, alternativt kan det vurderes å ta ut berg parallelt med sprekkeplan som skissert i Figur 23.

Byggegrop vil lokalt ligge nær vanntunnel og når endelig plan for fundamentering av bygg og plassering av bygg er fastsatt, må det utarbeides en modell for berguttak (sprengningsplan). Denne må sikre at det ved boring og uttak av berg er tilstrekkelig bergoverdekning som beskrevet i dette notatet.



Figur 23 Berguttak (transparent blått) ved funn av sprekker som kan danne større utglidninger inn mot byggegrop, alternative løsninger skissert

Usikkerhet mtp sprekkeretning. Vurderes i detaljprosjektering.

9 SIKRINGSMETODE

9.1 BERGBOLTING

Det forventes at bolter som prosjekteres skal sikre bedre totalstabilitet for bergskjæringer. De fleste bolter vil da være fult innstøpte og bores minst 1 meter inn i fast berg. Dersom borer merker at det er dårlig berg eller svakheter i berg ved prosjektert lengde, skal prosjekterende gjøres oppmerksom på dette og justeringer i lengde foretas. Generelle regler for sikring:

Bolter monteres som anvist i Håndbok #11 fra Norsk forening for fjellsprenghingsteknikk [15]

- Borehullet bores minst like langt som bolten. Diameteren på borehullet bør være minst 10 mm større enn boltediameteren
- Mørtelslangen føres helt inn i bunnen av borehullet. Slangen trekkes/presses langsomt ut etter hvert som mørtelen fyller opp borehullet
- Det skal benyttes ekspanderende gysemørtel, minst kvalitet B20. Mørtelen skal ha en kremaktig konsistens slik at den ikke renner ut av oppdrettede hull (V/C forhold 0,4).
- Bolten presses langsomt inn i hullet. Mørtelens konsistens bør være slik at bolten blir hengende. Dersom bolten siger noe, kan den låses med en kile. Bolten skal ikke bøyes eller knekkes.

Ved større enkeltblokker som må sikres kan det benyttes bunnforankrede bolter som detaljprosjekteres og plasseres av fagkyndig.

9.2 FORBOLTING

Basert på kartlagte foliasjonsplan og sprekkeretninger kan det antas behov for forbolting langs nordvestre del av bygg D og E. Dette er også et av områdene som er tett på vanntunnel, og forbolting vil øke sikkerheten ved utsprenghing. Forbolter monteres som fult innstøpte bolter. Dimensjonering av forbolter og avstand/plassering skal vurderes ved detaljprosjektering og når endelig plassering av bygg og plan for byggegrop foreligger.

9.3 MENGDEBEREGNING

Endelig antall bergbolter og sikringsbehov og vurderes fortløpende i prosjektet og i minst 3 omganger.

- (1) I premissnotat før utsprenghing (her)
- (2) Etter overflate rensk før utsprenghing
- (3) Etter utsprenghing

Antatt behov angitt her er basert på kartlagte sprekkeplan som tilsier at det vil være få blokker med sprekkeplan inn mot byggegropene og at lokal og totalstabilitet i utgangspunktet er god.

Følgende vurdert for byggegroper der areal er beregnet anslagsvis og for høyder som overstiger 2 m. Sikringsbehov antatt som spredt bolter av enkeltblokker der sprekkeplan er av gunstig orientering med 1 bolt /8 m².

- Antatt 160 bergbolter som forventes å være fult innstøpte for lokal og totalstabilitet
- Antatt lengde: 3 m
- Antatt dimensjon: M20

Basert på profiltegnningene er det anslått omtrent 1300 m² bergskjæringer med behov for sikring. I estimeringen av areal er det tatt utgangspunkt at nederste 2 m av bergskjæring ikke har behov for sikring og at byggegroppen ligger omtrent 1 m dypere enn gulv ved snitt tegninger (Figur 14 - Figur 16). Arealet er et grovt estimat og kan avvike fra faktisk areal. Gitt en forventet sikringstetthet på 1 bolt per 8 m², gir dette en forventning om 160 bolter ifm. sikring av bergskjæringer. Dette kommer i tillegg til sikring ifm. vanntunnel.

10 ANDRE FORHOLD; HMS

Det skal utarbeides en plan for stenging av tunnel under sprengningsarbeider i samarbeid med Bergen Vann. Det skal under ingen omstendigheter oppholde seg personer i vanntunnel under utsprengningsarbeider.

11 REFERANSER

- [1] Mad Arkitekter, Situasjonsplan, Bergen, 2025.
- [2] Sweco Norge AS, Sluttnotat for tunnel under Oasen, Fyllingsdalen; 10214568-N01, Bergen, 2021.
- [3] NGU, «Nasjonal berggrunnsdatabase,» NGU, Trondheim.
- [4] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift,» [Internett]. Available: [HTTP://www.dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17](http://www.dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17). [Funnet 06 12 2024].
- [5] Norsk Standard, «Eurokode 0; NS-EN 1990:2002+NA:2016,» Norsk Standard.
- [6] Norsk Standard, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 (Eurokode 7) Geoteknisk prosjektering, del 1: Almenne regler».
- [7] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggesaksforskriften (SAK10),» [Internett]. Available: <https://www.dibk.no/regelverk/sak>.
- [8] Norsk Standard, «Eurokode 8; NS-EN 1998-1:2004 + NA:2014».
- [9] Norsk Standard, «Eurokode 8; NS-EN 1998-5:2004 + NA:2008».
- [10] Norsk Standard, «Vibrasjoner og Støt. Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk,» Oslo, 2022.
- [11] Statens Vegvesen, «N-V225 Bergskjæringer,» 2023.
- [12] Norsk Bergmekanikkgruppe, «Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering, V1,» 2011.
- [13] Standard Norge, «NS8141-1:2022, Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk - Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt på byggverk, inkludert tunneler og bergrom,» 2022.
- [14] Standard Norge, «NS8141-4:2021, Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk - Del 4: Retningslinjer for beskitigelse av byggverk og eiendom før bygge- eller anleggsstart,» 2021.
- [15] Norsk forening for fjellsprengeteknikk, «Håndbok nr. 11 Bergbolting,» 2020.

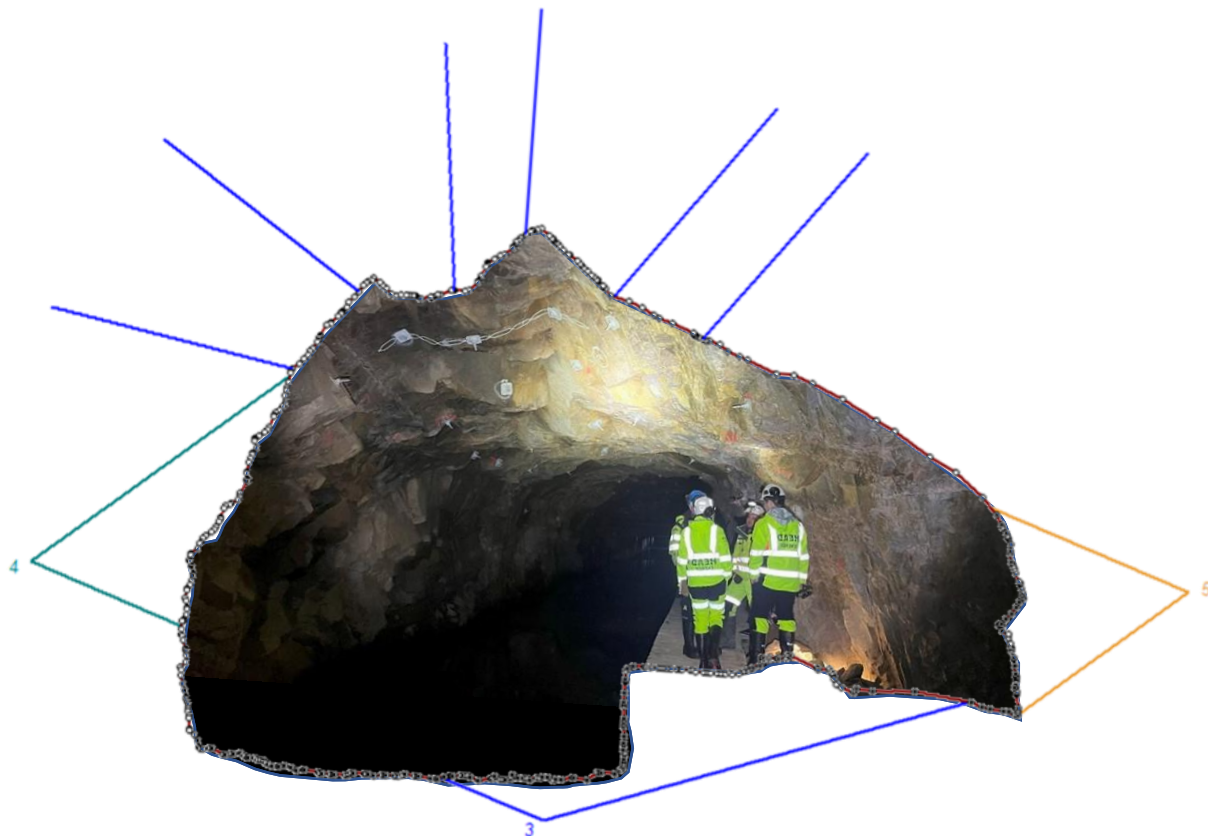
VEDLEGG 1

Nebbestølen Water Tunnel, Bergen

Assessment of tunnel stability - Technical note

Pini Norge AS

Pini Norge AS



Nebbestølen Water Tunnel, Bergen

Assessment of tunnel stability

Technical note

May 13, 2025

Revision 00

Project author

Pini Norge AS
Vaskerelven 39
5014 Bergen
Norge
bergen@arx.ing

Imprint

Project name	Nebbestølen Water Tunnel, Bergen
Project number	82.1013.00001
Revision	00
Creation date	May 13, 2025
Date of change	-
Authors	Marte Jørstad Uthus, Salvatore Agrillo, Matteo Giani
Verified by	Gernot Stadler, Matteo Giani
Approved by	Guido Barbieri, Matteo Giani

1. Summary	4
2. Introduction	5
3. Geotechnical category, Consequence class, Reliability class and Control class	6
3.1. Consequence Class (CC)	6
3.2. Reliability class (RC)	7
3.3. Geotechnical Category (GC)	8
3.4. Control Class (CC)	8
4. Description of the current situation	10
4.1. Already installed rock support	11
4.2. Geological mapping at chainage 30	11
5. Stability assessment	14
5.1. Unwedge analysis	14
5.1.1 Back analysis of the current situation	16
5.1.2 Pseudo-static analysis	17
5.2. FEM analysis	18
5.2.1 Model description	18
5.2.2 Results	26
6. Conclusions and final remarks	34
7. References	35

1. Summary

Pini Norge AS has been committed by Head Energy Geo to assess the stability of the existing water tunnel at Nebbestølen, in the south area of Bergen, in connection with the construction of a new residential complex, above the tunnel.

Based on inputs about the loads from planned buildings, laser scanning data, the status of the existing tunnel and site visit with rock mapping, both local stability and overall stability of the existing tunnel has been assessed.

2. Introduction

In the southern area of Bergen, close to Oasen Storsenter - Fyllingsdalen, Bono Bolig AS plans to construct new residential buildings above an existing water tunnel. The construction of the new residential complex will imply blasting activities at surface, to level out the surface and prepare for the casting of buildings foundations.

Pini Norge AS has been engaged by Head Energy Geo to assess the stability of the water tunnel in the most critical section, at about chainage 30 (critical section profile A in Figure 2-1), to check if any extra measures are required for the water tunnel before construction works begin.

A site visit and inspection of the tunnel were conducted on April 24, 2025, together with representatives from Head Energy. The site inspection, the report from Head Energy [1] and a scan of the tunnel (performed in Autumn 2024) [5] are the main basis of this technical note.



Figure 2-1: Critical section along the tunnel (AA) where the roof of the water tunnel is closest to the planned building foundation [1].

3. Geotechnical category, Consequence class, Reliability class and Control class

3.1. Consequence Class (CC)

Consequence Class (CC) is a categorization system that evaluates the potential consequences of failure in geotechnical structures. It considers factors such as loss of human life, economic impact, social and environmental consequences. The classification is divided into three main classes:

- CC1 (Low Consequences): failures in this class have minimal impact on human life and negligible economic, social, or environmental consequences.
- CC2 (Medium Consequences): failures in this class can have considerable impacts, including potential loss of human life and significant economic, social, or environmental consequences.
- CC3 (High Consequences): failures in this class have very high impacts, including significant loss of human life and severe economic, social, or environmental consequences.

The Consequence Class influences the design approach and the level of detail required in geotechnical investigations and analyses. Higher consequence classes necessitate more rigorous design and safety measures.

Consequence Class is often used in conjunction with Geotechnical Categories (GC), which classify projects based on ground uncertainty and complexity. The combination of CC and GC helps in developing a robust design strategy that addresses both the potential consequences of failure and the inherent uncertainties in the ground conditions.

Consequence Class shall be selected according to criteria given in Eurocode 0.

In the present case, the consequences of failure of the water tunnel should be considered high, hence CC 3, in the stretch of the tunnel running below the Oasen Storsenter (such a CC is typical of structures with a high number of people), while in the stretch of the new buildings complex it can be considered medium, hence CC 2, which is typical of residential buildings.

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	High consequence for loss of human life, or economic, social or environmental consequences very great	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	Medium consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences considerable	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	Low consequence for loss of human life, and economic, social or environmental consequences small or negligible	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

Figure 3-1: Definition of consequence classes (Table B1, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016)

On the other hand, it has to be considered that the tunnel is also a stormwater tunnel, with a function as flood protection in Fyllingsdalen. A tunnel collapse could prevent such tunnel function, with major consequences for the area.

Hence, **consequence class CC 3** is assigned to the water tunnel.

3.2. Reliability class (RC)

Structures are divided into reliability classes (RC) depending on the consequence class and the intended safety. Examples for the classification of construction works, structures and structural members are given in NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Table NA.A1(901).

In the present case, the tunnel can be considered as a “geotechnical work in simple and easily comprehensible ground conditions”, for which RC 1 applies in general. Nevertheless, consideration shall be given to the surrounding areas or adjacent construction works. For residential buildings, RC 2 is normally assigned.

Indicative examples for classification of construction works, structures and structural members	Reliability class (CC/RC) ²⁾			
	1	2	3	4
Nuclear reactors, storage areas for radioactive waste				x
Dams			x	(x)
Marine structures for the petroleum industry			x	(x)
Geotechnical- and foundation works and underground works in complicated cases ¹⁾		(x)	x	(x)
Road- and railway bridges			x	
Construction works where large numbers of people gather (grandstands, cinemas, sports halls, shopping centres, congregation areas, etc.)		(x)	x	
Quay structures and port facilities		x	(x)	
Towers, masts, chimneys, silos		x	(x)	
Industrial plants		x	(x)	
Office- and commercial buildings, schools, institutional buildings, residential buildings, etc.		x	(x)	
Fish farms		x	(x)	
Agricultural buildings	(x)	x		
Fixing of cladding, roofing and similar components	x	(x)		
Geotechnical- and foundation works and underground works with simple and easily comprehensible ground conditions ¹⁾	x	(x)		
One family houses, row houses, small warehouses, etc.	x			
Quays and mooring facilities for sport and recreation	x			

¹⁾ When assessing the reliability class for geotechnical- and foundation works and underground works, consideration shall also be given to surrounding areas and adjacent construction works.
²⁾ An x without parentheses indicates the normal choice of reliability class.

Figure 3-2: Examples for classification of construction works (Table NA.A1(901), NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016)

Given the function of stormwater tunnel for flood protection, a higher RC is considered (special case). Hence, **reliability class RC 3** is assigned to the water tunnel.

3.3. Geotechnical Category (GC)

Geotechnical Categories (GC) are essential for classifying projects based on the complexity and risk associated with ground conditions. These categories help determine the extent of geotechnical investigations, design requirements, and construction control measures necessary for ensuring safety and stability. Geotechnical Categories are defined in Eurocode 7 (EN 1997-1) and are divided into three main classes:

- GC1 (Simple Projects): projects with low complexity and minimal risk.
- GC2 (Intermediate Projects): projects with moderate complexity and risk.
- GC3 (Complex Projects): projects with high complexity and significant risk.

The Geotechnical Category influences the level of detail required in geotechnical investigations and analyses. Higher categories necessitate more rigorous design and safety measures.

Based on GC definitions and Eurocode 7 - section 2.1 examples, the water tunnel can be classified in **Geotechnical Category 2**.

3.4. Control Class (CC)

Control Class (CC) is a classification system used to determine the level of control and supervision required during the construction and operation of geotechnical projects. This classification helps ensure that appropriate measures are taken to manage risks and maintain safety standards. Control Class is divided into several categories based on the complexity and risk associated with the project. These categories help define the extent of control measures, monitoring and quality assurance needed:

- CC1 (Low Control): Projects with minimal complexity and low risk. These projects require basic control measures and standard supervision.
- CC2 (Medium Control): Projects with moderate complexity and risk. These projects require more detailed control measures, including regular monitoring and quality assurance.
- CC3 (High Control): Projects with high complexity and significant risk. These projects demand rigorous control measures, continuous monitoring, and comprehensive quality assurance.

Control Class is often used in conjunction with Geotechnical Categories (GC) and Consequence Classes (CC). The combination of these classifications helps in developing a comprehensive control strategy that addresses both the complexity of ground conditions and the potential consequences of failure.

Based on SVV Handbook N200, design control class (PKK) can be assumed according to the following table. Hence, **Design Control Class 3** is assumed.

Pålitelighetsklasse (RC)	1	2	3	4 ¹⁾
Geoteknisk kategori				
Geoteknisk kategori 1	PKK1	PKK2		
Geoteknisk kategori 2	PKK2	PKK2	PKK3	
Geoteknisk kategori 3		PKK2	PKK3	Skal spesifiseres

¹⁾ Pålitelighetsklasse 4 omtales i nasjonalt tillegg (NA) til Eurokode 0 [21] og er aktuelt bl.a. ved grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i svært kompliserte tilfeller.

Figure 3-3: Choice of design control class according to Table 203.1, Handbook N200 Statens Vegvesen

Based on SVV Handbook N200, execution control class (UKK) can be assumed according to the following table. Hence, **Execution Control Class 3** is assumed.

Pålitelighetsklasse (RC)	1	2	3	4 ¹⁾
Geoteknisk kategori				
Geoteknisk kategori 1	UKK1	UKK2		
Geoteknisk kategori 2	UKK2	UKK2	UKK3	
Geoteknisk kategori 3		UKK2	UKK3	UKK3 med eventuelle tilleggbestemmelser

¹⁾ Pålitelighetsklasse 4 omtales i nasjonalt tillegg (NA) til Eurokode 0 [21] og er aktuelt bl.a. ved grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i svært kompliserte tilfeller.

Figure 3-4: Choice of execution control class according to Table 203.3, Handbook N200 Statens Vegvesen

4. Description of the current situation

A site visit in the water tunnel was conducted on 24 April 2025 together with geologists from Head Energy Geo AS (Erlend Risnes and Johanne Gjerstad) and a representative from WIMO (the Contractor that installed existing bolts in the tunnel). The rock mapping was carried out at chainage 30, which corresponds to Figure 1, i.e. the most critical section AA, where the tunnel is closer to the new building foundation. Here, the overburden under the planned building is approx. 7.0 m. The cross section of the tunnel at this chainage has the following measurements: Height = 5.0 m and Width = 7-8 m (based on received scans [5]).

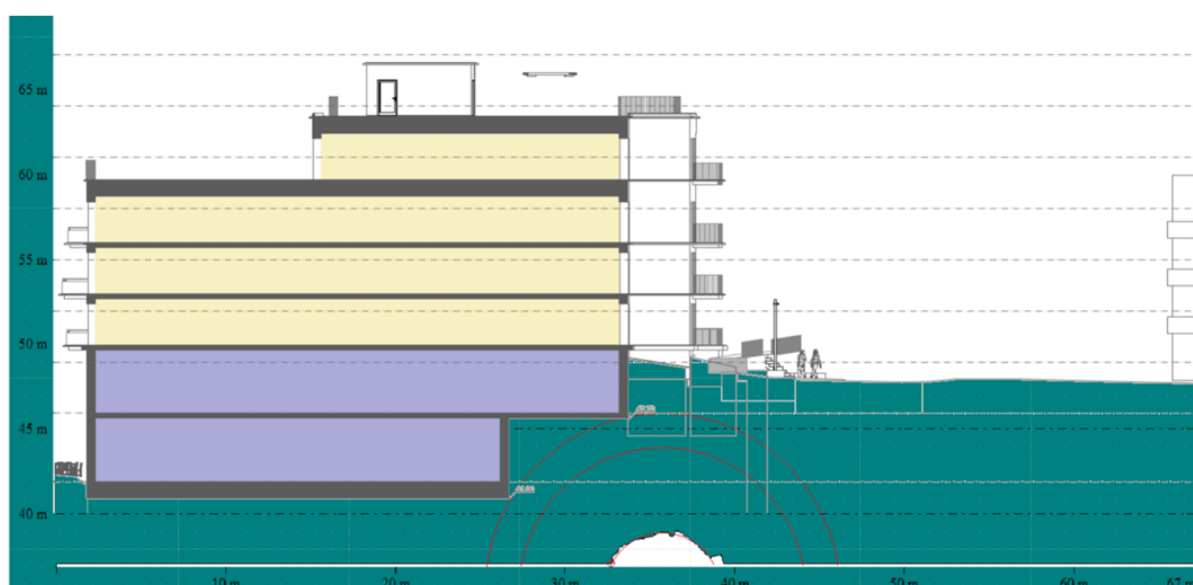


Figure 4-1: Cross section of profile AA (the critical section) from [1].

A niche is present at this chainage; hence, the tunnel shows a local widening in the most critical section. The widening is about 4 to 5 m long.

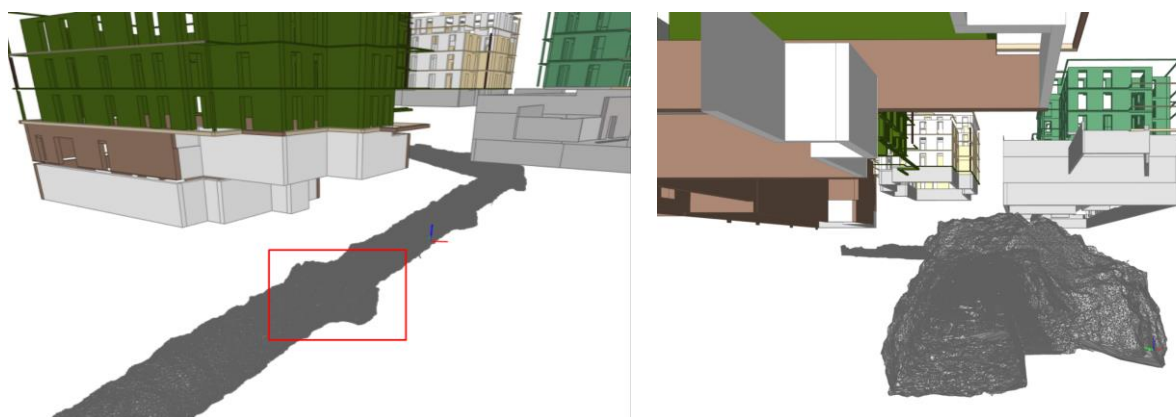


Figure 4-2: 3D model at chainage 30 with laser scanning from [5].

4.1. Already installed rock support

According to [3], in 2021 safety measures were carried out in the water tunnel, designed by Sweco Norge AS. According to the report [3], the safety measures involved "spot bolting", with end-anchored bolts using polyester. Based on the report, the bolts are 2.4 meters long. The safety measures are intended for sporadic occupancy of the tunnel (1 day per year) and are designed to ensure both overall stability and local stability. In [3] such rock support is considered to provide satisfactory safety for infrequent human presence and established installations in the tunnel. According to site visit, at chainage 30 ± 5 m, 15 bolts and 1 rock band have been installed. In addition, pink markings have been identified in the tunnel, but the meaning or reason of such points is unknown.

According to the information provided by WIMO, the following bolts characteristics have been considered in the analyses, with reference to Kamstålbolt M20 by Vikørsta.

Dimensjon	M20x2,5 mm
Stålkvalitet	B500NC
Overflatebehandling	Varmforsinket/CombiCoat®
Bruddspenning	600 N/mm ²
Flytlastspenning	500 N/mm ²
Bruddlast endeforankring	150 kN
Flytlast endeforankret	120 kN
Forlengelse Agt	8%

Figure 4-3: Reference characteristics for installed bolts

4.2. Geological mapping at chainage 30

Geological mapping has been only executed at chainage 30 (corresponding to section AA in Figure 2-1). Therefore, the results of the present report are only valid for the most critical section of the tunnel, which has the lowest overburden in relation to the building's foundation and a wider span due to the presence of a local widening. Even if the reference documents envisage a homogeneous situation along the tunnel, no geological mapping was carried out in the rest of the tunnel. Therefore, a general mapping of the tunnel is still recommended before construction work begins.

The mapped rock consists of granitic gneiss, corresponding with the bedrock map from NGU. The surface above the water tunnel consists of a thin layer of soil with rock outcrops, corresponding with the superficial deposits map from NGU.

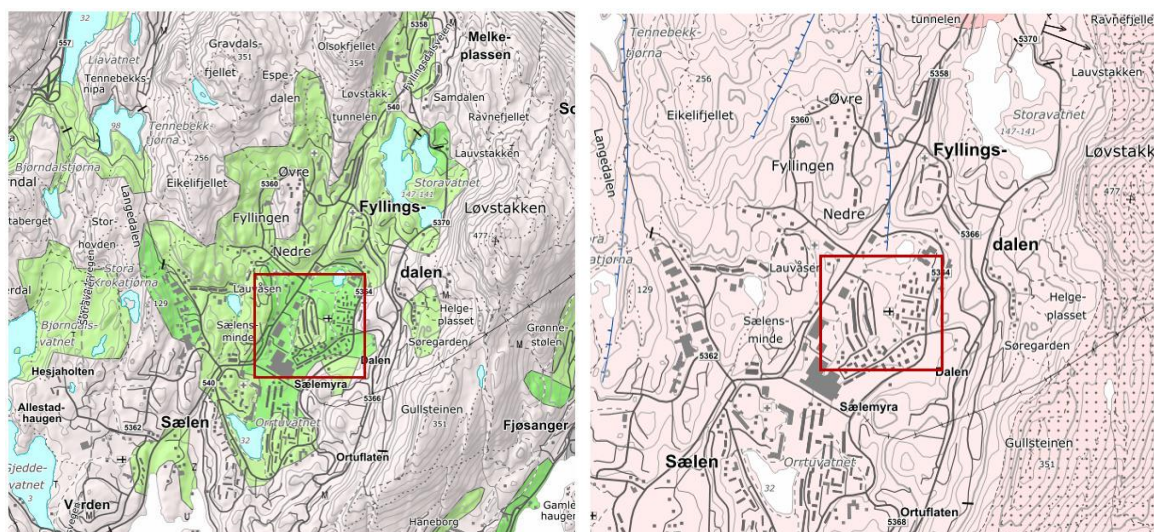


Figure 4-4: NGU map (Light green: thin moraine, Green: moraine, Light pink: bedrock/granittic gneiss)

Q-value of the rock at chainage 30 is estimated to be in the range 1.0-1.2, and by using an ESR-value of 1.6, the rock mass falls in class D (see Table 1).

Table 1: Parameters for the Q-value.

Parameter	Best case	Worst case
RQD	95	80
J_n	12	15
J_r	1.5	1
J_a	1	1
J_w	1	1
SRF	2.5	5
Q-value	1.2	1.0

Four distinct sets of joints have been observed (J1 to J4), along with sporadic joints where one of them having 6 m of persistence (J5) and has created a “kirkespir” in the roof (Figure 5-1 and Table 2). The joint sets have varying orientations and spacing. The foliation dips gently parallel with the tunnel alignment. Clay filling was not observed.

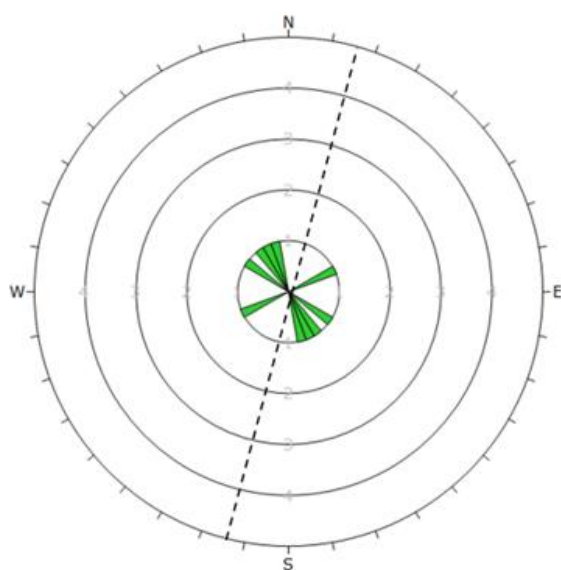


Figure 4-5: Chainage 30, picture taken towards south.

Table 2: Mapped joint sets at chainage 30

Joint set	Dip direction / Dip	Persistence	Spacing
J1	035/25	5 m	1-2 m
J2	070/50	2 m	20-40 cm
J3	240/85	3 m	2-3 m
J4	055/55	3 m	20-40 cm
J5*	155/50	6 m	-

* Random joint



Plot Mode	Rosette
Plot Data	Apparent Strike
Face Normal Trend	0.0
Face Normal Plunge	90.0
Bin Size	10°
Outer Circle	5 planes per arc
Planes Plotted	4
Minimum Angle To Plot	45.0°
Maximum Angle To Plot	90.0°

Figure 4-6: Rose diagram of the mapped joint sets at chainage 30 in the water tunnel.
The tunnel alignment is 194 (black, stippled line).

5. Stability assessment

The assessment of stability of the tunnel has been performed by different methods, according to two risk scenarios:

- Risk scenario 1: fall of wedges (local stability).

In the calculation of the stability of wedges, which are generated by the intersection of 3 joint planes with the tunnel profile, the ratio between driving (F_d) and stabilizing forces (R_d) gives the safety factor SF. If this is below 1.0, the wedge is considered unstable.

$$\text{factor of safety} = \frac{\text{force resisting (e.g. shear strength, support)}}{\text{driving forces (e.g. weight)}}$$

The software UnWedge, using block theory, determines all the possible wedges which can be formed by the intersection of the 3 joint planes and the tunnel.

In general, the wedges which are formed are tetrahedral, i.e. the 3 joint planes make up 3 sides of a tetrahedron, and the fourth “side” is formed by the tunnel boundary.

The factor of safety is then calculated for all the possible wedge with the definition above.

- Risk scenario 2: overall tunnel stability (global stability).

Overall stability of the tunnel is assessed by means of Finite Element method.

RS2 is a finite element software allowing stress-strain bidimensional analysis. Main steps in creating a FEM model can be summarized below:

- creation of a grid of nodes and bidimensional elements (mesh). This aims to obtain a discrete pattern characterized by a finite number of degrees of freedom;
- defining the boundary conditions by introducing displacement constraints or imposing a tensional state at the edges of the model;
- assignment of material properties and assignment of the initial stress/strain state;
- definition of the calculation steps, run and analysis of results.

5.1. Unwedge analysis

The joint properties presented in Table 2 were inserted into Unwedge, where the different joint sets were assigned the persistence observed during the site visit. The tunnel axis orientation has a trend of 195°.

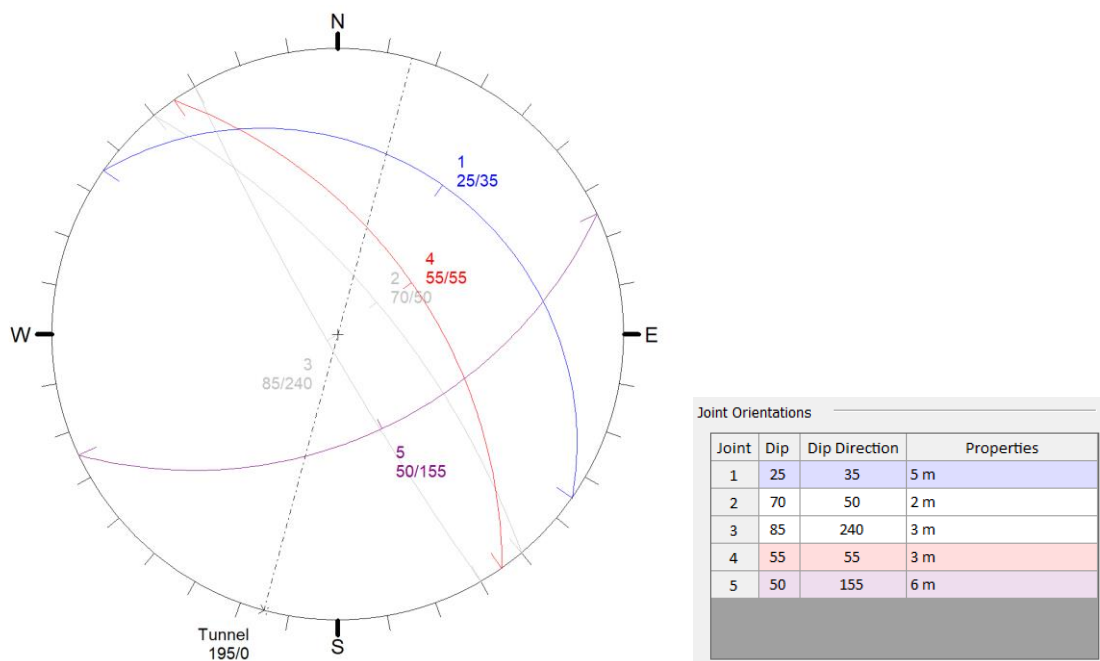


Figure 5-1: Stereonet and joint families

The following basic parameters have been assumed:

- Rock unit weight: 27 kN/m³
- Water unit weight: 9.81 kN/m³

As far as the joint properties are concerned, having no other information, the angle of friction of joints could be estimated by considering the typical values in table 4.1 from VD Rapport 032, which states that a gneiss rock has a “middle friction angle” of 27° to 34°.

Tabell 4.1 Variasjonsområde for basis friksjonsvinkel til ulike bergartstyper (Nilsen and Palmstrøm 2000; Wyllie and Mah 2004).

Friksjon	Variasjonsområde for basis friksjonsvinkel ϕ_b	Typiske bergartstyper
Lav friksjon	20°-27°	Skifer (høgt innhold av glimmer), leir-/siltstein, kalkstein
Middels friksjon	27°-34°	Sandstein, siltstein, gneis, skifer, porfyr
Høy friksjon	34°-40°	Basalt, granitt, kalkstein, konglomerat, doleritt

Figure 5-2: Typical angles of friction for joints (VD Rapport 032, Tabell 4.1)

Nevertheless, in the present case, the joint properties could be estimated by back analysis. The current tunnel is stable with spot bolting installed, hence, the angle of friction can be calibrated so that the safety factor is always higher than 1 for all the potential wedges. The following parameters have been then assumed:

- Phi: 38°
- Cohesion: 0 MPa
- Tensile strength: 0 MPa

It has to be noted that Joint 5 is a “random joint” with long persistence; hence, it is included in the Unwedge analysis. However, the software considers it as a joint set and consequently creates wedges in locations where the joint cannot form wedges. The wedges in the wall of the niche are considered impossible to exist even though they have been found in the analysis.

Since bolts have already been installed (spot bolting), this was considered in the analysis. However, the positions of the bolts are only approximate, based on pictures taken on site and provided scans. The bolt properties in Figure 4-3 have been considered (tensile capacity 120 kN).

5.1.1 Back analysis of the current situation

The following picture shows the result of the current tunnel situation.

Partial safety factors have been considered equal to 1.0, following the approach of a back analysis. Minimum safety factor 1 is achieved (all wedges are stable), with the worst joint combination being J1-J2-J5. Three wedges are found; however, wedge 5 (yellow – lower left side) is considered unlikely to form due to joint 5 being random and not appearing in the niche.

Lower Right wedge [3]
FS: stable
Volume: 4.892 m³
Weight: 0.132 MN
Apex Height: 0.54 m
Mode: unconditionally stable
Joint Persistence: 1) 5.16 m, 2) 3.71 m, 5) 4.05 m

Lower Left wedge [4]
FS: 10.084
Volume: 3.405 m³
Weight: 0.092 MN
Apex Height: 2.47 m
Mode: sliding on joints 1 and 2
Joint 1: 25/035
Joint 2: 70/050
Joint Persistence: 1) 3.75 m, 2) 5.14 m, 5) 5.14 m

Upper Right wedge [5]
FS: 1.070
Volume: 2.687 m³
Weight: 0.073 MN
Apex Height: 2.41 m
Mode: sliding on joints 2 and 5
Joint 2: 70/050
Joint 5: 50/155
Joint Persistence: 1) 5.17 m, 2) 5.17 m, 5) 3.13 m

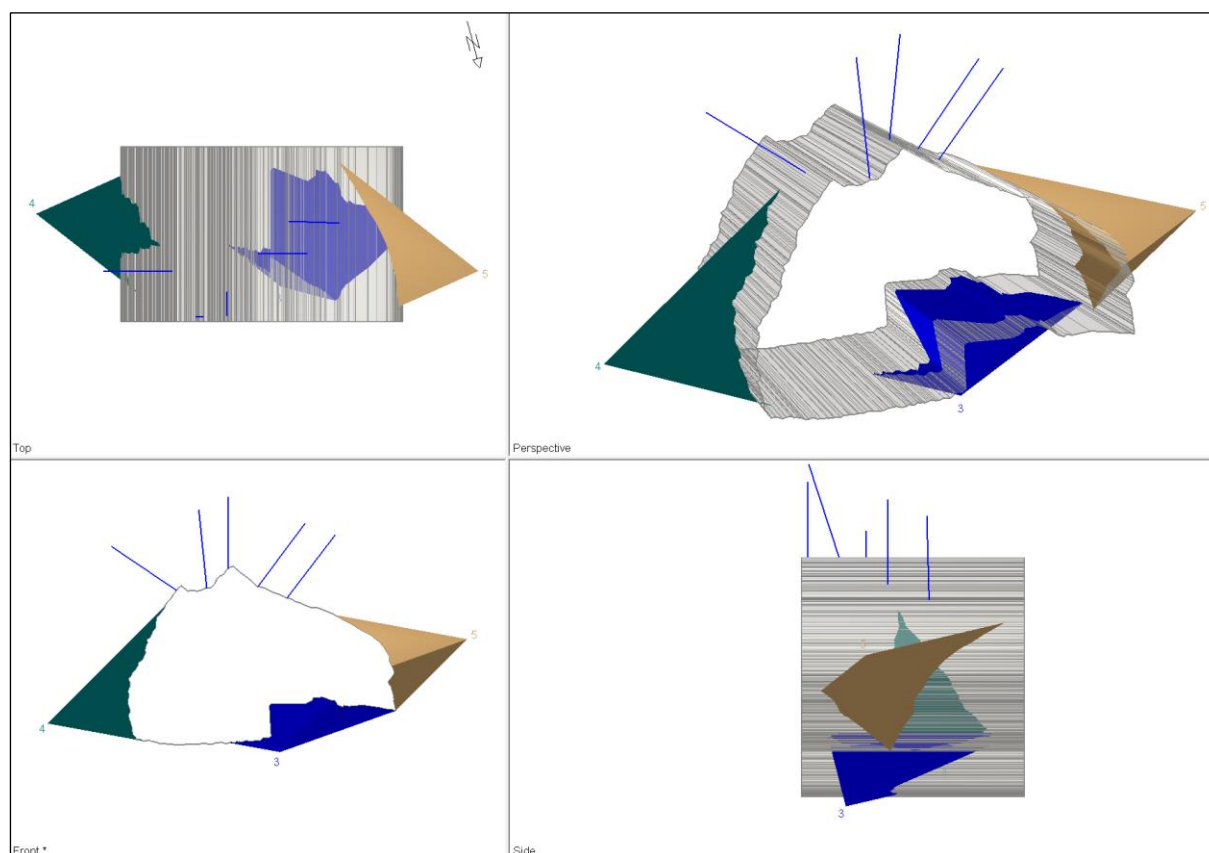


Figure 5-3: 3D wedge results

5.1.2 Pseudo-static analysis

Since local stability of wedges is fulfilled in the current situation, concerns may arise about stability with the dynamic effects of vibrations induced by surface blasting.

Experience shows that blasting phenomena are almost instantaneous signals, characterised by large accelerations at high frequencies, generally in the range of 100 - 300 Hz.

They greatly exceed the typical seismic phenomena for which dynamic analyses are carried out in the geotechnical field. In fact, common frequencies for a severe seismic event (with PGA = 0.3g) are between 0.2 - 20 Hz.

These are frequency values for which specific verifications may typically be required, since the dynamic effects are "felt" by the geotechnical structures.

Therefore, at the higher frequency of blasting, the dynamic effects have, in principle, a negligible influence on the geo-structures in the present case.

Nevertheless, we have made some evaluations assuming seismic pseudo-static approach with negligible influence on the stability of the wedges. To evaluate the potential impact of blasting vibrations, the PGA (peak ground acceleration) was estimated by considering $PGA = 0.1 g = 1 \text{ m/s}^2$.

This is a very conservative but similar to the typical values in the Bergen area according to NS-EN 1998-1 NA assuming a ground type A.

Table NA.3.2 (907) — Reference peak ground acceleration a_{gR} (PGA) with a return periode of 475 years for Vestland

Municipality	no.	a_{gR} [m/s ²]	Municipality	no.	a_{gR} [m/s ²]	Municipality	no.	a_{gR} [m/s ²]
Alver	4631	0,60	Gloppen	4650	0,55	Stad	4649	0,60
Askvoll	4645	0,60	Gulen	4635	0,60	Stord	4614	0,50
Askøy	4627	0,60	Hyllestad	4637	0,60	Stryn	4651	0,50
Aurland	4641	0,35	Høyanger	4638	0,55	Sunnfjord	4647	0,55
Austevoll	4625	0,60	Kinn	4602	0,60	Sveio	4612	0,50
Austrheim	4632	0,60	Kvam	4622	0,45	Tysnes	4616	0,50
Bergen	4601	0,55	Kvinnherad	4617	0,45	Ullensvang	4618	0,40
Bjørnafjorden	4624	0,50	Luster	4644	0,30	Ulvik	4620	0,40
Bremanger	4648	0,60	Lærdal	4642	0,25	Vaksdal	4628	0,50
Bømlo	4613	0,60	Masfjorden	4634	0,60	Vik	4639	0,45
Eidfjord	4619	0,40	Modalen	4629	0,55	Voss	4621	0,40
Etne	4611	0,45	Osterøy	4630	0,55	Øygarden	4626	0,60
Fedje	4633	0,60	Samnanger	4623	0,50	Årdal	4643	0,25
Fitjar	4615	0,60	Sogndal	4640	0,45			
Fjaler	4646	0,60	Solund	4636	0,60			

Figure 5-4: Reference PGA according to NS-EN 1998-1 (table NA.3.2)

Hence, by assuming an increased unit weight of the rock, by a factor 1.1, the wedges are still stable, and no special rock support is expected to be required in the tunnel. Monitoring, vibration control (limits according to standards) and protection of existing manholes will need to be considered when blasting. It is also recommended that preliminary and careful surface blasting tests are carried out to calibrate monitoring instruments and check vibration limits.

5.2. FEM analysis

In the software RS2 the rock mass parameters have been estimated from Q value and introduced as design values. Regarding the building loads (which have been provided at SLS), conservative assumptions have been made, so that they have been factorized by a partial safety factor at ULS equal to 1.35 for permanent loads and 1.5 for variable loads.

5.2.1 Model description

In the RS2 FEM analysis, the critical section AA is considered, with a minimum rock overburden of 7 m above the water tunnel. This paragraph describes the 2D FEM model used to assess the stress state and deformation history during the construction of the buildings above the water tunnel.

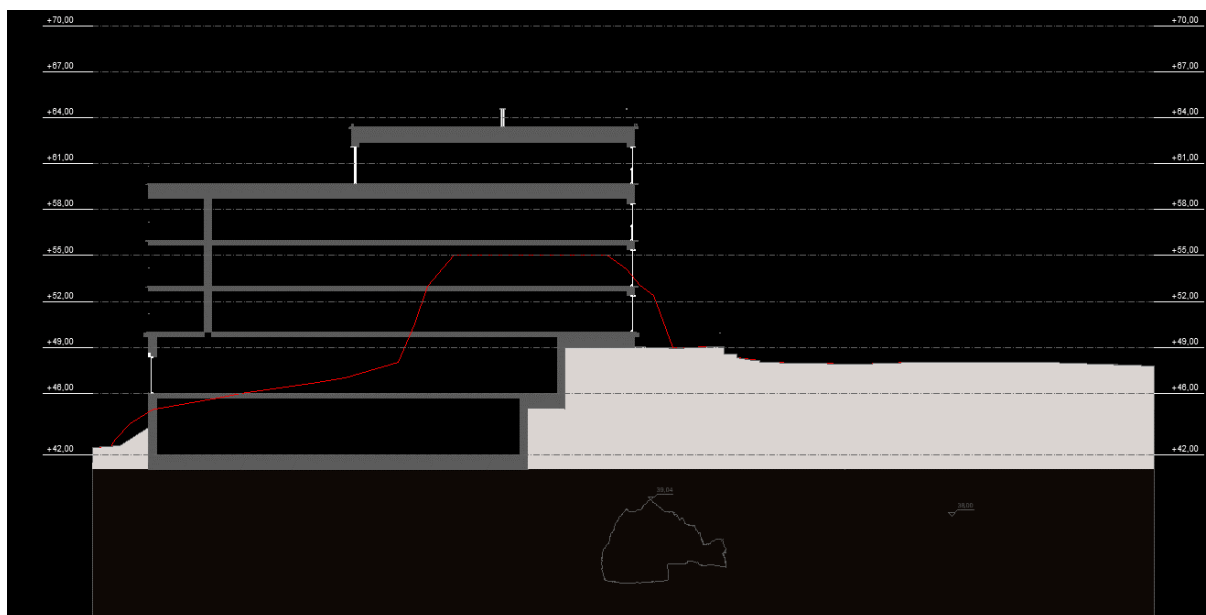
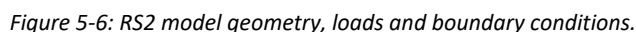


Figure 5-5: Critical section AA considered in the RS2 analysis.

The 2D FEM analysis was performed under plane strain conditions. Results are assessed to estimate stresses and displacements acting both on the water tunnel and on the anchoring system, together with the stress-strain evolution in the rock, during and at the end of the excavation phase.

The model is approximately 85 m x 200 m wide, with 6-Noded triangular elements. Boundary conditions consist in hinges along horizontal bottom boundary (X-Y displacement fixed) and rollers along vertical lateral boundaries (Y displacements fixed). A “gravity” field stress is considered with stress ratio equal to 1, while an elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb criterion was adopted to model the rock behaviour (“field stress and body force”).

A stress ratio equal to 1 was assumed with reference to other projects in the area.



The RMR index can be derived according to Barton, 1995 [7]:

According to Barla 2010 [8], the GSI index can be obtained from RMR:

The Mohr Coulomb parameters of the undisturbed rock mass are obtained using RocData software, by fitting the Hoek & Brown failure criterion and considering the following values:

- Disturbance factor $D = 0$,
- UCS uniaxial compressive strength of the intact rock $\sigma_{ci} = 100$ MPa,
- $GSI = 45$,
- $m_i = 28$ (gneiss),
- intact rock Young's modulus $E_i = 50$ GPa,
- unit weight $\gamma = 27$ kN/m³,
- tunnel coverage equal to 7 m.

The σ_{ci} value is conservatively assumed to be 100 MPa based on experience in tunnelling projects in the area and also according to the following table provided by SVV Handbook V220.

E_i =50 GPa is also conservatively assumed based on experience in tunnelling projects in the Bergen area.

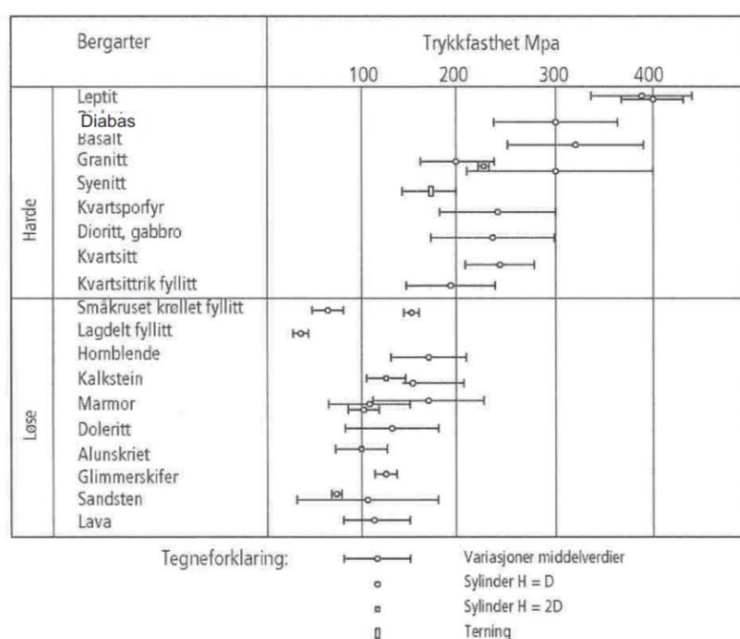


Figure 5-7: Uniaxial compressive strength of rocks from SVV Handbook V220, Fig. 11.18 [10].

Moreover, acting on the safe side, the Mohr Coulomb parameters of the disturbed rock mass after blasting are considered. Those parameters have been obtained by considering a disturbance factor $D = 1$ (due to blasting damage).

The disturbed rock mass parameters have been assigned to a region around the existing tunnel and around blasting profile for building foundation, having a conservative thickness of 2 m.

Undisturbed rock mass – Mohr coulomb parameters

The parameters for rock mass with $D = 0$ are given in the following picture.

Materials	
Material 1	
Name of selected material: Material 1	
Failure Envelope	
Hoek Brown Classification	
sigci	100.00 MPa
GSI	45
mi	28.00
D	0
☒ Ei	50000.00 MPa
☐ MR	500.00
Failure Envelope Range	
Application: Tunnels	
sig3max	0.12 MPa
Unit Weight	0.027 MN/m ³
Tunnel Depth	7 m

Material 1	
Hoek Brown Classification	
intact uniaxial compressive strength	100 MPa
GSI	45
mi	28
disturbance factor	0
intact modulus	50000 MPa
Hoek Brown Criterion	
mb	3.927
s	0.002
a	0.508
Failure Envelope Range	
application	tunnels
sig3max	0.119 MPa
unit weight	0.027 MN/m ³
tunnel depth	7 m
Mohr Coulomb Fit	
cohesion	0.338 MPa
friction angle	71.472 deg
Rock Mass Parameters	
tensile strength	-0.056 MPa
uniaxial compressive strength	4.483 MPa
global strength	25.979 MPa
modulus of deformation	11182.497 MPa

Figure 5-8: Undisturbed rock mass parameters.

Disturbed rock mass – Mohr coulomb parameters

The parameters for rock mass with D = 1 are given in the following picture.

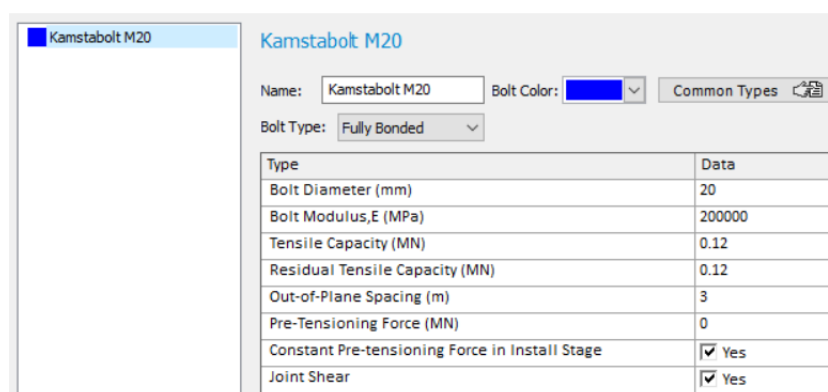
Materials	
Material 1	
Name of selected material: Material 1	
Failure Envelope	
Hoek Brown Classification	
sigci	100.00 MPa
GSI	45
mi	28.00
D	1.00
☒ Ei	50000.00 MPa
☐ MR	500.00
Failure Envelope Range	
Application: Tunnels	
sig3max	0.11 MPa
Unit Weight	0.027 MN/m ³
Tunnel Depth	7 m

Material 1	
Hoek Brown Classification	
intact uniaxial compressive strength	100 MPa
GSI	45
mi	28
disturbance factor	1
intact modulus	50000 MPa
Hoek Brown Criterion	
mb	0.551
s	1.045e-004
a	0.508
Failure Envelope Range	
application	tunnels
sig3max	0.112 MPa
unit weight	0.027 MN/m ³
tunnel depth	7 m
Mohr Coulomb Fit	
cohesion	0.117 MPa
friction angle	62.394 deg
Rock Mass Parameters	
tensile strength	-0.019 MPa
uniaxial compressive strength	0.949 MPa
global strength	9.525 MPa
modulus of deformation	2534.578 MPa

Figure 5-9: Disturbed rock mass parameters.

Bolts

In the FEM model, the Kamstålbolts M20 already installed in the water tunnel were also modelled as spot bolting (reference out-of-plane spacing has been taken equal to 3 m).
The characteristics of the Kamstålbolts M20 are included in RS2 as follows.



Type	Data
Bolt Diameter (mm)	20
Bolt Modulus, E (MPa)	200000
Tensile Capacity (MN)	0.12
Residual Tensile Capacity (MN)	0.12
Out-of-Plane Spacing (m)	3
Pre-Tensioning Force (MN)	0
Constant Pre-tensioning Force in Install Stage	☒ Yes
Joint Shear	☒ Yes

Figure 5-10: Kamstålbolts M20 input parameters.

Building loads

The loads of the new building have been provided in [4], They are given without loading factors and are referred to the cross section BB which is about 10 m from the critical profile AA.



Figure 5-11: Overview of loads in profile BB [4].

Loads N1 and N2 are point loads, while N3 could be spread as a line load because of the presence of a foundation slab.

Given the few data available and possible uncertainties, a conservative approach has been assumed, by:

- assuming both N1, N2 and N3 as line loads with their given value (for the plane strain analysis),
- multiplying the loads with partial safety factors at ULS (1.35 for permanent loads and 1.5 for variable loads):

$$N1 = (500 \cdot 1.35) + (130 \cdot 1.5) = 870 \text{ kN} = 0.87 \text{ MN}$$

$$N2 = (750 \cdot 1.35) + (200 \cdot 1.5) = 1312.5 \text{ kN} = 1.31 \text{ MN}$$

$$N3 = (1000 \cdot 1.35) + (250 \cdot 1.5) = 1725 \text{ kN} = 1.73 \text{ MN}$$

Calculation steps

The model is composed by 4 calculation stages, which are summarised hereby.

- Step 1: initial geostatic equilibrium.

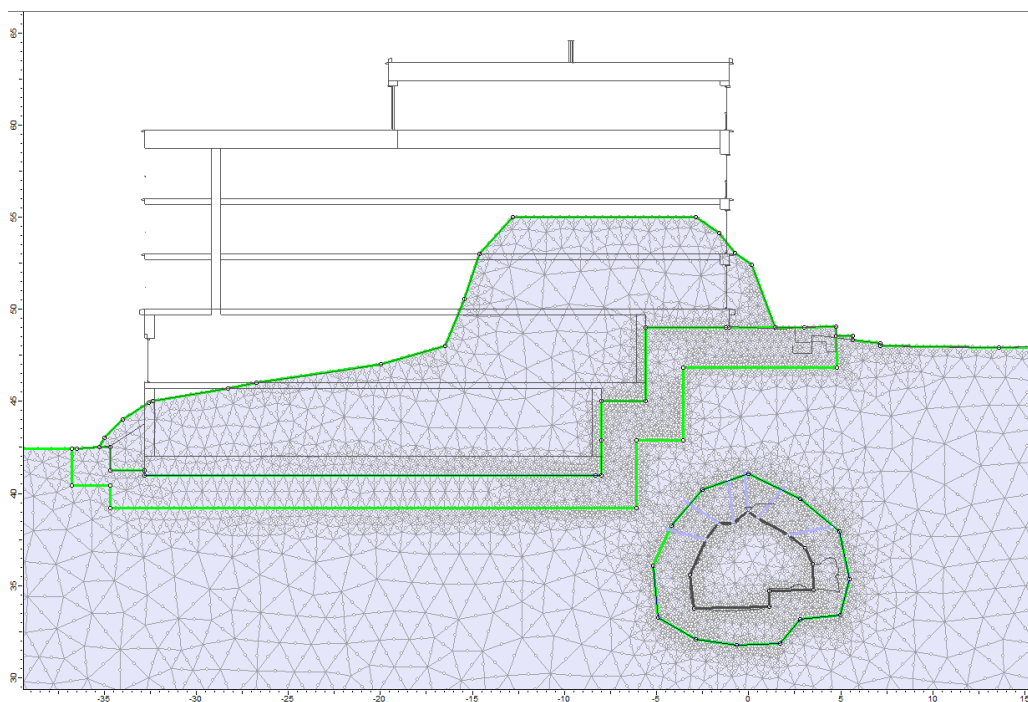


Figure 5-12: Step 1, geostatic phase

- Step 2: water tunnel excavation and Kamstålbolts M20 installation. A disturbed rock mass area is also assumed around the tunnel boundary.

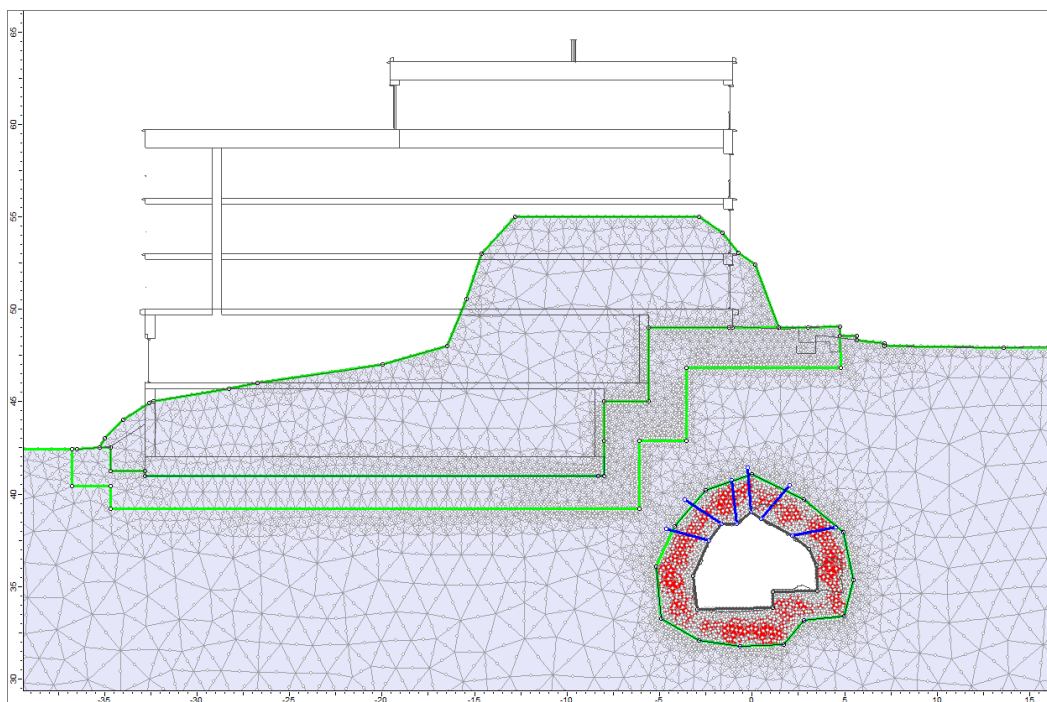


Figure 5-13: Step 2, water tunnel excavation and rock support

- Step 3: excavation of the existing rock at surface for the construction of the building. A disturbed rock mass area is also assumed around the excavation boundary.

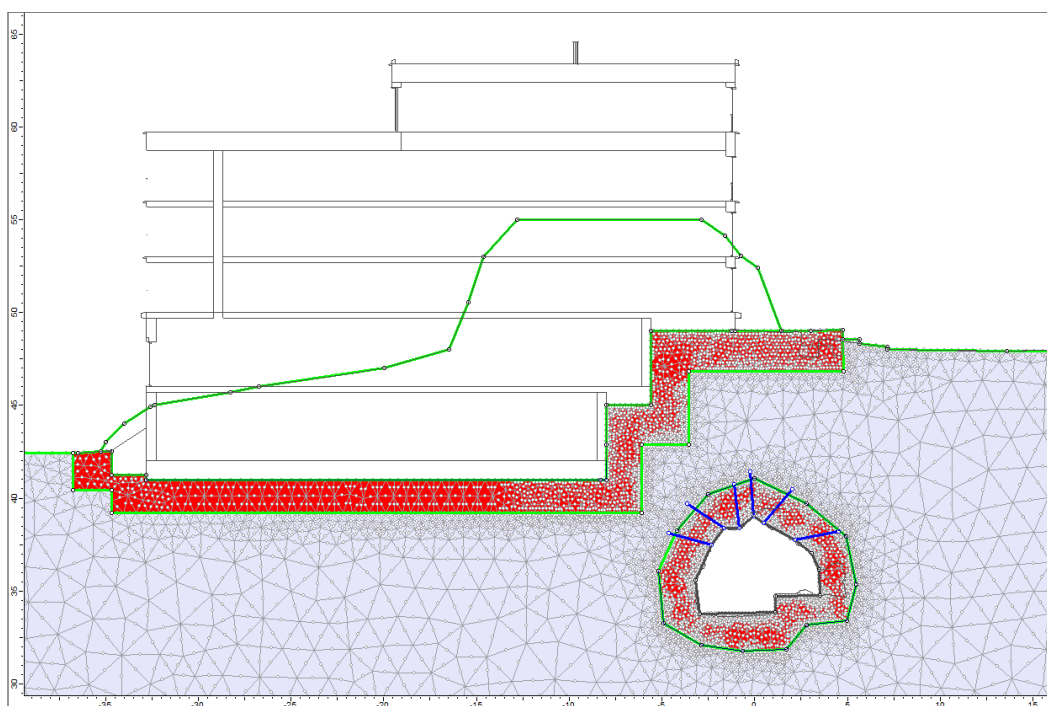


Figure 5-14: Step 3, excavation for the building foundation

- Step 4: construction of the building by activating loads.

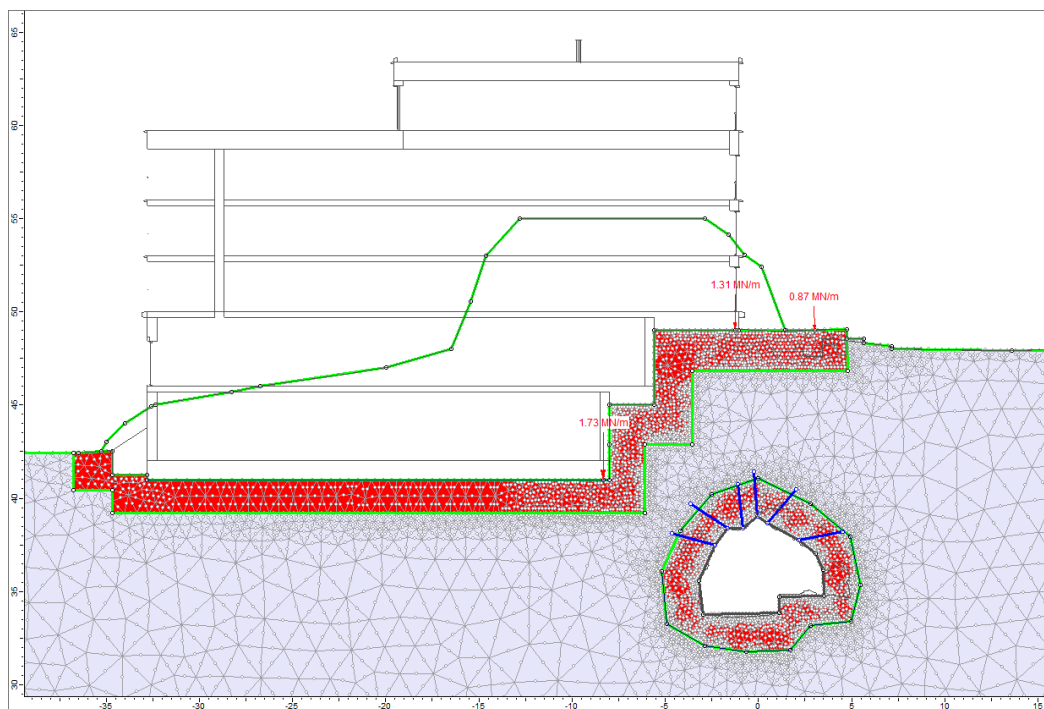


Figure 5-15: Step 4, building loads

Due to the high value of the building loads and the results described in the following paragraph, there was no need to consider additional loads at surface for construction machinery or other general variable load.

5.2.2 Results

The results in terms of total displacements, strength factor (obtained dividing the rock strength by the induced stress at every point in the mesh), yielded elements around the water tunnel, stress distribution and bolts stress are shown and commented below.

Total displacements

The displacements are shown without considering the geostatic phase (Stage 1).

Only negligible deformations are expected around the tunnel. Major (but very low) displacements are expected along the rock cuts for the building foundations, which are out of the scope of the present report.

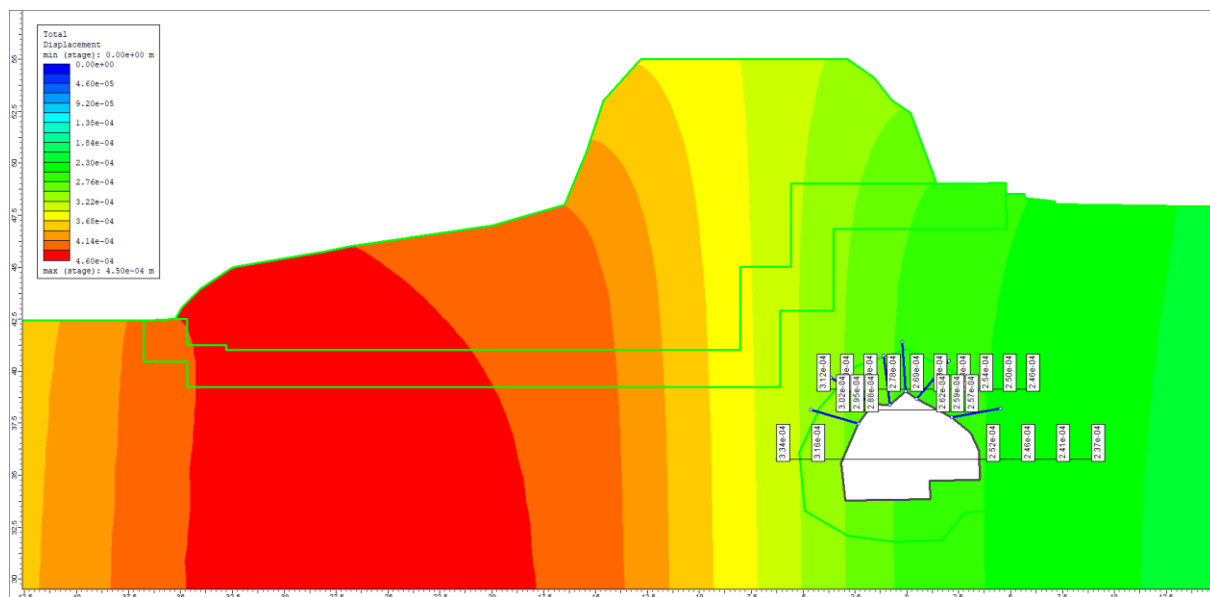


Figure 5-16: Total displacements at Stage 2

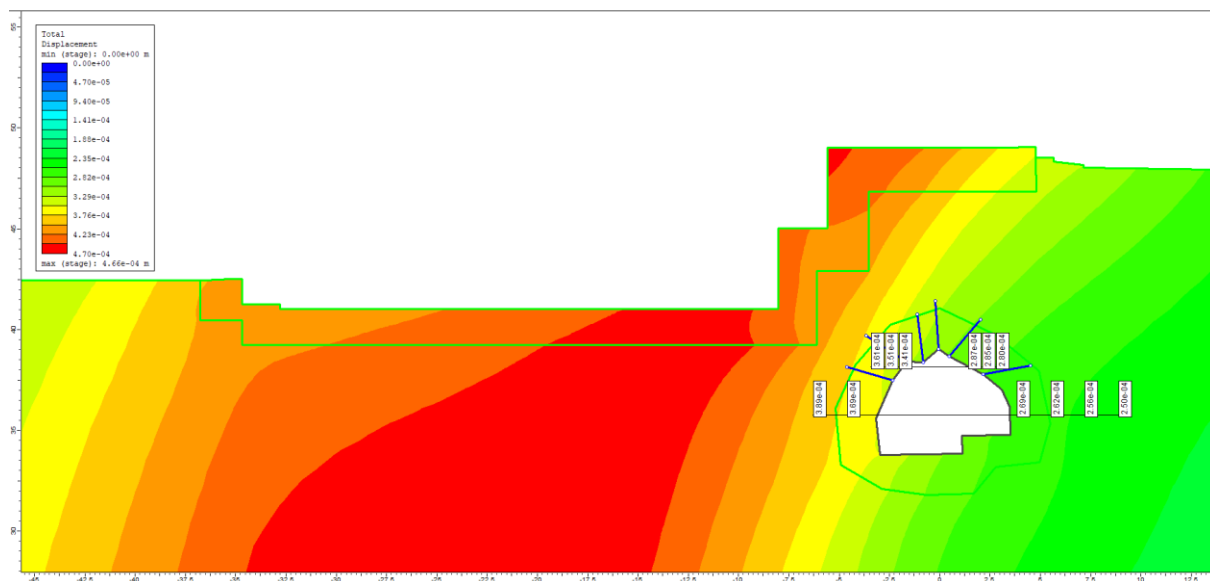


Figure 5-17: Total displacements at Stage 3

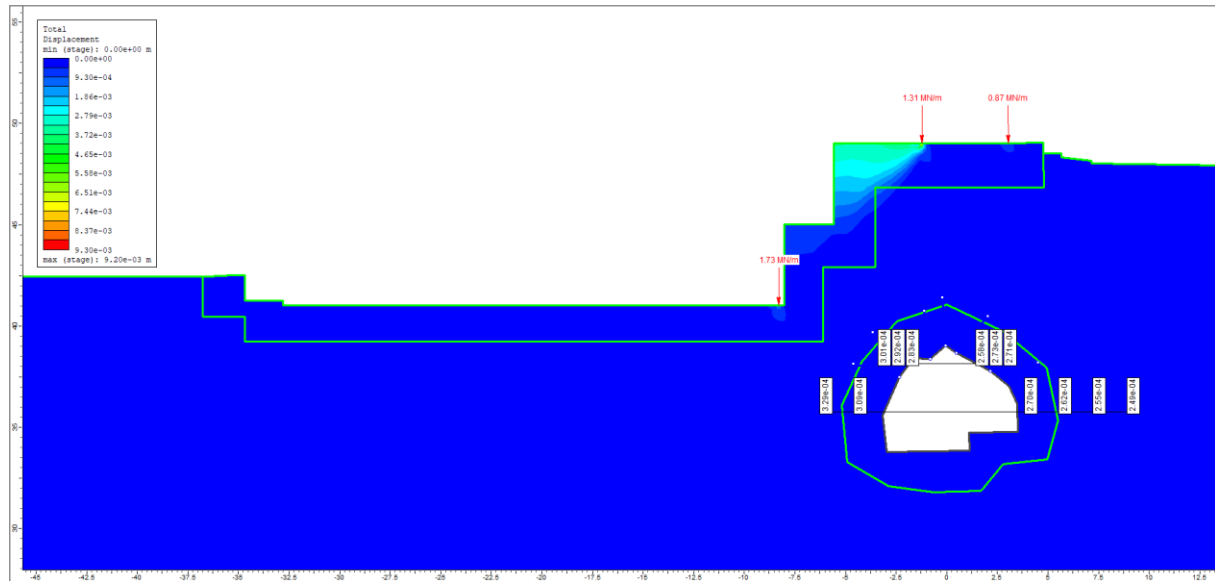


Figure 5-18: Total displacements at Stage 4

Strength factor

The strength factor is always higher than 1 around the tunnel, with a slight reduction due to building loads application in stage 4. Hence, a good distribution of stresses around the cavity is established with negligible influence on the global stability of the rock mass. Local values lower than 1 around the tunnel boundary are considered numerical effects and not connected to the overall stability.

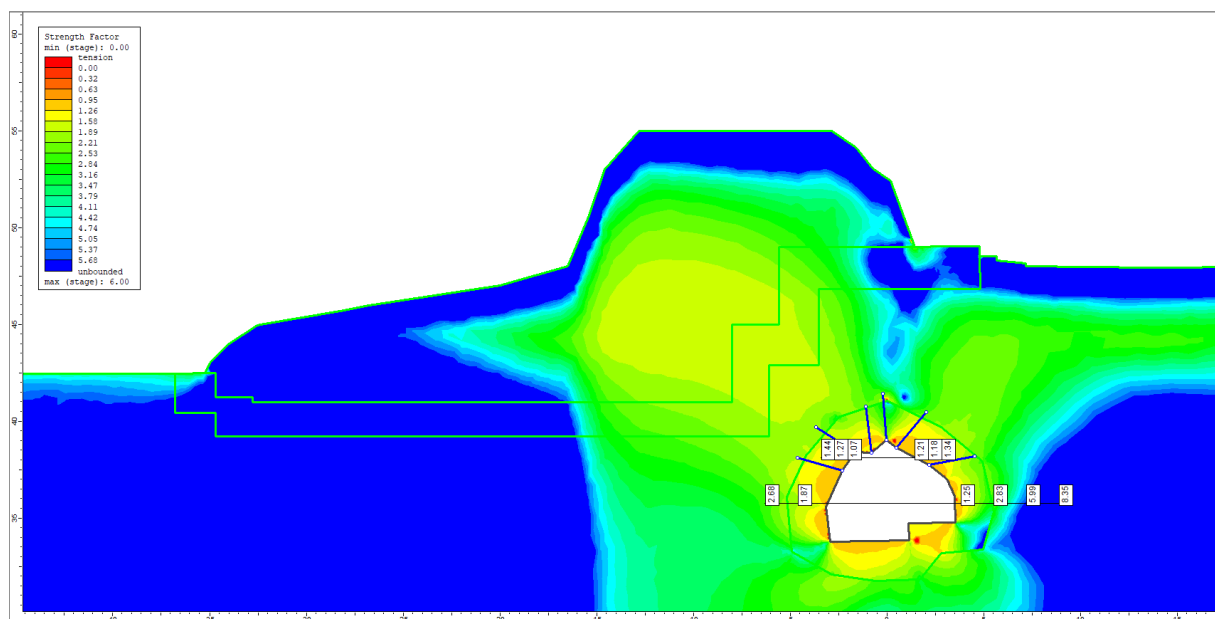


Figure 5-19: Strength factor at Stage 2

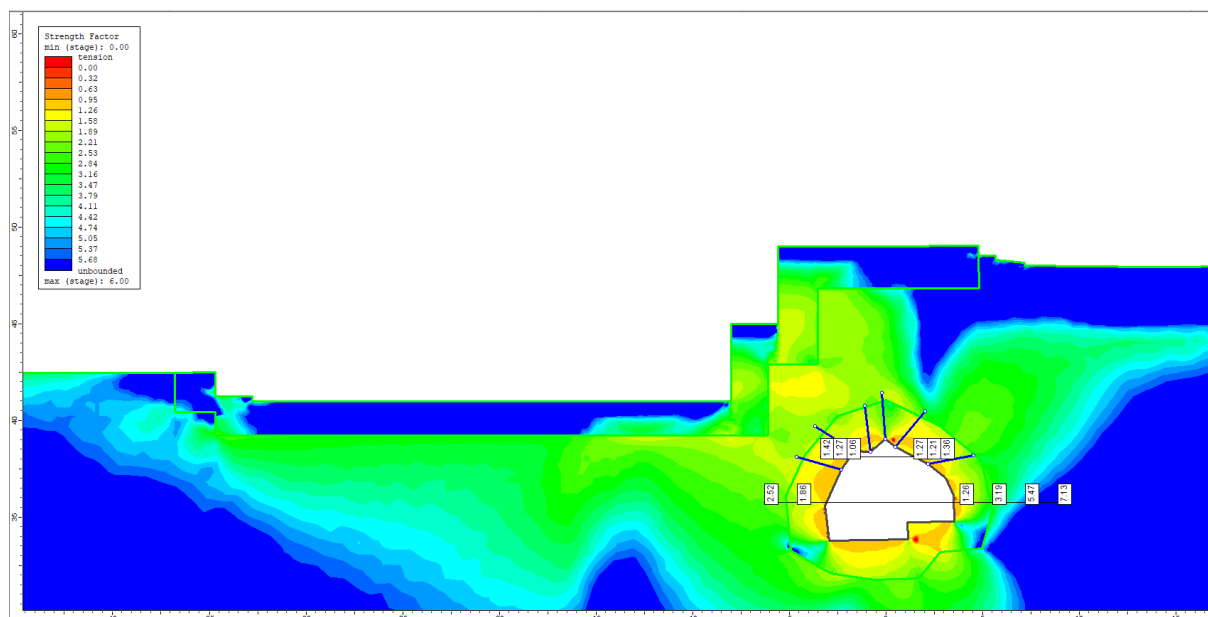


Figure 5-20: Strength factor at Stage 3

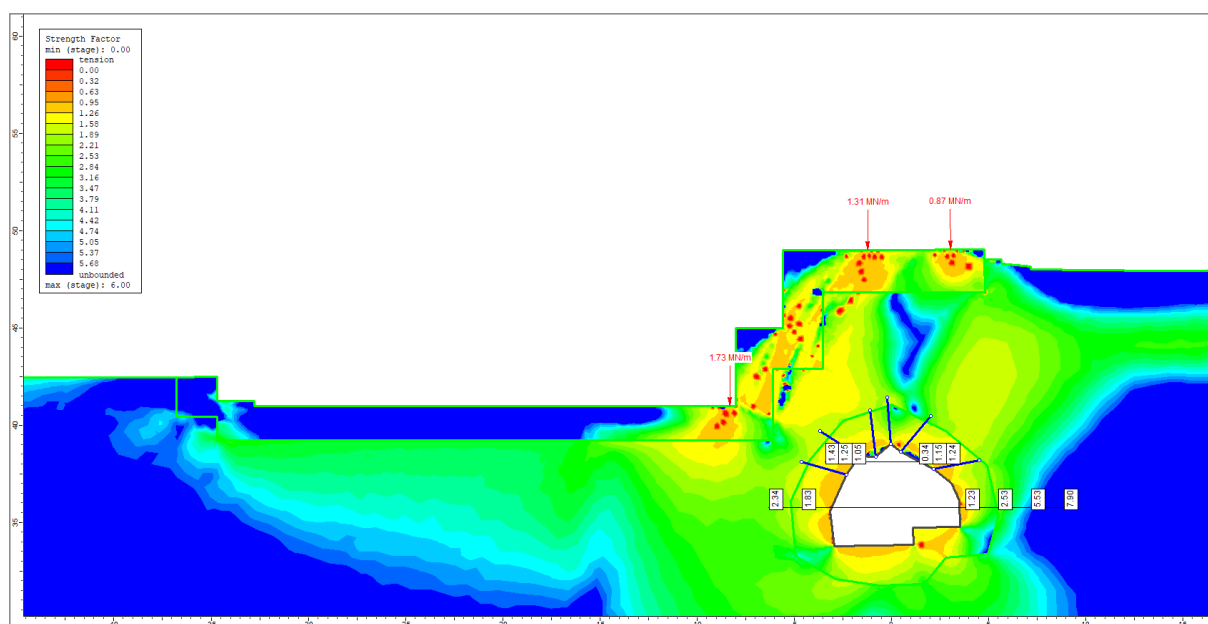


Figure 5-21: Strength factor at Stage 4

Yielded elements (plastic points)

Plastic points develop locally around the tunnel. Those rock mass areas are stabilised by spot bolting and are related to local stability. More plastic areas are visible around the rock cuts for the building foundations, whose local stability is out of the scope of the present report. No issue with global stability is envisaged.

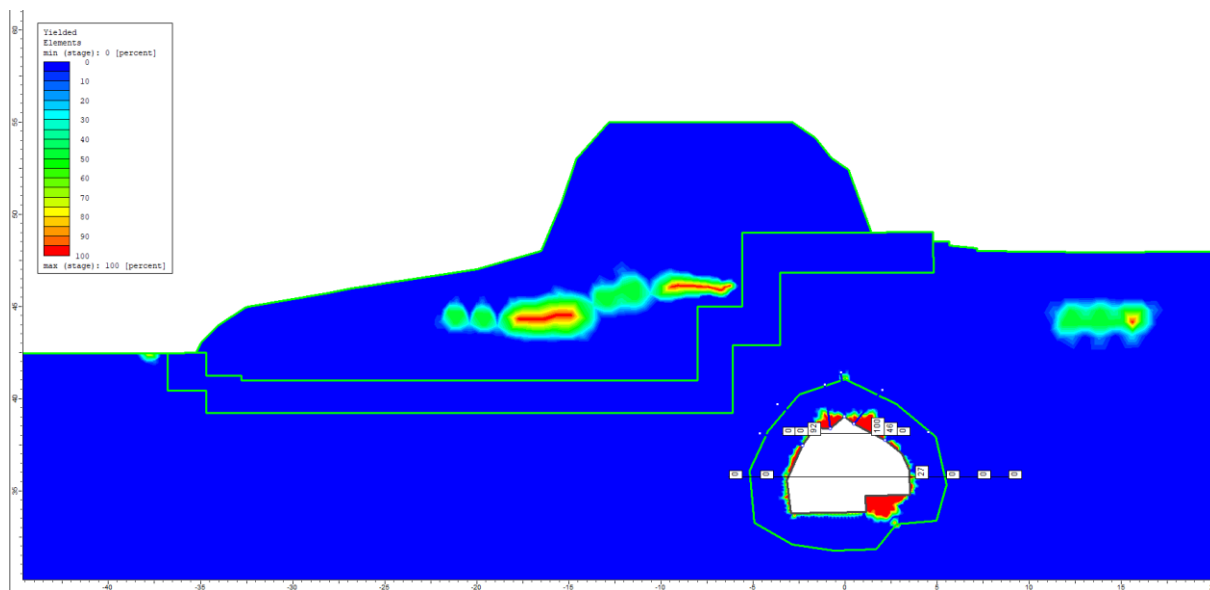


Figure 5-22: Yielded elements at Stage 2

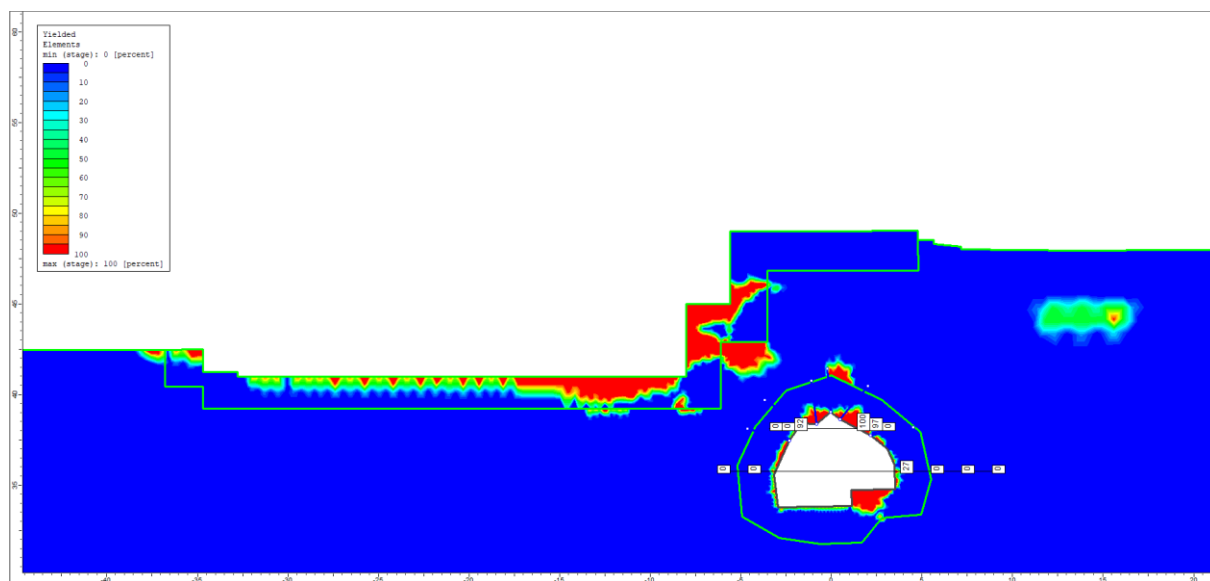


Figure 5-23: Yielded elements at Stage 3

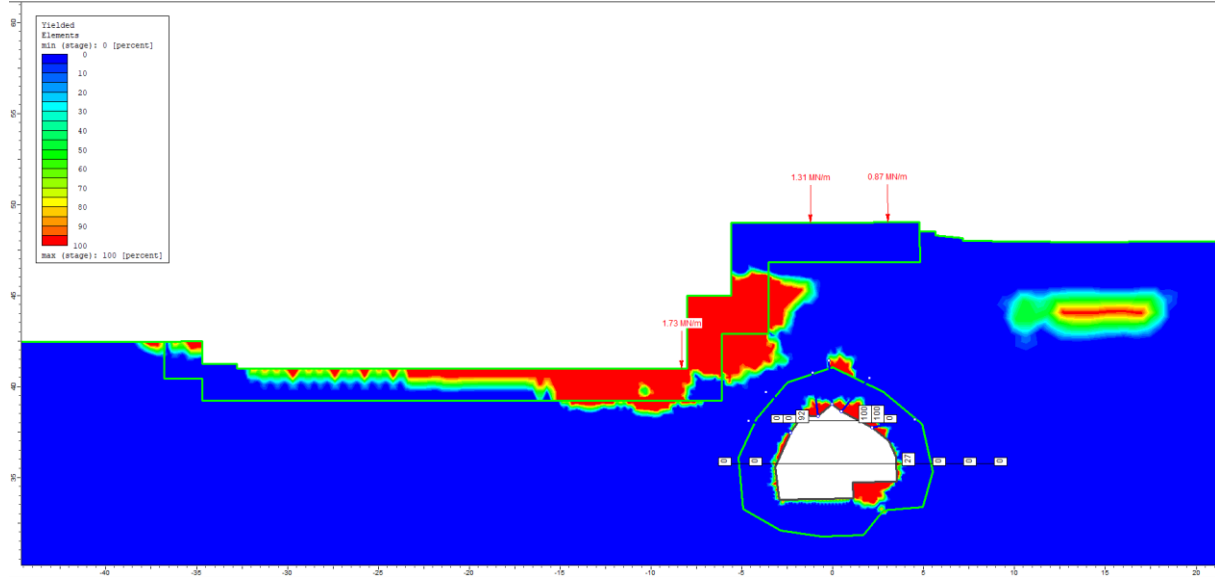


Figure 5-24: Yielded elements at Stage 4

Stresses distribution

Stresses principal directions are shown (overlapped with vertical stress contour). A good distribution of building loads is achieved by arch effect around the water tunnel cavity, thanks to good rock quality and enough overburden.

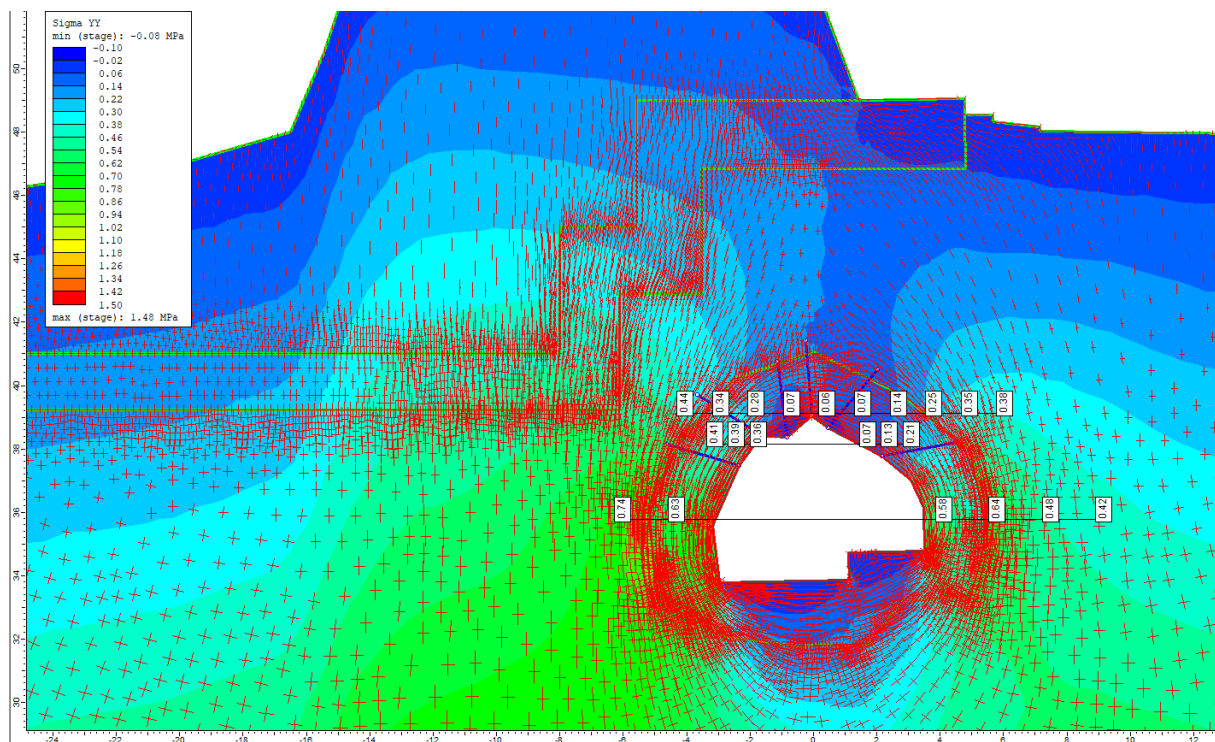


Figure 5-25: Stress distribution at Stage 2

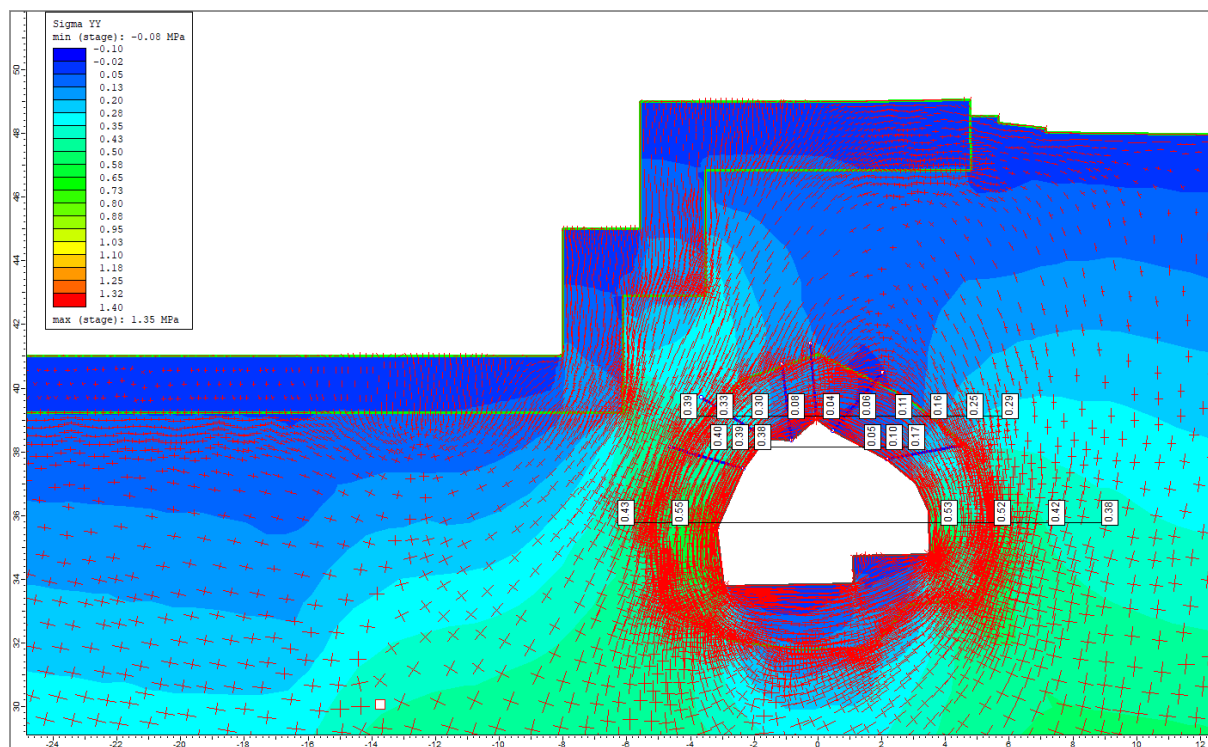


Figure 5-26: Stress distribution at Stage 3

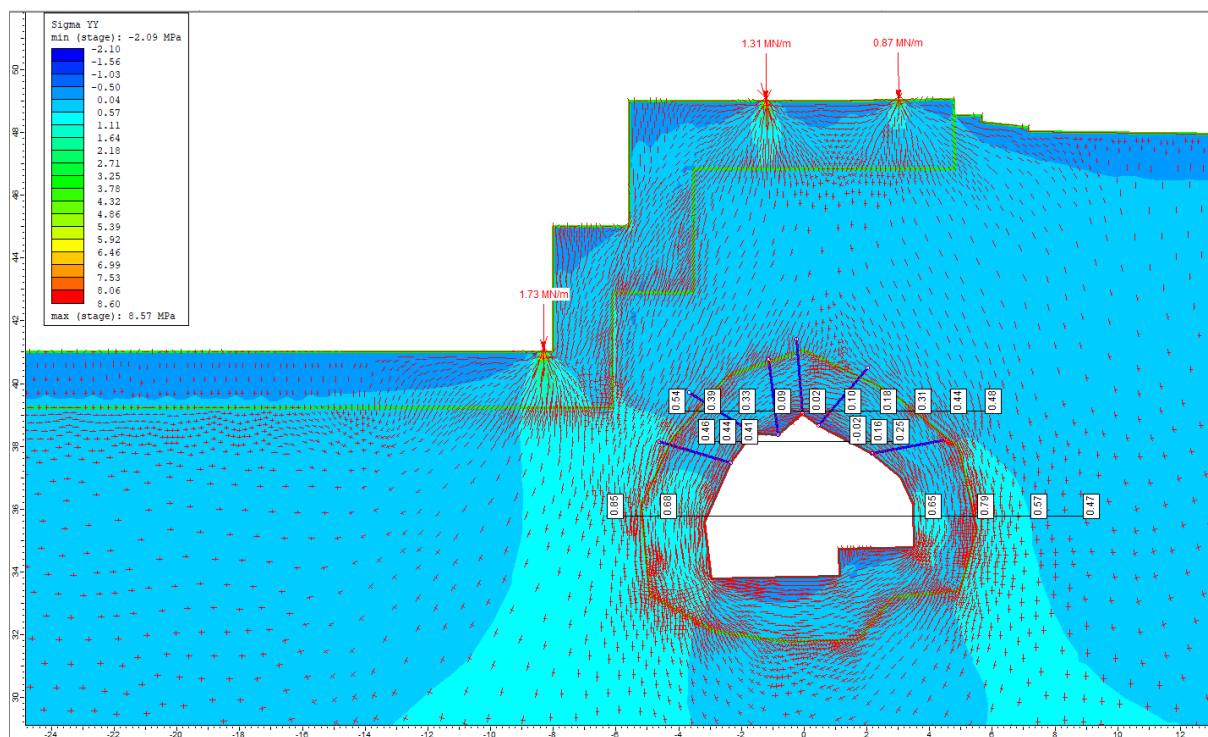


Figure 5-27: Stress distribution at Stage 4

Bolts stress

The spot bolts show low values of tensile stress (maximum tensile force is 17 kN at stage 4). Verification is hence satisfied with high safety factor.

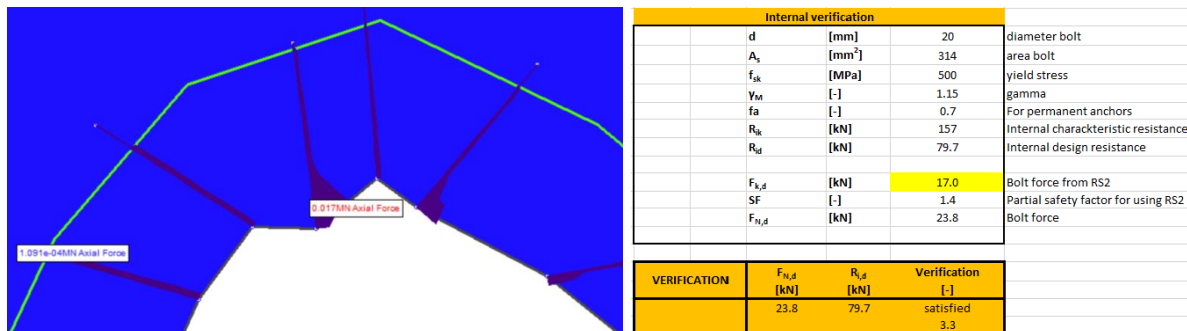


Figure 5-28: Bolts verification at Stage 4

6. Conclusions and final remarks

Given the analyses described above, the following conclusions can be drawn for the most critical section at chainage 30:

- No wedges stability issue is expected: local stability of rock wedges is achieved by spot bolting already installed.
- Rock quality is good and rock overburden (min 7 m) is enough to establish a good arch effect with loads distribution around the tunnel cavity.
- No additional rock support measure is expected to be necessary in the water tunnel.

The following recommendations are also provided:

- Even if main rock wedges are stable, small stones could still detach from the tunnel profile during blasting activities at surface; hence, a preliminary check of the tunnel with rock cleaning and removal of unstable small blocks is recommended.
- Monitoring of the tunnel is necessary during the blasting activities and the construction of the buildings. It is recommended to close the tunnel when blasting above and, after blasting, qualified personnel shall inspect the tunnel to confirm that stability is in accordance with the assessments conducted. If any deviations are found, further investigation is necessary. Moreover, any detached stone fallen into the water channel needs to be removed.
- Vibration control is necessary and velocity limits according to standards (50 mm/s) shall be continuously checked (this is also already mentioned in [1]).
- Preliminary and careful surface blasting tests are suggested to calibrate monitoring instruments and check vibration limits.
- Existing infrastructure manholes inside the tunnel should be protected from damages in case of falling stones.

7. References

- [1] 300031-N01-A01 Sikringsvurdering i vanntunnel, Nebbestølen – Head Energy, 17.01.025
- [2] Mangler ved oppdatert VA-rammeplan Gnr 22 bnr 20 Nebbestølen – Bergen Vann, 19.02.2025
- [3] 10214568-N01-A01 Sluttnotat for tunnel under Oasen, Fyllingsdalen – Sweco, 05.05.2021
- [4] Loads in the critical profiles, E-mail by Head Energy «RE: Preread», 10.04.2025 13:24
- [5] Tunnel laserscanning data, file: 241219-Oasen_eksport_del1
- [6] Oversiktstegning VA-tunnell – Omega 365, 20.11.2024
- [7] The influence of joint properties in modelling jointed rock mass – In: 8th ISRM Congress, Barton, 1995
- [8] Elementi di Meccanica e Ingegneria delle Rocce, Barla, 2010
- [9] Using the Q-system – Rock mass classification and support design, NGI, 2022
- [10] The Norwegian Public Road Administration Handbook V220: Geotechnical engineering in road construction + correction sheet (2018)