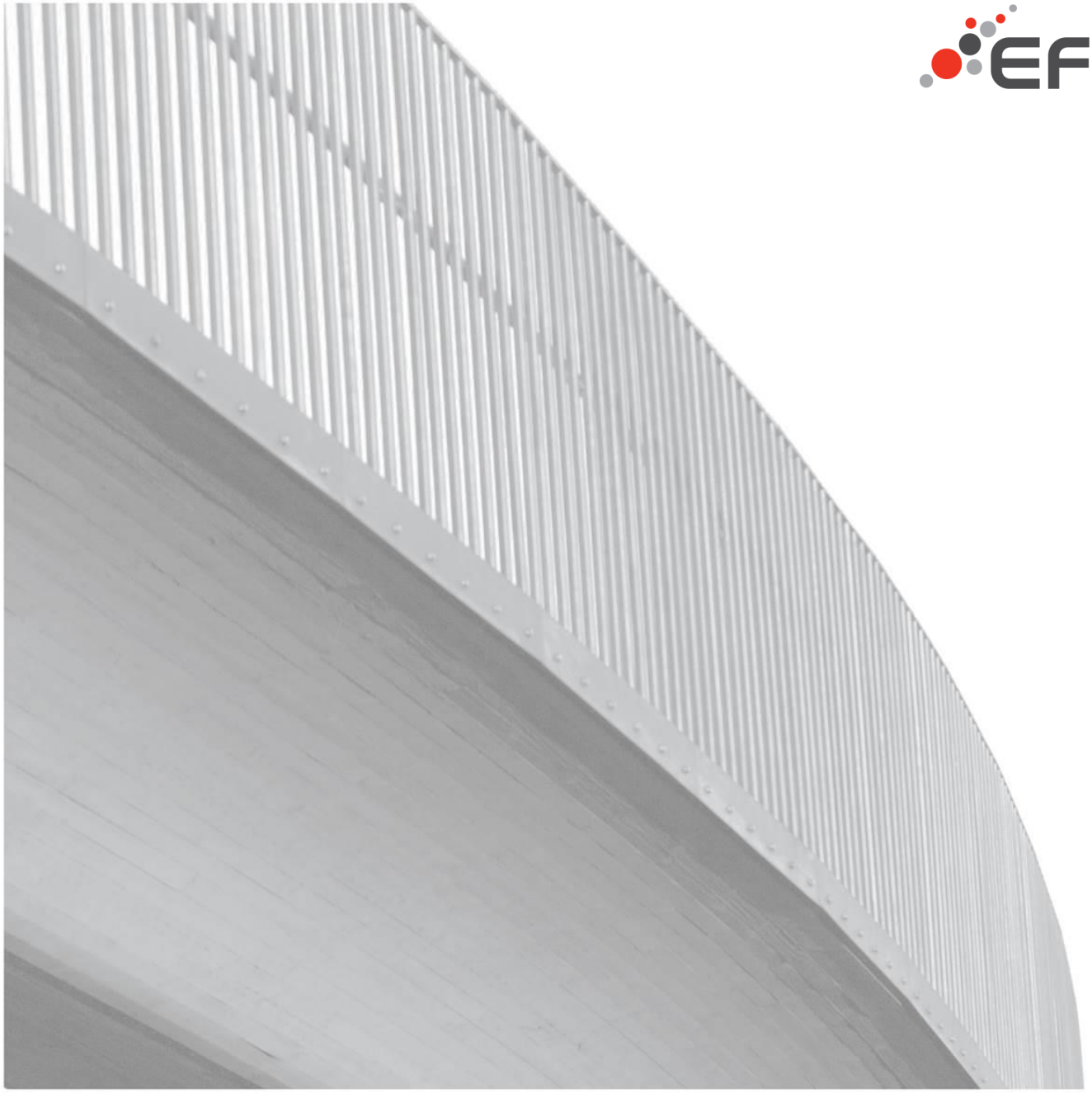
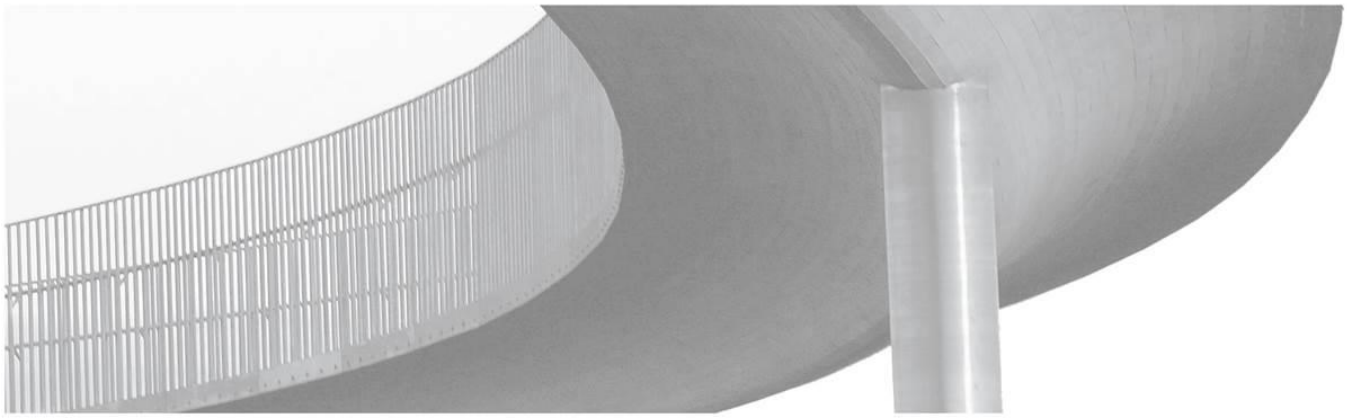


FV. 862 SKREDOVERBYGG SVARTHOLLATUNNELEN

Geoteknisk prosjekterings/vurderingsrapport for byggeplan

09.06.2021



EFLA
RÅDGIVENDE INGENIØRER

RAPPORT – INFORMASJON

DOKUMENT NR.

8710-003-071-SKY-001-V01

RAPPORT TITTEL

Fv.862 Skredoverbygg Svarthollatunnelen. Geoteknisk prosjekterings/vurderingsrapport for byggeplan

RAPPORT NR. / ANTALL SIDER

- / 15

PROSJEKT

Fv.862 Skredoverbygg Svarthollatunnelen vest, prosjektering.

PROSJEKTLEDER / KONTAKTPERSÓN

Daniel Ballovara

OPPDRAGSGIVER

Troms og Finnmark fylkeskommune

OPPDRAGSLEDER EFLA

Andri Gunnarsson

FORFATTER

Stefán Geir Árnason

NØKKELORD

Grunnforhold, fundamentering

RAPPORT STATUS

☐ Arbeidsversjon
☐ Utkast
☒ Endelig versjon

RAPPORT GRADERING

☐ Åpen
☒ Distribuert med oppdragsgivers tillatelse
☐ Konfidensiell

SAMMENDRAG

EFLA AS har fått i oppdrag fra Troms og Finnmark fylkeskommune å prosjektere nytt skredoverbygg ved Svarthollatunnelen.

Grunnundersøkelser for prosjektet ble utført av Statens vegvesen i perioden 02.02.2021 til 04.02.2021. Nye grunnundersøkelser består av 10 totalsonderinger. På grunn av faste masser var det ikke mulig å ta opp prøver av materialet.

Grunnundersøkelser viser at grunn består av ett lag med høy sonderingsmotstand over berg, antatte urmasser. Sonderingsdiagrammer viser at under utførelse av sonderingene var det utstrakt bruk av spyling, slag og økt rotasjon samt som det er hyppige registreringer av antatt stein/blokk. Mektighet av løsmasser i borepunkter varierer mellom 6,4 til over ~32 m og sonderinger antyder forholdsvis bratt hellende bergoverflate.

Nytt skredoverbygg anbefales fundamentert direkte i løsmasser. Masseutskifting til frostfri dybde for fundamentering anbefales. Stabilitetsberegninger av ferdig bygd tiltak viser at stabilitet er ivaretatt.

VERSJONSHISTORIKK

NR.	FORFATTER	DATO	KONTROLLIERT	DATO	GODKJENT	DATO
01	Stefan Geir Arnason Ferdig rapport	08.06.21	Jon H. Steingrimsson	14.06.21	Andri Gunnarsson	16.06.21

INHOLDSFORTEGNELSE

1 INNLEDNING 1
1.1 Prosjekt 1
1.2 Prosjektbeskrivelse 2
2 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 3
2.1 Regelverk 3
2.2 Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC) 3
2.3 Geoteknisk kategori 4
2.4 Tiltaksklasse SAK10 4
2.5 Krav til materialfaktor 5
2.6 Trafikklaster i geoteknisk prosjektering. 5
2.7 Prosjekterings- og utførelseskontroll 5
2.8 Seismisk grunntype 6
2.9 TEK17 sikkerhet mot naturpåkjenninger 6
3 GRUNNLAG 7
3.1 Grunnlagsdokumenter 7
3.2 Mark- og laboratorieundersøkelser 7
4 TOPOGRAFI 8
4.1 Områdebeskrivelse/topografi 8
5 GRUNN- OG FUNDAMENTERINGSFORHOLD 9
5.1 Grunnforhold – Kvartærgeologisk kart 9
5.2 Grunnforhold - Grunnundersøkelser 9
5.3 Geotekniske parametere 10
5.4 Bæreevne 10
5.5 Stabilitetsforhold 11
5.6 Setningsforhold 12
5.7 Grunnforhold – Berggrunn 12
6 GEOTEKNISK VURDERING 14
6.1 Generelt 14
6.2 Anbefalt fundamentering 14
7 REFERANSER 15

FIGURLISTE

FIGUR 1-1 Topografisk kart over området. Oversiktskart. Kartutsnitt fra ©norgeskart.no (1). 1
FIGUR 2-1 Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. Klasse som er valgt for dette prosjektet er markert med rødt. 4
FIGUR 2-2 Oppdeling i tiltaksklasser. Fra SAK10 § 9-4. 5
FIGUR 4-1 Høydeprofil og DTM helning i grader, fra ©Høydedata.no (4). 8
FIGUR 5-1 Kvartærgeologisk kart av området rundt Svarthola (5). 9
FIGUR 5-2 Berggrunn – Nasjonal berggrunnsdatabase (7). 12
FIGUR 5-3 Vurdering av bergmassens egenskaper i RocScience RocLab 13

TABELLLISTE

TABELL 2-1. Krav til kontroll form. Tabell 203.5 fra Svv Hb N200. 5
TABELL 5-1 Effektivspennings parametere 10
TABELL 5-2. Resultater fra stabilitetsberegninger, dagens tilstand og ferdigbygd tiltak. 11

TEGNINGSLISTE

Tegning nr.	Tegningstype	Tittel	Skala
V102	Plantegning	Boreplan - Oversikt	1:200

VEDLEGGSLISTE

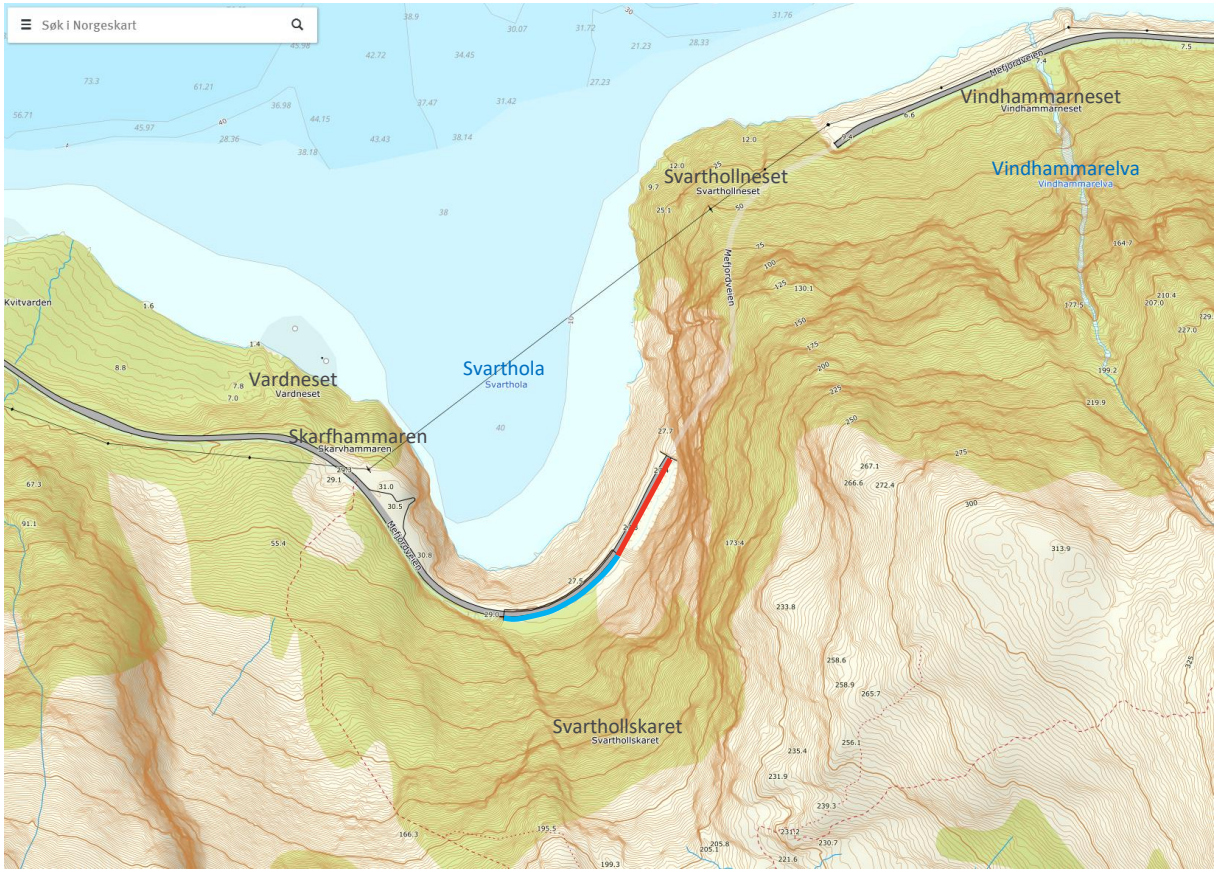
Vedlegg	Innhold
Vedlegg A	Resultater stabilitetsberegninger

1 INNLEDNING

1.1 Prosjekt

Fv.862 mellom Mefjordbotn og Senjahopen er utsatt for stein-, is og snøskred, særlig på våren. Som skredsikring skal det bygges et ca. 100 meters langt skredoverbygg i betong mellom eksisterende skredoverbygg ved Svarthola og sørlig portal til Svarthollatunnelen.

Planområdet vises i figur 1, nedenfor. Eksisterende skredoverbygg er markert med blått og vegstrekning som skal sikres med nytt skredoverbygg er markert med rødt.



FIGUR 1-1 Topografisk kart over området. Oversiktskart. Kartutsnitt fra ©norgeskart.no (1).

EFLA har fått i oppdrag å prosjektere skredoverbygget med nødvendige tilpasninger mot eksisterende konstruksjoner. Skredoverbygget skal prosjekteres med utførelse i prefabrikkerte betongelementer forankret i bunnfundament. Veggelementer mot fjell/rassiden skal forankres forsvarlig mot raskreftene, likeså skal takelementene og front forbindes mot forankringsvegg. Yttervegg (mot sjøsiden) skal også forankres i bunnfundament. Skredoverbygg skal utformes med åpen yttervegg.

Denne rapporten inneholder geotekniske vurderinger i forbindelse med utarbeidelse av byggeplan.

1.2 Prosjektbeskrivelse

Følgende aktiviteter inngår i oppdraget mht. geoteknikk/ingeniørgeologi:

- Fundamentering av skredoverbygg
- Tilbakefylling mellom nytt skredoverbygg og bergvegg
- Dimensjonering av stagforankringer

2 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

2.1 Regelverk

Gjeldende regelverk legges til grunn for den geotekniske prosjekteringen:

- NS-EN 1990-1:2002 + A1:2005 + NA:2016 Eurokode 0: «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner».
- NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2016 Eurokode 7: «Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler».
- NS-EN 1997-2:2007 + NA:2008 Eurokode 7: «Geoteknisk prosjektering. Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver».
- NS-EN 1998-5:2004 + A1:2013 + NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold.

I tillegg er følgende veiledninger og håndbøker benyttet:

- Statens vegvesen (Svv), Håndbok N200, Vegbygging
- Statens vegvesen (Svv), Håndbok V220, Geoteknikk i vegbygging
- Statens vegvesen (Svv), Håndbok N400, Bruprosjektering

2.2 Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC)

I tabell 0-1 i Hb V220 er det gitt veiledende kriterier for valg av konsekvensklasse knyttet til vegbygging, relatert til ÅDT og omkjøringsmuligheter. Iht. data på Statens vegvesen Vegkart var ÅDT for hele vegstrekningen 380 i år 2019. Det finnes omkjøringsmuligheter, men de kan medføre betydelig økning i avstander.

Med hensyn til trafikkmengde og omkjøringsmuligheter velges Konsekvensklasse CC2, (mindre trafikkert viktig veg med vanskelig/dårlig omkjøring).

I tabell NA.A1(901) i Eurokode 0, veiledning til valg av konsekvensklasse/pålitelighetsklasse for ulike byggverk, plasseres grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold i pålitelighetsklasse (CC/RC) 1 eller 2.

Med hensyn til veiledende eksempler i Eurokode 0, samt valgt konsekvensklasse, velges Pålitelighetsklasse (CC/RC) 2.

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasse er vist i figur 2-1.

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (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, kjøpesentere, 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)	
Fiskerihavner og -anlegg	(x)	x		
Landbruksbygg	x	(x)		
Feste av kledninger, taktekking 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.				

FIGUR 2-1 Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. Klasse som er valgt for dette prosjektet er markert med rødt.

2.3 Geoteknisk kategori

Med hensyn til kompleksitet og risiko, iht. Eurokode 7, del 1, plasseres fundamentering av nytt skredoverbygg i Geoteknisk kategori 2.

Geoteknisk kategori 2 bør omfatte konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold. Sålefundamentering, platefundamentering, utgravinger, brupilarer og landkar, fyllinger og jordarbeider er eksempel på konvensjonelle konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som er i samsvar med geoteknisk kategori 2.

2.4 Tiltaksklasse SAK10

Med hensyn til valgt pålitelighetsklasse RC2, plasseres prosjektet i Tiltaksklasse 2. Dette er i samsvar med «Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990 +NA plasseres i pålitelighetsklasse 2» som framgår av figur 2-2.

Geoteknikk Utarbeidelse av grunndata og fundamentering med eventuelt sikringstiltak for bygg, anlegg eller konstruksjon.		
Tiltaksklasse 1	*Tiltaksklasse 2*	*Tiltaksklasse 3*
Småhus inntil 3 etasjer. Andre byggverk inntil 2 etasjer med oversiktlige og enkle grunnforhold. Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 1.	Fundamentering av byggverk med 3-5 etasjer. Fundamentering på tomt med vanskelige grunnforhold. Metode for fastleggelse av grunnforhold er godt utviklet. Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht NS-EN 1990 +NA plasseres i pålitelighetsklasse 2.	Byggverk med flere enn 5 etasjer Fundamentering på tomt med vanskelige grunnforhold. Metode for fastleggelse av grunnforhold er lite utviklet. Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 3 og 4.

FIGUR 2-2 Oppdeling i tiltaksklasser. Fra SAK10 § 9-4.

2.5 Krav til materialfaktor

Ut fra vurdering av konsekvensklasse (CC2 Alvorlig) og bruddmekanisme «Seigt, dilatant brudd» angir tabeller 205.1 og 205.2 i Svv Hb N200 at det skal brukes partialfaktor 1,3 for $\gamma_{M,\varphi'}$ og $\gamma_{M,c'}$ ved effektivspenningsanalyser og partialfaktor 1,4 for $\gamma_{M,cu}$ ved totalspenningsanalyser.

2.6 Trafikklaster i geoteknisk prosjektering.

For trafikklast i stabilitetsberegninger benyttes det en jevnt fordelt karakteristisk last på 15 kPa over hele vegbredden. Det benyttes en partialfaktor for trafikklast på γ_Q = 1,3, som resulterer i trafikklast på 19,5 kPa.

2.7 Prosjekterings- og utførelseskontroll

Med geoteknisk kategori 2 og pålitelighetsklasse RC2 valgte for prosjektet havner det i prosjekteringskontrollklasse og utførelseskontrollklasse PKK2 og UKK2.

Tabell 203.5 i Hb N200 angir krav til kontrollform til PKK2/UKK2:

TABELL 2-1. Krav til kontroll form. Tabell 203.5 fra Svv Hb N200.

Kontroll-klasse	Kontrollform					
	Ved prosjektering			Ved utførelse		
	Egen-kontroll	Intern, system-atisk kontroll (kollegakontroll)	Utvidet kontroll	Egen-kontroll	Intern, system-atisk kontroll (kollegakontroll)	Utvidet kontroll
PKK1/UKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
PKK2/UKK2	Kreves	Kreves	Kreves [1)]	Kreves	Kreves	Kreves [1)]
PKK3/UKK3	Kreves	Kreves	Kreves [2)]	Kreves	Kreves	Kreves [2)]

1) Utvidet kontroll i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK2/UKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll (kollegakontroll) er gjennomført og dokumentert.
2) Utvidet kontroll i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK3/UKK3 skal utføres som en faglig kontroll.

2.8 Seismisk grunntype

I henhold til NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Eurokode 8) Tabell NA.3.1 er grunnforholdene, basert på mektighet og type løsmasser, vurdert til grunntype C.

2.9 TEK17 sikkerhet mot naturpåkjenninger

I henhold til kap. 7 §7-1 skal byggverk plasseres, prosjekters og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger.

Flom og stormflo

Ifølge NVE Atlas er prosjektområdet utenfor definerte/teoretiske aktsomhetsområder for flom og stormflo.

Skred i bratt terreng

Ifølge NVE Atlas er prosjektområdet innenfor definerte/teoretiske aktsomhetsområder for skred i bratt terreng, snøskred og steinsprang. Aktsomhetsområde for jord- og flomskred ligger tett inntil område hvor nytt skredoverbygg skal etableres.

Med etablering av nytt skredoverbygg blir sikkerhet mot skred i bratt terreng innenfor den aktuelle vegstrekningen ivaretatt.

Kvikkleire

NVE Atlas viser at der er ingen definerte kvikkleiresoner i nærheten til prosjektområdet. Området er imidlertid ikke kartlagt av NVE. NVE Atlas viser og at det er ingen definerte «SVV Kvikkleirepunkt» i nærheten til området.

Området er under marin grense. Utførte grunnundersøkelser for prosjektet viser imidlertid at løsmasser består av masser som viser høy sonderingsmotstand, antatte urmasser over berg, og det vises ingen tegn til forekomst av kohesjonsjord/marin leire.

Dermed vurderes sikkerhet mot kvikkleire å være ivaretatt.

3 GRUNNLAG

3.1 Grunnlagsdokumenter

I 1999 ble det utført grunnundersøkelser i området som del av prosjektet «Fv.252 Rassikring Mefjordvegen». Rapport nr. Xd-965 er en datarapport for prosjektet med resultater fra grunnundersøkelser. I forbindelse med dette prosjektet ble det boret 3 totalsonderinger, borepunkter 32-34, ved Svartholla vest (2).

Det ble boret 4,6-7 m i løsmasser og alle sonderingene ble avsluttet i løsmasser.

I tillegg er det benyttet geologiske kart fra NGU sitt nettsted, Berggrunnskart, Kvartærgeologisk kart og kart fra InSAR Norway.

3.2 Mark- og laboratorieundersøkelser

I 2021 i forbindelse med dette prosjektet ble det utført geotekniske grunnundersøkelser. Undersøkelsene ble utført av Statens vegvesen i regi av Troms- og Finnmark fylkeskommune.

Resultater fra undersøkelsene er presentert i geoteknisk datarapport:

- Datarapport grunnundersøkelser.
  Fv.862 Skredoverbygg Svarthollatunnelen. 2165008-GEOT-01 (3).

Denne rapporten ligger til grunn for de geotekniske vurderingene gjort i denne rapporten.

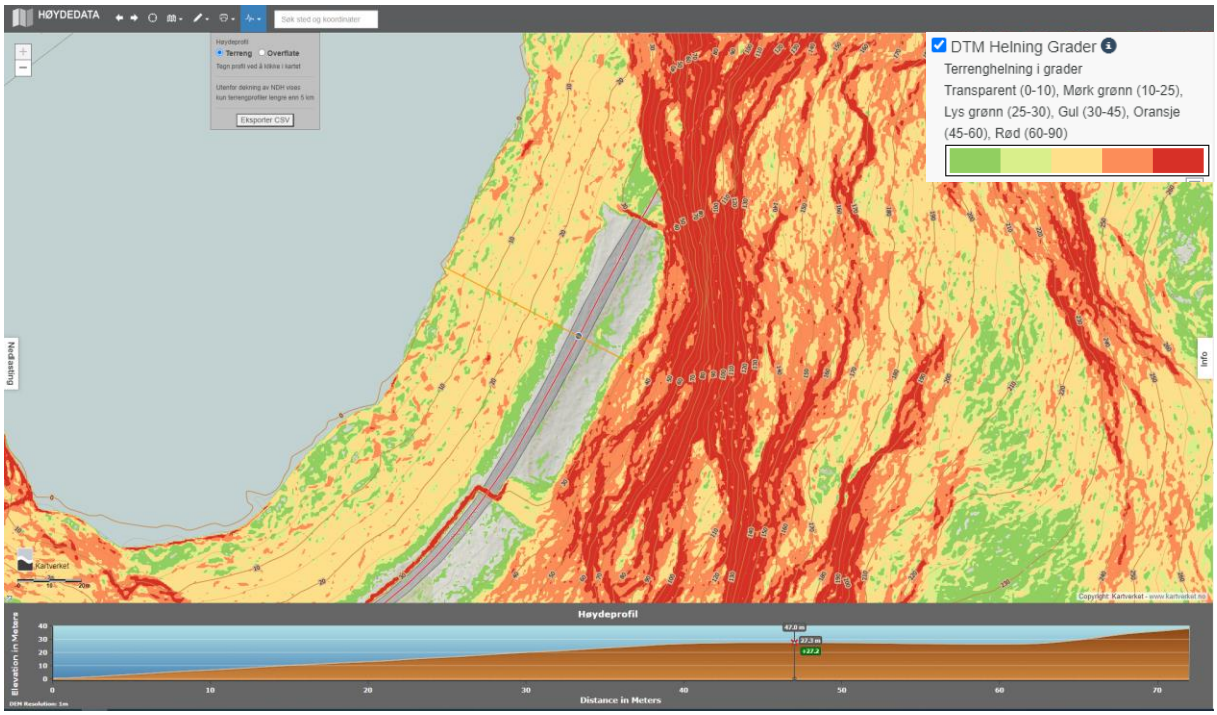
Grunnundersøkelsene består av 10 totalsonderinger (borepunkter 01-10). Det er ikke tatt opp prøver for analyser i laboratorium ettersom materialet var for grovt for prøvetaking.

4 TOPOGRAFI

4.1 Områdebeskrivelse/topografi

Topografisk kart av området vises i figur 1-1. Prosjektområdet ligger innerst i Mefjorden under Svartholaskaret. Dagens veg er på en «hylle» på kote ca. 27 moh. i underkant av en bratt skråning. Berget/skråningen stiger med opp mot 61-90° helning opp til et toppunkt på 314 moh. Nedenfor vegen skrår terrenget forholdsvis jevnt av med 35-37° helning ned til vannflate/sjøen.

Figur nedenfor viser utsnitt fra nettstedet Høydedata.no og høydeprofil for dagens veg og skråning nedenfor vegen. DTM helning i grader er lagt til på figuren, hvor gule områder indikerer helning mellom 30-45°.



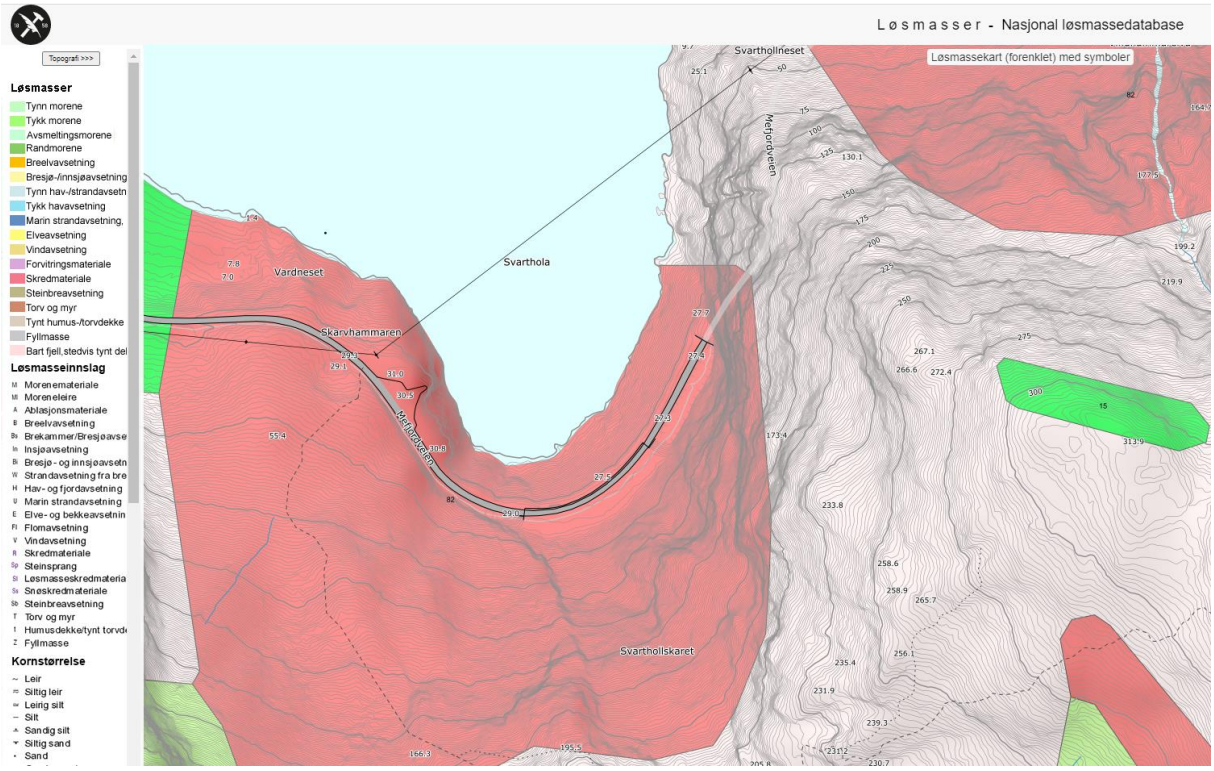
FIGUR 4-1 Høydeprofil og DTM helning i grader, fra ©Høydedata.no (4).

Topografisk kart fra Kartverket viser at sjøbunn er på kote -10 i ca. ~50 m avstand fra strandlinjen.

5 GRUNN- OG FUNDAMENTERINGSFORHOLD

5.1 Grunnforhold – Kvartærgeologisk kart

NGU sitt kvartærgeologisk kart (forenklet kart i målestokk 1:250.000) viser at løsmasser i området består av skredmateriale, usammenhengende eller tynt dekke over berggrunn. Dette er nærmere definert som «Grunnlendte områder med avsetninger fra steinsprang, fjellskred, snø- og løsmasseskred fra bratte dalsider».



FIGUR 5-1 Kvartærgeologisk kart av området rundt Svarthola (5).

5.2 Grunnforhold - Grunnundersøkelser

Fra geoteknisk datarapport (3):

Grunnundersøkelsene viser at grunnen består av ett lag med høy sonderingsmotstand, antatt urmasser, over berg. Det er utstrakt bruk av slag, spyl og økt rotasjon i sonderingene. I boreloggen er det registrert mye antatt stein/blokk. I enkelte dybder i totalsonderingene er det lavere sonderingsmotstand, men dette er ved bruk av økt rotasjon. Det var ikke mulig å ta opp prøver av materialet fordi det var for grovt.

Mektighet av løsmasser varierer mellom 6,4 til ≥32 m i borepunkter. Sonderinger indikerer at bergoverflaten faller bratt av i retning mot NV, med tilnærmet likt forløp som vises i skråning ovenfor dagens veg.

Grunnvannstand er ikke målt i felt. Med hensyn til de stedegne massene antas at grunnvann i hovedsak følger bergoverflaten med en bratt gradient i begynnelsen som gradvis flater av mot havflaten.

5.3 Geotekniske parametere

Grunnundersøkelser samt kvartærgeologisk kart antyder at løssmasser i området består av urmasser. Sonderingsdiagrammer viser utstrakt bruk av spyling, slag og økt rotasjon samt som det er hyppige registreringer av antatt stein/blokk.

Grunnundersøkelser indikerer derfor grove faste urmasser. Urmasser, skråning nedenfor dagens veg, har en naturlig rasvinkel/hvilevinkel mellom 35-37°. Ifølge Hb-V221 kap. 3.2.1.3 kan stabil skråningsvinkel erfaringsmessig være 5-12° brattere enn hvilevinkelen ved løsmassefattige urer og ved finstoffrike urer som ikke utsettes for vannmetting.

I Hb-V220 kap. 9.3.2 er det beskrevet at for komprimerte steinfyllinger ligger vanlige attraksjonsverdier mellom 10-50 kPa, samt at grove urmasser kan ha betydelige attraksjonsverdier, avhengig av steinstørrelse og kornfordeling.

Med hensyn til sonderingsforløp fra grunnundersøkelser samt ovennevnt beskrivelse av erfaringsmessige egenskaper til urmasser i Hb-V220 og Hb-V221 er det valgt å bruke følgende effektivspennings parametere for vurdering av bæreevne og stabilitet.

TABELL 5-1 Effektivspennings parametere

MATERIALE	Tyngdetetthet, γ [kN/m³]	Friksjonsvinkel, φ [grader / tanφ]	Attraksjon, a [kN/m²]
Nye fyllinger, sprengstein	19	42 / 0,90	5
Urmasser	19	40 / 0,84	10

Parametere for ny fylling av sprengstein er basert på kap. 2.9.5.1 i Hb-V220.

5.4 Bæreevne

På grunn av faste masser var det ikke mulig å ta opp prøver av de stedegne massene. I henhold til tabell 512.3 i Hb N200 (Veiledning til vurdering av grunnforhold basert på kvartærgeologiske kart), da er skred og forvitringsmateriale sannsynlig T1 eller T2 løsmasser. Basert på dette vurderes massene til klasse T2.

Med hensyn til sonderingsforløp hvor det utstrakt bruk av spyling, slag og økt rotasjon samt som det er hyppige registreringer av antatt stein/blokk, vurderes at egenskaper til de stedegne massene ligger nærmest til egenskaper til steinfylling. For bæreevne klassifisering iht. tabell 512.1 i Hb N200 (Inndeling av undergrunnen i telefarlighetsklasser og bæreevnegrupper) vurderes massene til bæreevnegruppe 3.

Kontroll av bæreevne for fundamenter er gjort i samarbeide med RIB og er dokumentert i beregningsrapport for skredoverbygget, se kap. 6.

For beregning av bæreevne benyttes programvare fra Profinova AS. Beregninger er basert på grunnlag i Hb V220.

For et 4 m bredt fundament for innerveggen på 1,2 m dybde og et 2,6 m bredt ytre fundament for søyler på 1,5 m dybde viser beregninger tilstrekkelig bæreevne for direkte fundamentering i løsmasser, se ovennevnt rapport.

5.5 Stabilitetsforhold

Skråninger for midlertidig utgraving for fundamentering av nytt skredoverbygg bør ikke legges brattere enn 1:1,25. Ifølge Hb V221 (kap. 3.2.2.2) antas det at urmasser av kantet friksjonsmateriale har en stabil skråningshelning på 1:1,25. Samme gjelder urmasser med finstoffinnhold som ikke utsettes for vannmetting.

Midlertidige utgravinger for fundamentering av rasoverbygg blir inntil ~2,2 m dype. Det vurderes akseptabelt å legge midlertidige skråninger med ovennevnt helning. Sikringstiltak, overflate tiltak, bør være på plass og tatt i bruk f.eks. i tilfelle med kraftig nedbør.

Det er gjort stabilitetsberegninger i GeoSuite Stabilitet med Beast 2003 beregningsmetode for tverrprofil 50, både for dagens tilstand og for ferdig bygd tiltak. Med hensyn til materialklassifisering, urmasser og sprengtstein, er det kun gjort effektivspenningsanalyse med jordparametere som er presentert i tabell 5-2.

Geometri til nytt skredoverbygg er slik at den lar seg vanskelig modelleres i Geosuite Stabilitet. Den nye konstruksjonen samt bakfylling er derfor lagt inn som jevnt fordelte laster på dagens overflate. Følgende laster er brukt:

- Tilbakefylling bak nytt overbygg (10,3 m tykk fylling, partialfaktor 1,3): 254 kPa
- Indre fundament: 370 kPa
- Ny veg i skredoverbygg: 19,5 kPa
- Ytre fundament: 264 kPa

Resultater fra beregninger er oppsummert i tabell 5-2, beregninger, tegninger, vises i vedlegg A.

TABELL 5-2. Resultater fra stabilitetsberegninger, dagens tilstand og ferdigbygd tiltak.

Profil	Metode	Fcφ	Merknad	Tegning
50	aφ	1,60	Dagens veg	V601
50	aφ	1,48 (1,41)*	Ferdig bygd rasoverbygg	V602

* Fcφ på 1,41 oppnås for en kritisk flate som går gjennom betongfundament. Fcφ på 1,48 oppnås for kritisk flate som er styrt utenfor (imellom) betongfundamenter.

Stabilitetsberegninger for ferdig bygd tiltak viser at mht. valgt konsekvensklasse og bruddmekanisme da er lokalstabilitet/krav til sikkerhetsnivå iht. tabell 205.1 i Hb N200 er ivaretatt.

Det er usikkerhet forbundet med bergoverflatens forløp fra sonderinger og videre ut mot strandlinjen. Det antas at bergoverflaten flater av ut mot strandlinje og slik er den lagt inn i modell for

stabilitetsberegninger. Med hensyn til forløp til kritisk flate i begge beregningene da påvirker denne tolkningen ikke resultatene.

5.6 Setningsforhold

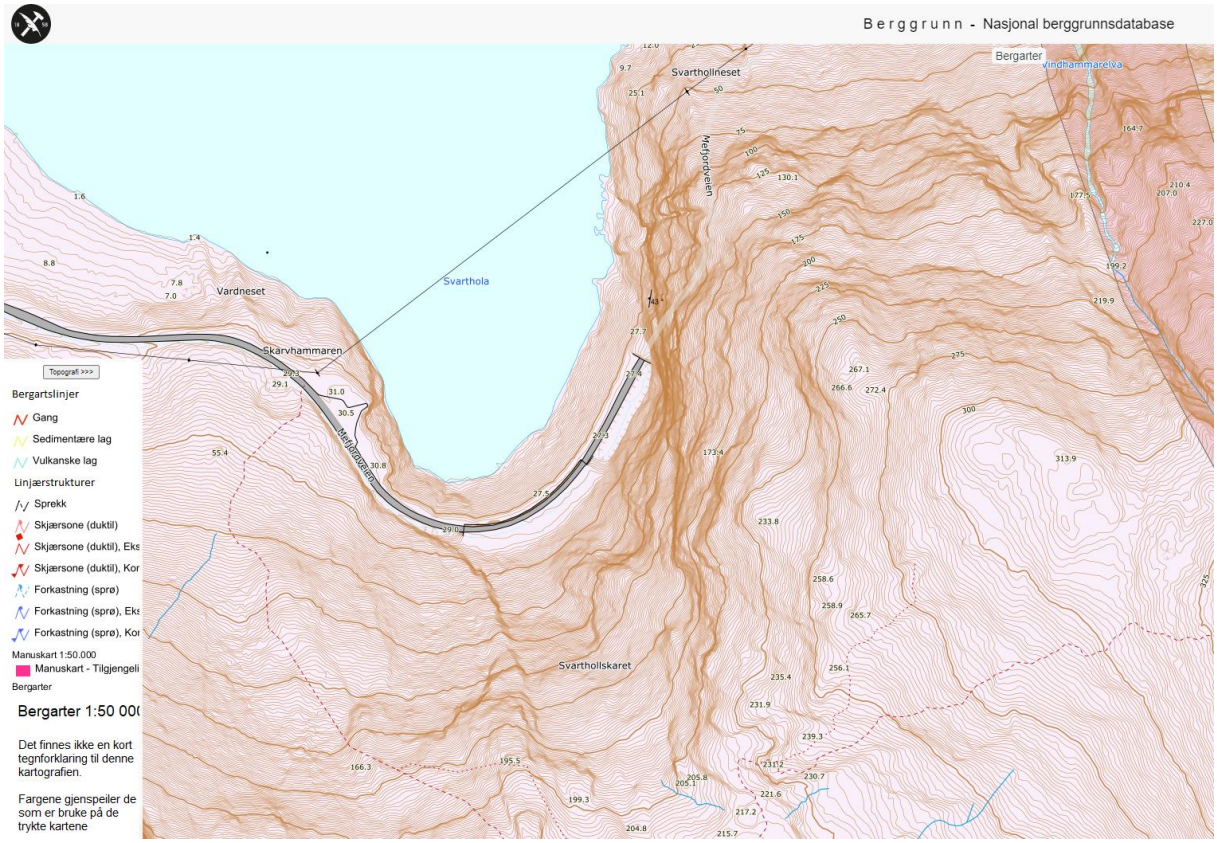
Nytt skredoverbygg skal bygges mellom Svarthola tunnelen og eksisterende skredoverbygg. Tegninger av eksisterende skredoverbygg viser at det er fundamentert i løsmasser. Det er ikke registrerte setningsskader på eksisterende skredoverbygg.

Studie av InSAR Norge data (InSAR Norway (ngu.no)), så vidt som de dataene dekker planområder, viser at området er stabilt mht. bakkebevegelser.

Grunnundersøkelser viser at masser består av generelt fast lagrete grove urmasser. Med hensyn til grunnforhold og tilstand til dagens skredoverbygg forventes ingen problemer knyttet til setninger ved nytt skredoverbygg.

5.7 Grunnforhold – Berggrunn

Figur 5-2 viser berggrunnskart av området. Figuren er tatt fra NGU sitt nettsted.



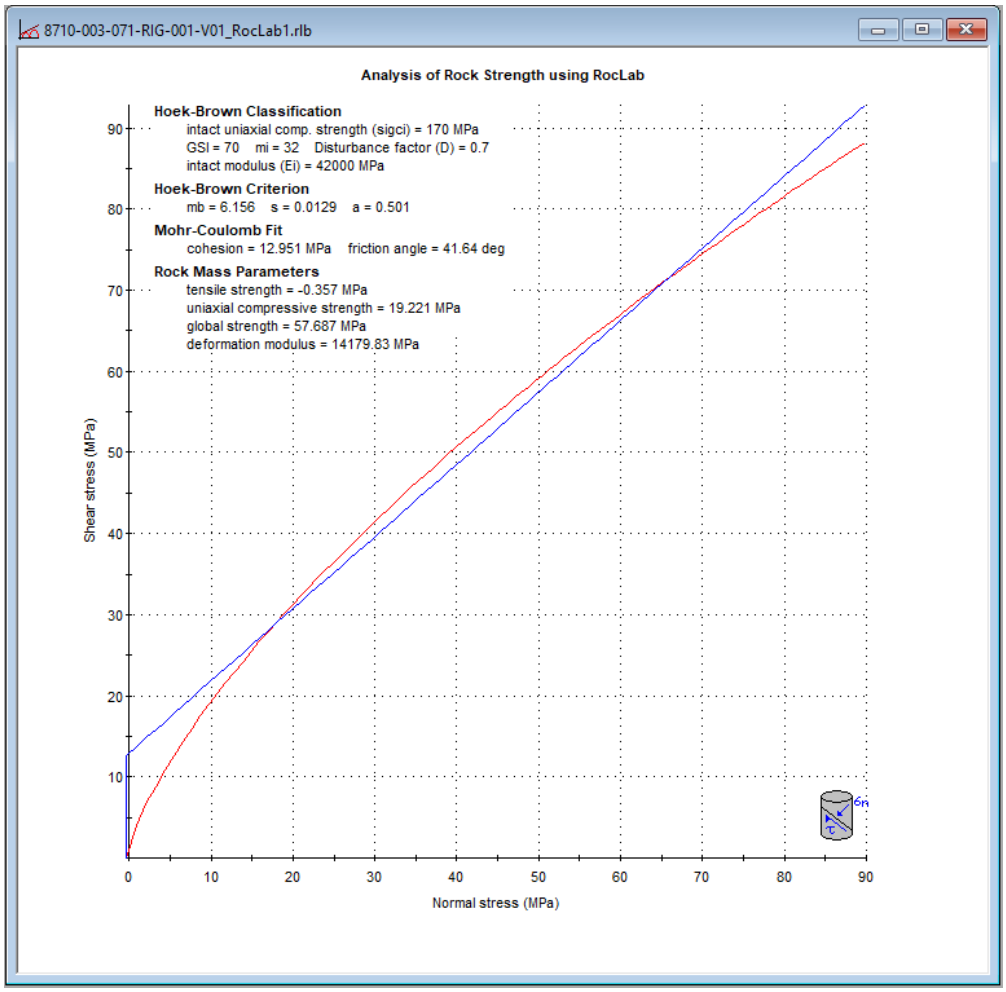
FIGUR 5-2 Berggrunn – Nasjonal berggrunnsdatabase (7).

Ifølge kartet består berggrunn i området av «Granitt og granodioritt, (Mefjordgneis), noe foliert, delvis mylonittisert til biotittgneis. Med eldre høygrads paragneis og mafiske og felsiske ganger. I soner også kvartsitt, marmor og grafitt».

Ifølge Handbook No 2 fra norsk bergmekanikk gruppe kan granitt og granodioritt erfaringsmessig forventes å ha en enakset trykkfasthet mellom 169-171 MPa (erfaringsverdier fra skandinaviske prøver) (8).

I rapport for ingeniørgeologiske undersøkelser for Svarthola tunnelen er oppsprekking beskrevet på følgende måte «Bergartene i området virker massive og avstanden mellom markerte sprekker er normalt over 1 m.» samt som tre sprekkesett er beskrevet. Denne beskrivelsen av sprekkesett gjelder hele skråningen ovenfor planlagt skredoverbygg. Forekomst av sprekker er noe varierende og på nivå for nytt rasoverbygg viser bilder fra befaring at berg i skråningen er forholdsvis massiv.

Erfaringsverdier for bergartenes styrkeegenskaper samt vurdering av oppsprekkingsgrad basert på tidligere rapporter og bilder fra befaring i området er lagt inn i RocScience RocLab for å få en vurdering av bergmassens egenskaper. Følgende figur viser resultater fra RocLab



FIGUR 5-3 Vurdering av bergmassens egenskaper i RocScience RocLab

For dimensjonering av stagforankring, vurdering/beregning av heftfasthet mellom berg og mørtel, bør egenskaper for granitt iht. figur 10.19 i Hb V220 benyttes, dvs. heftfasthet på 2,0 MPa.

For bergets bruddvinkel anbefales kategori «Bergmasser med to sprekkesett og sporadiske sprekker, bergmassens trykkstyrke 15-50 MPa» iht. figur 10.21 i Hb V220 benyttet. Heftfasthet på bruddplan på 75 kPa anbefales og bruddvinkel ψ 40°.

6 GEOTEKNISK VURDERING

6.1 Generelt

Planlagt nytt skredoverbygg ved Svarthola skal koble sammen eksisterende skredoverbygg med Svartholatunnellen. Konstruksjonen består av prefabrikkerte elementer som strekker seg mellom en plasstøpt støttemur og en søylerad.

Grunnundersøkelser viser at grunnforhold er ensartede mht. til hvilke masser forekommer i området, men dybde til berg varierer. Totalsonderinger viser forekomst av et lag med høy sonderingsmotstand over berg, utstrakt bruk av spyling, slag og økt rotasjon. Grunn antas å bestå av urmasser.

Tegninger av portal til Svarthollatunnelen viser at på innsiden er den fundamentert på berg. Nærmest portalen kan det derfor forventes at det er grunt til bergoverflaten. Ellers viser sonderinger at mektighet av løsmasser varierer mellom 6,4 til ≥32 m i borepunkter.

Sonderinger indikerer at bergoverflaten faller bratt av i retning mot NV, med tilnærmet likt forløp som vises i skråning ovenfor dagens veg.

6.2 Anbefalt fundamentering

Eksisterende rasoverbygg, i hvert fall nordlig del, er direkte fundamentert i de stedegne løsmassene.

Med hensyn til løsmassenes egenskaper (fasthet basert på sonderingsforløp fra totalsonderinger) samt dybde til berg og helning til bergoverflaten anbefales at nytt skredoverbygg blir på tilsvarende måte fundamentert direkte i løsmassene.

Beregninger for et 4 m bredt fundament for innerveggen på 1,2 m dybde og et 2,6 m bredt ytre fundament for søyler på 1,5 m dybde viser tilstrekkelig bæreevne for direkte fundamentering i løsmasser.

Alternativ fundamentering ville være på peler. I slikt tilfelle ville det måtte være borede peler, ramming ville være vanskelig i såpass grove og faste masser. Helning til bergoverflaten, som tolket fra sonderinger, ville og by på en utfordring med å få sikker innboring/innmeisling av pelefot i berg.

Det forventes ingen problemer knyttet til setninger. Masseutskifting til frostfri dybde anbefales eller bruk av isolasjonsmateriale ved grunnere utgraving.

Stabilitetsberegninger av ferdig bygd tiltak, med direkte fundamentering i løsmasser, viser at stabiliteten er ivaretatt.

7 REFERANSER

1. **Kartverket.** Norgeskart. *Norgeskart.* [Internett] Kartverket, 2021. https://www.norgeskart.no.

2. **Statens vegvesen.** *Fv.252 Rassikring Mefjordvegen. Grunnunndersøkelser.* s.l. : Statens vegvesen. Troms teknologiseksjonen, 1999. Datarapport, foreløpig utgave 1. Rapport nr. Xd-965.

3. **Troms og Finnmark fylkeskommune.** *Datarapport grunnundersøkelser. Fv.862 Skredoverbygg Svarthollatunnelen.* 9815 Vadsø : Troms og Finnmark fylkeskommune, 2021. s. 5. 2165008-GEOT-01.

4. **Kartverket.** Høydedata. *Høydedata.* [Internett] 2021. https://hoydedata.no/LaserInnsyn/.

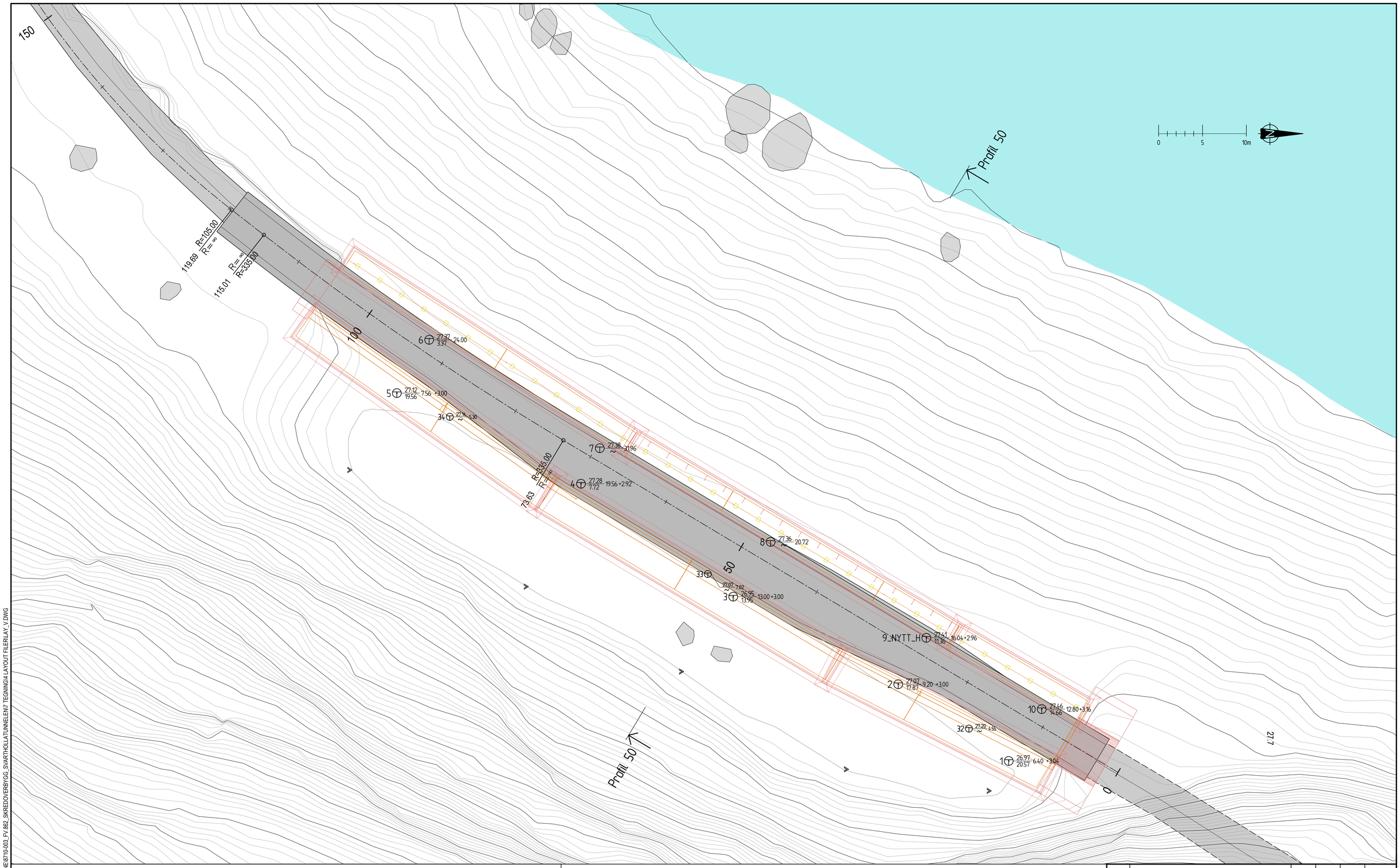
5. **Norges geologiske undersøkelse.** Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase. *Kart og data - Kart på nett.* [Internett] Norges geologiske undersøkelse. http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/.

6. **EFLA AS.** *Fv. 862 Svartholla Skredsikring - Beregningsrapport.* Oslo : EFLA AS, 2021.

7. **Norges geologiske undersøkelse.** Berggrunn - Nasjonal berggrunnsdatabase. *Kart og data - Kart på nett.* [Internett] Norges geologiske undersøkelse. http://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/.

8. **Nilsen, Bjørn og Palmstrøm, Arild.** *Engineering geology and rock engineering - Handbook 2.* Oslo : Norsk bergmekanikk gruppe (NBG), 2000. ISBN 82-91341-33-8.

TEGNINGER



TEGNFORKLARING:

Dreiesondering 0.00 ~ 0.00	Ram sondering 0.00 ~ 0.00	Poretrykksmåling 0.00 ~ 0.00
Trykksondering 0.00 ~ 0.00	Fjellkontrollboring 0.00 ~ 0.00	Vingeboring 0.00 ~ 0.00
Totalsondering 0.00 ~ 0.00	Prøveserie 0.00 ~ 0.00	Fjell i dagen 0.00
Dreietrykksondering 0.00 ~ 0.00	Skovlboring 0.00 ~ 0.00	~ Boring avsluttet i løsmasser
Enkel sondering 0.00 ~ 0.00	Prøvegrop 0.00 ~ 0.00	Terreng (bunn) kote / Antatt fjellkote — Boret dybde + (boret i fjell)

HENVISNINGER:

Stabilitetsbergning Profil 50 Se tegninger V601 og V602, vedl. A

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagieldda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

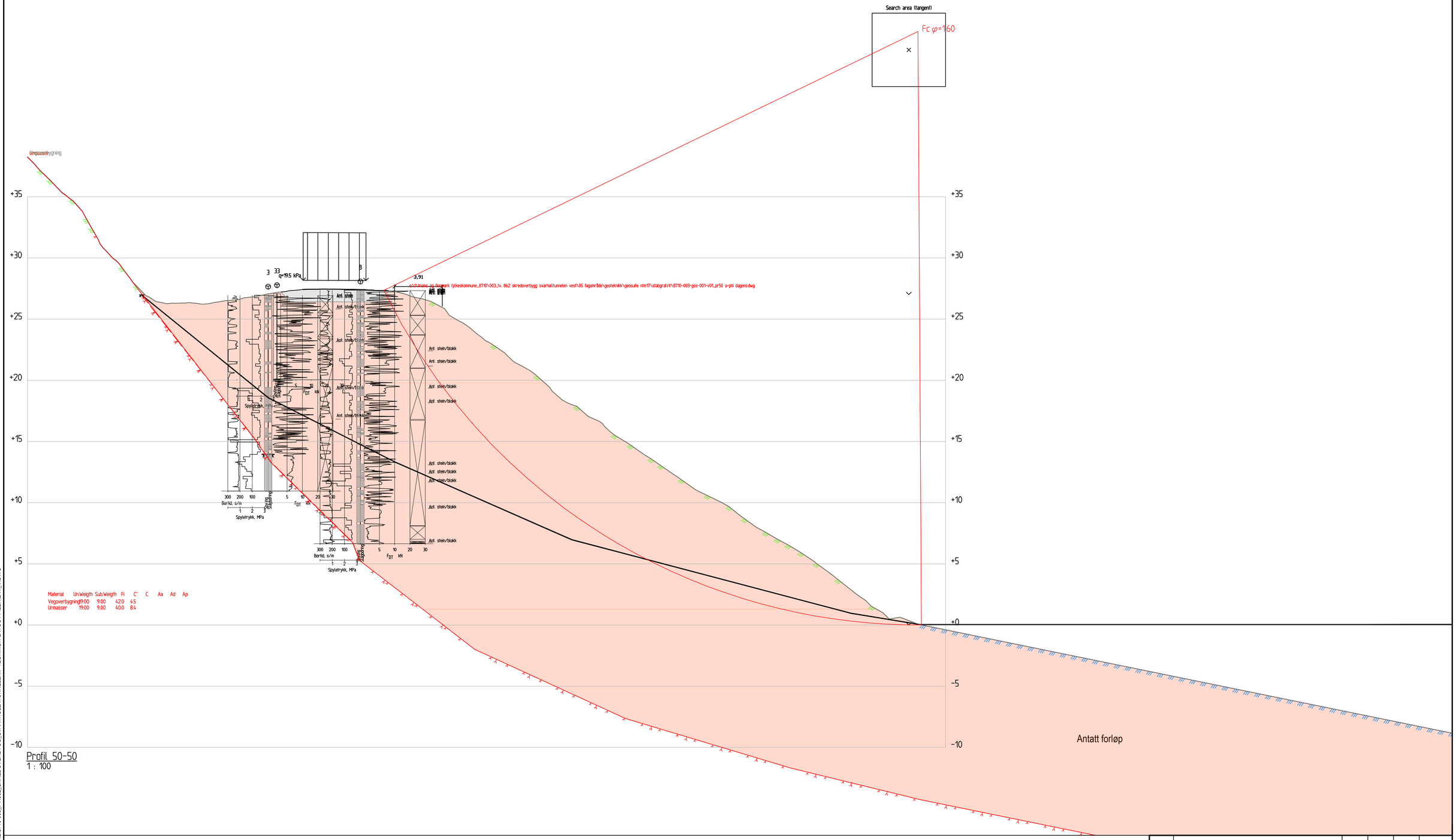
Fv. 862
Skredoverbygg Svarthollatunnelen
Plan
Geotekniske grunnundersøkelser
Borplan - profilplassering
Byggeplan

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
SGA	SOU	AG	8710-003

Tegningsdato	15.6.2021
Bestiller	Daniel Ballovara
Produsert for	TFFK
Produsert av	EFLA AS
Prosjektnummer	2165008
Prosjektfasenummer	
Arkivreferanse	21/00571
Målestokk A1-format	1:200
Byggverksnummer	
Koordinatsystem	EUREF89NTM17/NN2000
Tegningsnummer / revisjonsbokstav	V101 A

Y:\VERKEFINN\TROMS OG FINNMARK FYLKESKOMMUNE\8710-003_FV.862_SKREDOVERBYGG_SVARTHOLLATUNNELEN\7 TEGNING\4 LAYOUT FILER\LAY_V.DWG

VEDLEGG A RESULTATER STABILITETSBEREGNINGER



Profil 50-50
1 : 100

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

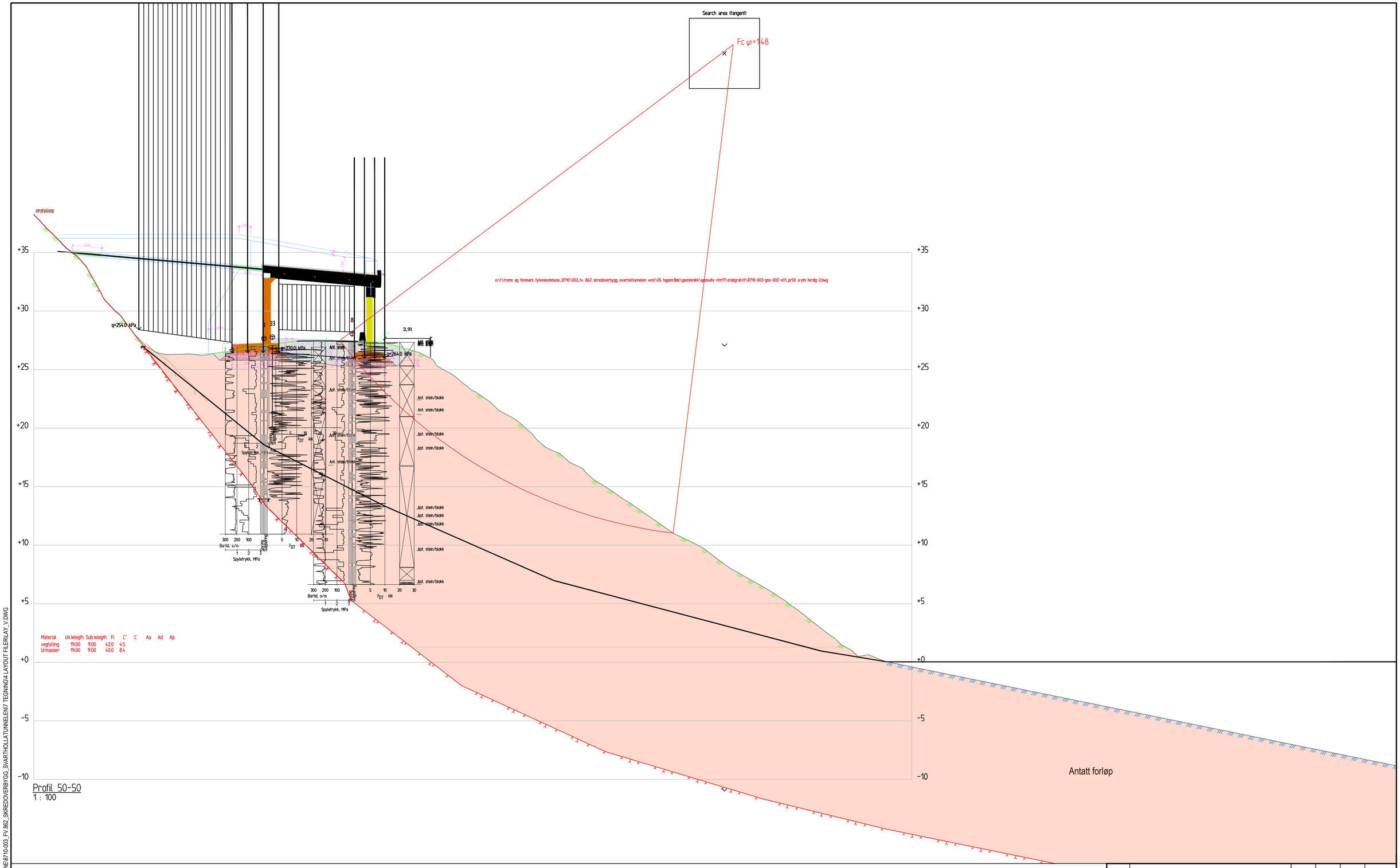
Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagieldda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

Fv. 862
Skredoverbygg Svarthollatunnelen
Tverrprofil
Geotekniske grunnundersøkelser
Stabilitetsberegning profil 50 - Dagens situasjon
Byggeplan

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
SGA	SOU	AG	8710-003

Tegningsdato	15.6.2021
Bestiller	Daniel Ballovara
Produsert for	TFFK
Produsert av	EFLA AS
Prosjektnummer	2165008
Prosjektfasenummer	
Arkivreferanse	21/00571
Målestokk A1-format	1:150
Byggverksnummer	
Koordinatsystem	EUREF89NTM17/NN2000
Tegningsnummer / revisjonsbokstav	V601 A

Y:\VERKEFNINO\TROMS OG FINNMARK FYLKESKOMMUNE\8710-003_FV 862_SKREDOVERBYGG_SVARTHOLLATUNNELEN\7 TEGNING\41 LAYOUT FILER\LAY_V.DWG



Profil 50-50
1 : 100

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagieldda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

Fv. 862
Skredoverbygg Svarthollatunnelen
Tverrprofil
Geotekniske grunnundersøkelser
Stabilitetsberegning profil 50 - Ferdig bygd tiltak
Byggeplan

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
SGA	SOU	AG	8710-003

Tegningsdato	15.6.2021
Bestiller	Daniel Ballovara
Produsert for	TFFK
Produsert av	EFLA AS
Prosjektnummer	2165008
Prosjektfasenummer	
Arkivreferanse	21/00571
Målestokk A1-format	1:150
Byggverksnummer	
Koordinatsystem	EUREF89NTM17/NN2000
Tegningsnummer / revisjonsbokstav	V602 A

Y:\VERKEFNINO\TROMS OG FINNMARK FYLKESKOMMUNE\8710-003_FV 862_SKREDOVERBYGG_SVARTHOLLATUNNELEN\7 TEGNING\4 LAYOUT FILER\LAY_V.DWG