

NOTAT

OPPDRAAG	Fv. 363 Bamble kirke – Grindbakken, G/S-veg	DOKUMENTKODE	20118-RIG-NOT-02
EMNE	Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAAGSGIVER	Asplan Viak	OPPDRAAGSLEDER	Rezhin Rauf
KONTAKTPERSON	Kristine Engell	SAKSBEH	Anders Bentsen/Anniken Wall
KOPI		ANSVARLIG ENHET	GEOFAG

Innholdsfortegnelse

1	Innledning – sak	3
2	Vårt grunnlagsmateriale i saken/dokumentliste.....	3
3	Prosjekteringsforutsetninger	4
3.1	Regelverk	4
3.2	Geotekniske kategorier	4
3.3	Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/CR).....	5
3.4	Prosjekteringskontrollklasse	5
3.5	Utførelseskontrollklasse	6
3.6	Krav til kontrollform	6
3.7	Kvalitetssystem	7
3.8	Sikkerhetsnivå ved geoteknisk prosjektering	7
3.8.1	Stabilitetsanalyser	7
3.8.2	Lokalstabilitet	8
3.8.3	Områdestabilitet.....	8
3.9	Setningskrav	8
3.10	Permanente laster.....	9
3.11	Variable laster	9
3.12	Seismiske påvirkning	9
3.13	Geotekniske parametere.....	10
3.14	Sprengning i områder med kvikkleire:	10
4	Grunn- og fundamenteringsforhold.....	10
4.1	Delområde 1: Bamble kirke til Åby Profil: 0-300	11
4.1.1	Topografi og grunnforhold	11
4.1.2	Planlagt inngrep i terreng	12
4.1.3	Geotekniske forhold:	12
4.2	Delområde 1: Bamble kirke til Åby Profil: 300-700	15
4.2.1	Topografi og grunnforhold	15
4.2.2	Planlagt inngrep i terreng	16

04	08.12.21	Femte versjon: kommentarer Asplan Viak	AW	RR	RR
03	02.11.2021	Fjerde versjon, etter supplerende grunnundersøkelser	AW	RR	RR
02	13.07.2021	Tredje versjon, tilleggspunkt 2A	Anders Bentsen	Anniken Wall	
01	11.06.2021	Andre versjon	ABE	AW	RR
00	24.05.2021	Første versjon	ABE	RR	RR
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

4.2.3	Geotekniske forhold	16
4.3	Delstrekning 1: Bamble kirke til Åby Profil: 700-900.....	17
4.3.1	Topografi og grunnforhold	17
4.3.2	Planlagt inngrep i terreng	18
4.3.3	Geotekniske forhold	18
4.4	Delstrekning 1 : Bamble kirke-Åby Profil 900-1200:.....	19
4.4.1	Topografi og grunnforhold	19
4.4.2	Planlagte terrenginngrep.....	19
4.4.3	Geotekniske forhold	20
4.5	Delstrekning 1 : Bamble kirke-Åby Profil 1200-1450:.....	20
4.5.1	Topografi og grunnforhold	20
4.5.2	Planlagte inngrep i terrenget.....	21
4.5.3	Geotekniske forhold	21
4.6	Delstrekning 1 : Bamble kirke-Åby Profil 1450-1900:.....	22
4.6.1	Topografi og grunnforhold	22
4.6.2	Planlagt inngrep i terreng	22
4.6.3	Geotekniske forhold	22
4.7	Delstrekning 2: Åby-Grindbakken Profil 0-50.....	23
4.7.1	Topografi og grunnforhold	24
4.7.2	Planlagte inngrep i terrenget.....	24
4.7.3	Geotekniske forhold	24
4.8	Delstrekning 2: Åby-Grindbakken Profil 50-1000.....	25
4.8.1	Topografi og grunnforhold	25
4.8.2	Planlagte inngrep i terrenget.....	26
4.8.3	Geotekniske forhold	26
4.9	Delstrekning 2: Åby-Grindbakken Profil 1000-1900.....	27
4.9.1	Topografi og grunnforhold	27
4.9.2	Planlagte inngrep i terrenget.....	28
4.9.3	Geotekniske forhold	28
4.10	Delstrekning 2: Åby-Grindbakken Profil 1900-2350.....	29
4.10.1	Topografi og grunnforhold	29
4.10.2	Planlagte inngrep i terrenget.....	30
4.10.3	Geotekniske forhold	30
4.11	Delstrekning 2: Åby-Grindbakken Profil 2350-2440.....	30
4.11.1	Topografi og grunnforhold	31
4.11.2	Planlagte inngrep i terrenget.....	32
4.11.3	Geotekniske forhold	32
5	Konklusjon og sluttkommentarer	32
6	Tegning- og vedlegglister	33
7	Referanser.....	33

1 Innledning – sak

Terraplan AS er engasjert av Asplan Viak via avrop på rammeavtale med Vestfold og Telemark fylkeskommune via prosjektleder Kristine Engell. Den geotekniske bistanden omfatter detaljregulering av G/S-veg-strekninger langs med Fv363 mellom Bamble Kirke og Grindbakken. Strekningen kan deles opp i 2 delstrekninger ca. 2 x 1,8 km lange: mellom Bamble kirke og Åby på nordside av eksisterende Fv363 markert med rød linje (Delstrekning 1). Mellom Åby og Grindbakken (delstrekning 2) ved sørsiden av Fv363 markert med blå linje på figur 1 nedenfor:



Figur 1: Delstrekning Bamble Kirke-Åby vist med rød linje og delstrekning Åby-Grindbakken vist med blå linje.

Vi viser til bestilling av våre arbeider i epost sendt av Kristine Engell den 17.11.2020.

Foreliggende rapport omhandler orienterende geotekniske vurderinger med fokus på fyllingsutslag, setning- og stabilitetsforhold for planlagt tiltak, samt geotekniske råd knyttet til dimensjonering av ny vegoverbygging.

I tillegg omfatter rapporten en tolkning og fastsettelse av geotekniske parametere, samt detaljert beskrivelse av grunnforholdene basert på datarapport RIG-RAP-01 Bamble-Grindbakken datarapport utarbeidet av Terraplan AS, ref. /1/.

Notat inneholder ikke ingeniørgeologiske eller miljøtekniske vurderinger.

2 Vårt grunnlagsmateriale i saken/dokumentliste

Vi har følgende grunnlagsmateriale i denne saken pr. dags dato:

- 1) Kravspesifikasjon for utarbeidelse av reguleringsplan Fv. 363 Bamble kirke-Grindbakken
- 2) Flyfoto fra www.googlemaps.com.
- 3) NVE kvikkleirekart.
- 4) Utsnitt fra googlemaps streetview langs med begge delstrekningene.
- 5) NADAG database: NGU Nasjonal database for grunnundersøkelser.
- 6) Håndbok N200 Vegbygging Statens Vegvesen 2018.

3 Prosjekteringsforutsetninger

Herunder presenteres gjeldende overordnet regelverk for prosjekteringen.

3.1 Regelverk

Gjeldende regelverk legges til grunn for prosjekteringen. For geoteknisk prosjektering gjelder dermed:

- Statens vegvesen, Håndbok N200: Vegbygging, 2021.
- NS-EN 1990-1:2002 + NA:2016; Eurokode 0 – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2020 Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering del 1: Allmenne regler.
- NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2020 Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver.
- NS-EN 1998-1:2004 + A1:2014: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold.
- NVE (2019): Veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred.
- NVE (2020): Veileder 9/2020 Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred.

I tillegg, og i den grad de er relevante, benyttes følgende veiledninger og håndbøker:

- Statens vegvesen, Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, 2018
- Statens vegvesen, Håndbok V221 Grunnforsterkning fyllinger og skråninger, 2012/14
- TEK17 Forskrift om tekniske krav til byggverk (byggteknisk forskrift) §7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger og §10 Konstruksjonssikkerhet.
- SAK10 Forskrift om byggesak (byggesaksforskriften) §9 Foretak og tiltaksklasser

3.2 Geotekniske kategorier

Prosjekter klassifiseres i geotekniske kategorier (1, 2 og 3) avhengig av kompleksitet og risiko. Geotekniske kategorier for vegprosjekter skal bestemmes i henhold til Eurokode 7 del 1. Ulike deler av prosjekter kan plasseres i ulike geotekniske kategorier.

Grunnlaget for valg av geoteknisk kategori skal angis i geotekniske og geologiske rapporter og notater. Dersom grunnundersøkelsene gir grunnlag for omklassifisering av geoteknisk kategori, skal dette skriftlig dokumenteres og begrunnes.

Kvikkleire

I områder med kvikkleire (sprøbruddmaterialer) skal vegprosjekter plasseres i geoteknisk kategori 3. Prosjektene kan nedklassifiseres til geoteknisk kategori 2 dersom det er spesielt gunstige forhold, begrunnelsen for nedklassifiseringen skal dokumenteres skriftlig.

Våre vurderinger er basert på utførte grunnundersøkelser langs de to delstrekningene. Undersøkelsene gir en tilfredsstillende oversikt over grunnforholdene og tilstrekkelig grunnlag for aktuelle geotekniske vurderinger.

Delstrekning 1:

Delstrekning 1, mellom profil 190 og 300, plasseres i geoteknisk kategori 3 da tiltaket ligger innenfor område med kvikkleire i grunnen. Resten av delstrekning 1 faller innenfor geoteknisk kategori 2 da det skal benyttes konvensjonelle typer konstruksjoner uten unormal risiko.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Delstrekning 2:

Delstrekning 2 faller innenfor geoteknisk kategori 2 da det skal benyttes konvensjonelle typer konstruksjoner uten unormal risiko. Det er stedvis registrert kvikkleire på deler av strekningen. Områdestabilitet er vurdert for hele strekningen, da vi har vurdert områdestabilitet som tilfredsstillende har vi nedgradert aktuelle områder til kategori 2.

3.3 Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/CR)

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).

Delstrekning 1:

For delstrekning 1, mellom profil 190 og 300, innebærer prosjektet etablering av ny kulvert under eksisterende vei, med graving i sprøbruddmateriale/kvikkleire i foten av skråning opp mot kirkegården ved Bamble kirke og eksisterende fylkesvei. Mens resterende del av strekningen medfører avlasting av terreng, fyllinger, sprengningsarbeider og etablering av fjellskjæringer fra 1-25 m høyde og graveskråninger med helning 1:2 inntil 5 m høyde. Da ingeniørgeologi er utenfor vårt fagfelt har vi ikke lagt sprengningsarbeider og veiskjæringer til grunn i valg av konsekvensklasse/pålitelighetsklasse.

Med ÅDT = 4200 og liten mulighet for omkjøring er det for geoteknisk prosjektering mellom profil 190 og 300, valgt **konsekvensklasse/pålitelighetsklasse 3**. For resterende delstrekning er det valgt **konsekvensklasse/pålitelighetsklasse 2**.

Delstrekning 2:

For delstrekning 2 innebærer prosjektet kun terrengendringer i form av utgraving, fylling og masseflytting. For strekningen er det valgt **konsekvensklasse/pålitelighetsklasse 2**

3.4 Prosjekteringskontrollklasse

NS-EN 1990:2002+NA:2016, Eurokode 0, angir krav til prosjekteringskontroll basert på valgt prosjekteringskontrollklasse (PKK). For vegprosjekter skal prosjekteringskontrollklassen velges på bakgrunn av både pålitelighetsklassen (RC) og geoteknisk kategori i henhold til tabell 203.1 og tabell 203.2 nedenfor. Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse enn angitt i tabellen.

Det kan velges ulike prosjekteringskontrollklasser for ulike deler av samme prosjekt

Tabell 203.1 Valg av prosjekteringskontrollklasse – geoteknikk

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.

Figur 2: For delstrekning 1 mellom profil 190 og 300 gjelder PKK3 (rød), mens for resterende G/S-veg gjelder PKK2 (grønn).

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

3.5 Utførelseskontrollklasse

NS-EN 1990:2002+NA:2016, Eurokode 0 angir krav til utførelseskontrollen basert på valgt utførelseskontrollklasse (UKK). For vegprosjekter skal utførelseskontrollklassen velges fra tabell 203.3 og tabell 203.4 nedenfor. Det kan velges høyere utførelseskontrollklasse enn angitt i tabellen. Det kan velges ulike utførelseskontrollklasser for ulike deler av samme prosjekt. Den prosjekterende skal i henhold til Eurokode 7 angi nødvendige kontrolltiltak for anleggsperioden slik at sikkerheten ivaretas.

Tabell 203.3 Valg av utførelseskontrollklasse – geoteknikk

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 tilleggsbestemmelser

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.

Tabell 203.4 Valg av utførelseskontrollklasse – bergskjæringer

	Pålitelighetsklasse	Utførelseskontrollklasse
Geoteknisk kategori 1	RC1	UKK1
Geoteknisk kategori 2	RC2	UKK2
Geoteknisk kategori 3	RC3	UKK3

Figur 3: For delstrekning 1 mellom profil 190 og 300 gjelder UKK3 (rød), mens for resterende G/S-veg gjelder UKK2 (grønn).

3.6 Krav til kontrollform

Kontroll i samsvar med tabell 203.5 skal utføres for alle prosjekter. Utvidet kontroll i PKK3 skal gjennomføres fra og med reguleringsplan til og med byggefasen. For kommunedelplan kan det være aktuelt med utvidet kontroll (PKK3) av deler av prosjektet hvis grunnforhold, tiltak eller risiko- og sårbarhetsanalyse tilsier det.

Tabell 203.5 Krav til kontrollform

Kontroll-klasse	Kontrollform					
	Ved prosjektering			Ved utførelse		
	Egen-kontroll	Intern, systematisk kontroll (kollegakontroll)	Utvidet kontroll	Egen-kontroll	Intern, systematisk 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.

Prosjekteringskontroll

Prosjekteringskontrollen skal utføres i henhold til Eurokode 0. Eurokode 0 angir at utvidet prosjekteringskontroll «skal utføres i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte arbeidene.».

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Dersom byggherrens egen organisasjon har utført prosjekteringen skal den utvidete prosjekteringskontrollen i PKK3 utføres av et annet firma (uavhengig foretak).

Utførelseskontroll

Utførelseskontroll skal gjennomføres i henhold til Eurokode 0 og 7.

Eurokode 0 angir at utvidet utførelseskontroll «skal utføres i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte arbeidene».

For utvidet utførelseskontroll i UKK3 er byggherren tilstrekkelig uavhengig av den utførende og vil kunne gjennomføre den utvidede kontrollen. Dersom byggherrens egen organisasjon er delaktig i utførelsen skal den utvidete kontrollen i UKK3 utføres av et annet firma (uavhengig foretak).

3.7 Kvalitetssystem

NS-EN 1990:2002+NA:2016, Eurocode 0 krever at ved prosjektering av konstruksjoner i klasse 2,3 og 4 skal et kvalitetssystem være tilgjengelig, og at dette systemet skal tilfredsstillere NS-EN ISO 9001/14001-serie for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 3. Terraplan sitt system tilfredsstiller sistnevnte, og kravet er ivarettatt også for pålitelighetsklasse 3.

3.8 Sikkerhetsnivå ved geoteknisk prosjektering

Nødvendig sikkerhet skal ivaretas både i byggefase og for planlagt ny G/S-veg. Krav til sikkerhetsnivå er gitt i dette kapittelet.

NVE veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred – Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging av områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper» gir følgende definisjon av lokal- og områdestabilitet som er omfrent i det norske fagmiljøet:

Lokalstabilitet: Betegnelsen på en lokalt avgrenset stabilitetstilstand med mulighet for brudd (utglidning) i grunnen. Bruddet begrenses til det lokale påvirkningsområdet for spenningsendringen som har oppstått i skråningen. Typiske eksempler er lokalt grunnbrudd under fylling eller fundament, lokal utglidning ved graving i skråning i byggegrøp eller i skjæring (stabilitetsbrudd), eller lokal utglidning i naturlig skråning som følge av poretrykksendring eller erosjon.

Områdestabilitet: En stabilitetstilstand der et initialt brudd kan igangsette en progressiv fram- eller bakoverrettet bruddutvikling i tilstøtende sprøbruddmaterialer, slik som er typisk for Kapittel 2 – Underbygning og grunnforhold Håndbok N200 Vegbygging (2021) kvikkleire. Skredet kan bli omfattende dersom det omrørte sprøbruddmaterialet får fritt utløp i fallende terreng.

3.8.1 Stabilitetsanalyser

Det skal gjennomføres tilstrekkelig med stabilitetsanalyser til å dokumentere at sikkerheten er ivarettatt for vegen, tilstøtende terreng og bebyggelse. I grunnforhold med nøytral eller seig bruddoppførsel er det tilstrekkelig å vurdere lokalstabiliteten.

I grunnforhold med forekomst av kvikkleire (sprøbruddmateriale) skal områdestabiliteten undersøkes med hensyn til fare for progressiv bruddutvikling. Områdestabiliteten er utredet i NOT-03, ref. /2/. Det er én delstrekning (profil 190-300 på delstrekning 1) som er plassert i tiltakskategori K4 med krav om full faresoneutredning. Det er videre avdekket seks aktsomhetsområder for kvikkleireskred hvor planlagte tiltak er vurdert i tiltakskategori K2. Tiltakene innenfor aktsomhetsområdene vil utføres slik at områdestabiliteten ikke forverres, og kravet til områdestabilitet er dermed tilfredsstilt for tiltakskategori K2.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

3.8.2 Lokalstabilitet

Geotekniske anleggstiltak og konstruksjoner prosjekteres i samsvar med sikkerhetsprinsippene gitt i Eurokode 7 og øvrige standarder. Veiledende kommentarer og anbefalinger er gitt i håndbok V220.

Sikkerhetsnivå for lokalstabilitet basert på partialfaktorer for løsmassenes skjærfasthetsparametere skal velges i tråd med tabell 205.1 og tabell 205.2 i SVV N200. Partialfaktorene skal anvendes hvis datagrunnlaget for bestemmelse av jordparametere anses som dekkende. Ved mangelfullt grunnlag kan det være aktuelt å vurdere høyere verdi av partialfaktor.

Partialfaktorene for påvirkning og materialer tar hensyn til små variasjoner i geometriske data. Ved større usikkerhet eller avvik i geometriske data skal geometrien vurderes ved konservativt valg (til sikker side) av geometrien, eller utledes i samsvar med Eurokode 7.

Tabell 205.1 Partialfaktorer for $\gamma_{M, \varphi}$ og $\gamma_{M, c}$ ved effektivspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Tabell 205.2 Partialfaktorer for $\gamma_{M, cu}$ ved totalspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4*	1,4*	1,4
CC2 Alvorlig	1,4*	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

* Eurokode 7 krever at $\gamma_{M, cu} \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

3.8.3 Områdestabilitet

Utredning av områdestabilitet gjøres i henhold til Vegnormal N200, med tilhørende NVE veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred. Der gis det prosedyrer for kartlegging og faregradsbestemmelse av kvikkleiresoner og krav til sikkerhet for områdestabilitet. Bruk av prosentvis forbedring i stedet for absolutt partialfaktor i denne sammenheng skal begrunnes. NVE veileder 1/2019 angir tiltakskategorier for ulike typer tiltak. For veiledning til valg av tiltakskategorier for veg vises det til håndbok V220. NVE veileder 1/2019 angir krav til kvalitetssikring for de ulike tiltakskategoriene. Kontrollomfanget for vegprosjekter skal tilfredsstillende både kapittel 203 i N200 og krav til kvalitetssikring gitt i NVE veileder 1/2019.

3.9 Setningskrav

Det finnes ikke spesifikke setningskrav for G/S-veger, men setninger bør være akseptable i lengderetningen (krav for vei ≤ 40 km/t i Håndbok V220 kapittel 206 er veiledende) og inntil faste konstruksjoner.

Videre bør det tas hensyn til at oppfylling for G/S-vegen ikke medfører uakseptable setninger for FV363. Mindre setninger på vegene kan utbedres gjennom normal vegvedlikehold med reasfaltering.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Setninger i forhold til eventuelle VA-anlegg må avklares i hvert enkelt tilfelle i forhold til toleranser for både differensialsetninger, svanker, og avvik i fall. VA-normen beskriver viktigheten av å unngå motfall og svanker.

3.10 Permanente laster

Permanente laster er fra egenlast, vanntrykk, poretrykk, jordtrykk og deformasjonslaster (setninger, svinn, komprimering, svelling).

Normalt og også i dette prosjektet benyttes partialfaktor for tyngdetetthet og vanntrykk/poretrykk lik 1.

Tyngdetetthet

For naturlige masser skal dimensjonerende tyngdetetthet bestemmes på opptatte prøver fra det aktuelle området. For masser som det ikke foreligger prøver fra, benyttes erfaringstall for tyngdetetthet fra Håndbok V220, figur 2.39.

For lette masser (lettklinker og skumglass) og superlette masser (EPS og XPS) benyttes verdier fra Håndbok V220, figur 2-4.19 dersom ikke annet kan dokumenteres av leverandør.

Vanntrykk og poretrykk

Der poretrykket er målt benyttes målinger. Ellers antas det en konservativ grunnvannstand med hydrostatisk fordeling i dybden. Den eventuelle variable delen av poretrykket regnes som dekket av valgt grunnvannstand.

3.11 Variable laster

Variable laster er typisk fra trafikklast, midlertidig faser (anleggsutstyr, anleggstrafikk, vibrasjon), og naturlast (snø).

Variable laster i stabilitetsberegninger

For trafikklast ved stabilitetsberegninger skal det benyttes en jevnt fordelt karakteristisk last på 15 kPa over hele vegbredden hvis dette er mest ugunstig. Vegbredden omfatter også vegskulderen.

Det skal benyttes en jevnt fordelt last på 10 kPa for gang- og sykkelveger.

Trafikklast på parkeringsplasser skal være tilsvarende som tilstøtende veg, dersom det ikke er etablert restriksjoner på hvilke kjøretøyer som har adgang.

Det skal benyttes en partialfaktor for trafikklast på $\gamma_Q = 1,3$ (eller 0 hvis lasten har gunstig virkning) i henhold til Eurokode 7.

For trafikklast på bærende konstruksjoner henvises det til forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.).

3.12 Seismiske påvirkning

Seismisk påvirkning skal regnes som en unormal naturlast.

I Eurokode 8, NS-EN 1998-1 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1 er det gitt sonekart som skal brukes ved vurderinger av jordskjelv i Norge.

Veiledende tabell for valg av seismisk klasse (I til IV) for en rekke konstruksjoner, inklusiv veg- og gangbruer, er gitt i Eurokode 8-1. Geotekniske konstruksjoner skal ha samme seismisk klasse som konstruksjonen de støtter. For seismisk klasse for bruer vises det til håndbok N400.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

For veg mellom permanente konstruksjoner skal det i forbindelse med Risiko og sårbarhetsanalyse (ROS-analyse) av plan jf. plan- og bygningsloven [28] gjøres en vurdering om jordskjelv er en aktuell problemstilling for den planlagte vegstrekningen.

Dersom ROS-analysen kommer frem til at konsekvensen ved et eventuelt jordskjelv ikke vil bli akseptert, skal en videre utredning gjennomføres. For veiledning til geoteknisk prosjektering ved seismisk påvirkning av veg vises det til håndbok V220.

3.13 Geotekniske parametere

Karakteristiske parametere for naturlig avsatte løsmasser er eller vil bli bestemt på bakgrunn av utførte grunnundersøkelser. For løsmassetyper der karakteristiske parametere på opptatte prøver ikke foreligger, benyttes erfaringsverdier med bakgrunn i Håndbok V220.

3.14 Sprengning i områder med kvikkleire:

Det må utvises spesiell forsiktighet når det skal sprenges nær inntil kvikkleireområdene. Når det sprenges på steder som ligger direkte inntil kvikkleireforekomsten skal det utføres som meget forsiktig sprengning som hindrer at salven bryter ut i leirmassene. Det må også påses at eventuelt utkast av steinmasser ikke lander på og belaster terrenget over kvikkleiren.

Rystelser fra sprengning kan også føre til større spennings- og tøyningsspåkjenninger i leirmassene nær sprengningsstedet. Hvis tøyningene overskrider en viss terskelverdi vil dette også kunne føre til at kornstrukturen bryter sammen og leiren blir flytende. Salveopplegget ved sprengning i områder i nærheten av kvikkleire skal derfor tilpasses slik at resulterende rystelser fra sprengningen ikke overskrider svingningshastigheter av størrelsesorden $v \leq 25$ mm/s der bølger når frem til kvikkleireforekomsten. Måling av vibrasjoner utføres i vertikal retning på leiroverflaten i området hvor man forventer de største rystelsene (<10 m fra synlig berg). Målingene skal vurderes etter hver salve for å kunne justere opplegget. Det skal fortløpende føres oversiktlig salveplaner.

4 Grunn- og fundamenteringsforhold

De to delområdene er videre oppdelt i profiler etter grunnforhold og geotekniske tiltak. For hver delstrekning er det gitt en kort oppsummering av topografi, grunnforhold, terrenginngrep, geotekniske forhold og tiltak. Videre er telefarlighetsklasse og bæreevnegruppe angitt.

4.1 Delområde 1: Bamble kirke til Åby Profil: 0-300



Figur 4: Skråfoto over profil 0-300 med omtrentlig plassering av totalsondering 1-3 og 30-33. Rødt indikerer forekomst av sprøbruddmateriale/kvikkleire. Grønt indikerer ikke sensitive masser.

4.1.1 Topografi og grunnforhold

Mellom profil 0-300 på delstrekning 1 er det bratte ravinedaler på begge sider av tiltaket. Fylkesveien ligger på ca. kote 17-19 på denne strekningen, med ravinebunn på ca. kote 10-11 på det laveste. Sørvest for ravinen ligger Fv363 i fjellskjæring.

Resultatene fra totalsondering 1 i dette området indikerer generelt et fastere topplag av antatt sand og silt. Derunder siltig leire til stor dybde.

Totalsondering 2 er plassert på en høyde nært fjell i dagen og indikere lagdelt grunn av meget fast lagrede masser med <2 m til fjell.

Totalsonderingene og trykksonderingene i borhull 1A og 30-33 samt prøveseriene i borhull 1A, 30 og 31 påviser kvikkleire fra varierende dybde under terreng. Det henvises til NOT-03, ref. /2/, for utdypende beskrivelse av grunnforholdene i dette området og snitt med tolket lagdeling.

Resultater fra totalsonderinger og laboratorieundersøkelser på opptatte prøver (Pr1A) viser følgende laginndeling:

Fra terreng ned til 1,0-2,0 m under terreng:

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Lagdelt grunn som består av middels fast lagrede friksjonsmasser (humusholdig sandig silt).

Registrert vanninnhold i PR1 er ca. 27-35 %.

Massene er iht. korngraderingsanalyser meget telefarlig (T4).

Fra terreng ned til 2,0-9,5 m under terreng (avsluttet prøveserie):

Løsmassene består av siltig leire. Registrert vanninnhold i massene varierer mellom 24-45 % og tyngdetetthet varierer mellom 17,7 – 18,4 kN/m³.

Målt udrenert skjærfasthet (S_{ud}) varierer mellom 38-50 kPa med økende styrke med dybden. Sensitiviteten varierer mellom 211 og 434 dvs. «meget sensitiv».

Leiren er klassifisert som kvikkleire fra ca. 5,5 m under terreng.

Grunnen kan klassifiseres i bæreevnegruppe 6 (leire, silt morene) med T4.

4.1.2 Planlagt inngrep i terreng

Profil 0-190:

Prosjektet G/S-veg langs Fv363 blir liggende på en liten fylling ca. 0,5-1,0 m høy frem til profil 190.

Profil 190-300

G/S-vegen blir liggende på en inntil 5,5 m høy fylling holdt tilbake av en ca. 6 m høy støttemur.

Eksisterende kulvert under Fv363 skal flyttes mot nord. Ny kulvert etableres dypere enn dagens. Tiltaket medfører graving i kvikkleire i foten av skråningen. .

Tiltaket medfører en forverring av stabiliteten i dagens situasjon.

Tiltaket medfører at Fv 363 sperres i deler av anleggsperioden som følge av anleggsarbeidene.

4.1.3 Geotekniske forhold:

Områdestabilitet:

Områdestabiliteten har blitt utredet og det har blitt avgrenset en faresone for kvikkleireskred i dette området. Det henvises til NOT-03, ref. /2/, for fullstendig faresoneutredning med tilhørende stabilitetsvurderinger og foreslåtte stabilitetstiltak.

Lokalstabilitet:

Delstrekning 1, profil 0 og 190:

På grunn av små inngrep, oppfylling/graving <1 m, mellom profil 0-190 anser vi lokalstabilitet i anleggsfasen som tilfredsstillende. Forutsatt at arbeid utføres med stabile graveskråninger 1:1,5.

Delstrekning 1, profil 190 og 300:

Lokal stabiliteten i anleggsfasen må ivaretas. Hvordan dette løses avhenger av om man ivaretar områdestabiliteten med bekkeheving eller å legge bekken i rør og etablerer motfylling. Ved bekkeheving blir det ikke behov for graving for kulvert. Ved bekkelukking må lokal stabilitet for gravearbeid utføres med kalksement og/eller spunt etter motfylling er etablert for sikring av områdestabiliteten. Løsningen må detaljprosjekteres.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Setningsforhold:

Setningsberegninger for delstrekning 0-190 viser at man kan forvente minimale setninger < 1 cm ved inntil 1 m oppfylling.

Setningsberegninger for maks fylling bak støttemur, viser at man kan forvente setninger mellom 34-44 cm ved inntil 6 m oppfylling.

Geoteknisk tiltak:

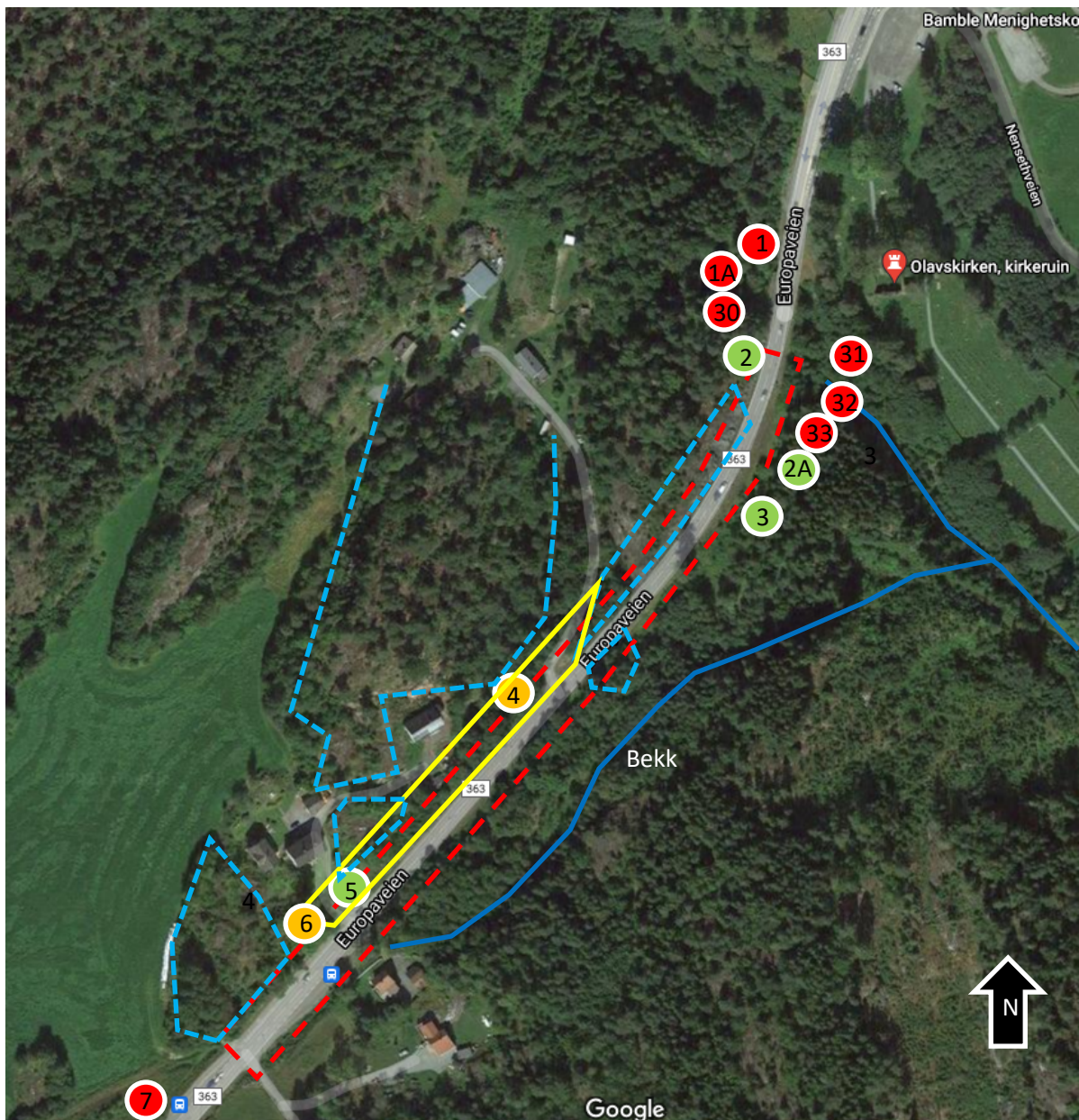
Ny vegoverbygging skal dimensjoneres ut fra telefarlighetsklasse T4 og $S_u < 25 \text{ kPa}$, kfr. N200. Dvs bæreevnegruppe 6.

Vi ser for oss en løsning som innebærer stenging av veien under kritiske arbeidsoperasjoner, etablering av en anleggsvei mot bekkekanten som også vil fungere som en støttefylling, etablering av spunt for omlegging av bekk og etablering av ny kulvert. I detaljprosjekt må det også vurderes om det er behov for KC-stabilisering. Ingen graving i skråningsfoten er tillatt før man får på plass disse tiltakene. Dette området er spesielt geoteknisk krevende da det er trangt, bratt og svært dårlig grunnforhold.

Nødvendige avbøtende tiltak for å ivareta områdestabiliteten må prosjekteres.

Det vil være behov for lette/superlette masser (Skumglass/EPS) for å redusere setningene i forbindelse med planlagt fylling. Dersom man i den senere prosjekteringen finner ut av at KS-stabilisering er nødvendig så vil dette også bidra til å redusere setningene.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

4.2 Delområde 1: Bamble kirke til Åby Profil: 300-700

Figur 5: Skråfoto over profil 300-700 med omtrentlig plassering av totalsondering 1-7 og 30-33. Rødt og oransje indikerer forekomst av sprøbruddmateriale/kvikkleire. Grønt indikerer ikke sensitive masser. Blå polygon viser områder med fjell i dagen. Gul polygon viser områder med < 4 m til fjell. Berg i dagen registrert på befaring er vist på borplan vedlagt.

4.2.1 Topografi og grunnforhold

Omgivende terreng mellom profil 300-700 består for det meste av synlig fjell i dagen nordvest for Fv363. Veien ligger her i fjellskjæring med overordnet helning mot bekkeområdet sørøst for veien. I lengderetning varierer terrenget mellom +20,6 og kote + 34,8, iht. innmålte borpunkter.

Totalsonderingene vest for Fv363 viser generelt faste forhold og grunt til berg, med borede dybder i løsmasser fra 1,6 til 7,7 m under terreng. Foruten totalsondering 3 som er utført øst for planlagt trasée. Terrenget faller ned mot bekken nord, øst og sør for borhullet. Vest for traséen er det for det meste fjell i dagen eller grunt til fjell, dvs. <4 m.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Opptatte prøver ved borhull 3 viser humusholdig silt til ca. 1,0 m under terreng. Derunder leirig silt fra ca. 1,5 m. Videre er det middels fast og middels sensitiv siltig leire til avsluttet prøve ca. 7,0 m under terreng. Leira er klassifisert som sprøbruddmateriale fra ca. 5,6 m under terreng

Massene er meget telefarlige, T4 ihht. korngraderingsanalyser på opptatte prøver i borpunkt 3.

Opptatte prøver ved borehull 5 viser leirig silt til ca. 3,0 m under terreng.

Resultater fra utførte totalsonderinger (2 og 4-6) vest for Fv363 indikerer generelt middels fast lagrede friksjonsmasser.

Resultater fra totalsonderinger og laboratorieundersøkelser på opptatte prøver (Prv 5) viser følgende laginndeling:

Fra terreng til ca. 1,0-1,5 m under terreng:

Tørrskorpepreget leirig silt med noe humus, registrert vanninnhold ca. 22 %.

Fra terreng til ca. 1,5-3,0 m under terreng:

Leirig silt til antatt fjell, registrert vanninnhold ca. 30 %

Massene er antatt meget telefarlige T4.

4.2.2 Planlagt inngrep i terreng

Prosjektet G/S-veg mellom profil 300 og 700 blir liggende i fjellskjæring eller på en liten fylling ca. 0,5-1 m høy.

Det er ikke planlagt inngrep av betydning på denne strekningen.

Ingeniørgeolog må vurdere fjellets beskaffenhet og sikringstiltak.

4.2.3 Geotekniske forhold

Områdestabilitet:

Delprofil 1, 300-650:

Delstrekningen er identifisert som et aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Det henvises til NOT-03 for detaljer, ref. /2/.

. Delprofil 1, 650-700:

Det er på denne strekningen ingen terrenghøyder over 5 m, vi anser derfor områdestabilitet som tilfredsstillende. Det er generelt grunt til fjell og tiltaket medfører ingen forverring av dagens situasjon. Tiltakskategori K2.

Lokalstabilitet:

Da tiltaket kun medfører grunn graving (<1m) i topplag antatt bestående av tørrskorpe og grunt til antatt fjell, anser vi lokalstabilitet som ivaretatt mellom profil 300 og 700. Forutsatt at arbeid utføres med stabile graveskråninger 1:2.

Setningsforhold:

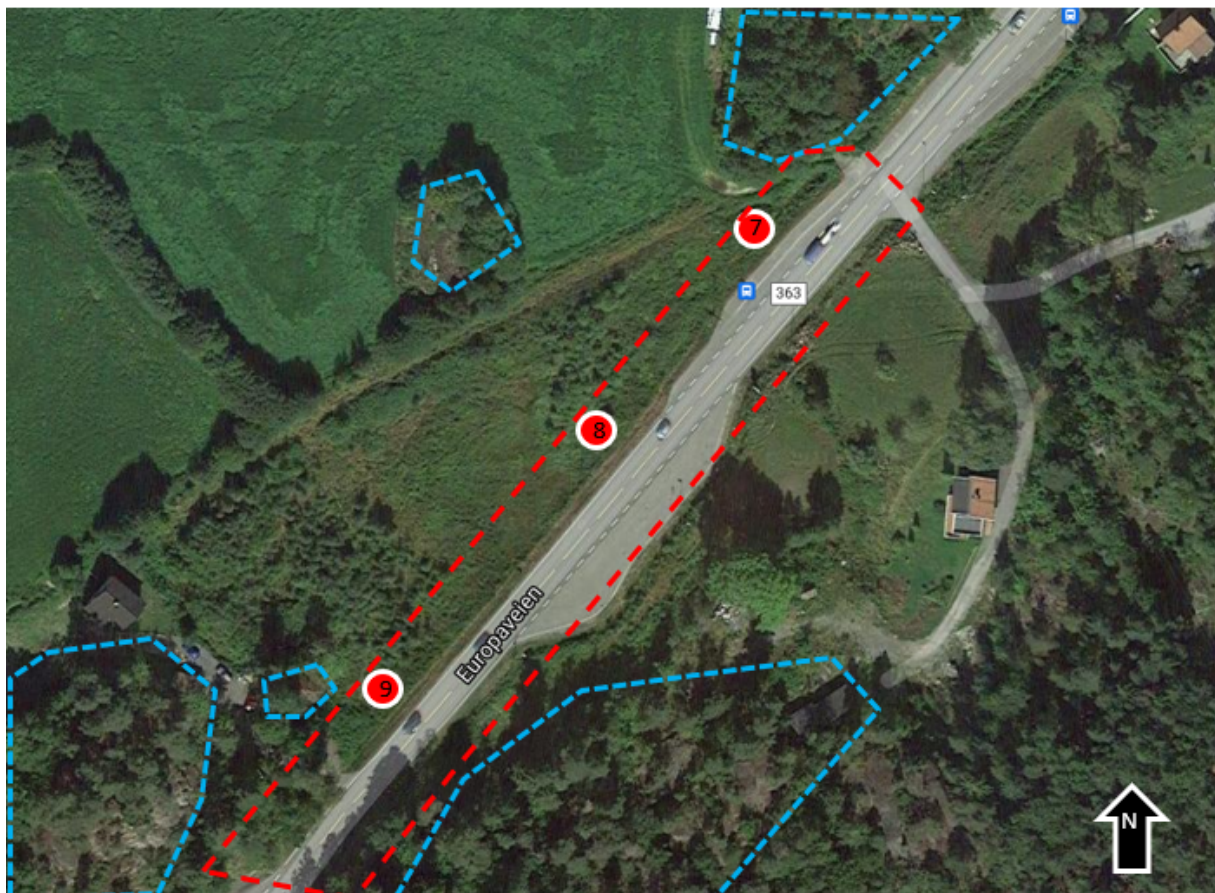
På grunn av små dybder til antatt fjell og minimal oppfylling vil setningene bli minimale <1 cm.

Geotekniske tiltak:

Ny vegoverbygging skal dimensjoneres ut fra telefarlighetsklasse T4 og Su <25 kPa, kfr. N200 Dvs. bæreevnegruppe 6.

Det anbefales å utføre fjellskjæringene så skånsomt som mulig. Uttak av berg under sprengningsarbeidene skal ikke bidra til forstyrrelser/omrøring av løsmassene.

4.3 Delstrekning 1: Bamble kirke til Åby Profil: 700-900



Figur 6: Skråfoto over profil 700-900 med omtrentlig plassering av totalsondering 7-9. Rødt og oransje indikerer forekomst av sprøbrudmateriale/kvikkleire. Grønt indikerer ikke sensitive masser. Blå polygon viser områder med fjell i dagen.

4.3.1 Topografi og grunnforhold

Omgivende terreng mellom profil 700-900 er tilnærmet plant rundt kote + 33 med stedvis oppstikkende fjell. Området består for det meste av dyrket mark/beitemark.

De utførte totalsonderingene i dette området er ført til stopp mot antatt berg i dybder fra 6,2 til 23,5 m under terreng. Sonderingene indikerer et 1-2m tykt topplag antatt bestående av sandig silt/silt. Derunder sensitiv leire/silt som antas å være kvikk.

Resultater fra laboratorieundersøkelser på opptatte prøver ved borhull 7 viser humusholdig sandig silt til ca. 1,0 m under terreng. Derunder silt til avsluttet prøvedyp ca. 5 m under terreng. Silten er klassifisert som sprøbrudmateriale/kvikk fra ca. 3,5 m til avsluttet prøve ca. 5 m under terreng.

Målt vanninnhold varierer mellom 22-35%. Målt udrenert skjærfasthet i antatt tørrskorpeaktig silt ca. 2,8 m under terreng er ca. 60 kPa. Målt udrenert skjærfasthet i underliggende sprøbrudmateriale er ca. 13-16 kPa fra ca. 3- 5 m under terreng.

Massene er meget telefarlige, T4.

Resultater fra laboratorieundersøkelser på opptatte prøver ved borhull 8 viser humus/humusholdig silt til ca. 1,5-2 m under terreng. Derunder bløt siltig leire fra ca. 1,5-2 m til avsluttet prøvedyp ca. 9,7 m under terreng. Leira er klassifisert som sprøbrudmateriale/kvikkleire fra ca. 2,5 m under terreng.

Resultater fra totalsonderinger og laboratorieundersøkelser på opptatte prøver (Pr7) viser følgende laginndeling:

Fra terreng til ca. 1,0-1,5 m under terreng:

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Tørrskorpepreget leirig silt med noe humus, registrert vanninnhold ca. 22-35%

Fra ca. 1,5-23,5 m under terreng:

Leirig silt til antatt fjell, registrert vanninnhold ca. 30 %

Massene er antatt meget telefarlige T4.

4.3.2 Planlagt inngrep i terreng

Prosjektert G/S-veg blir liggende i skjæring i løsmasser mellom profil 700-900.

Det er ikke planlagt inngrep av betydning på denne strekningen.

4.3.3 Geotekniske forhold

Områdestabilitet:

Delstrekningen er identifisert som et aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Det henvises til NOT-03 for detaljer, ref. /2/.

Lokalstabilitet:

Da det kun er snakk om oppfylling/graving i dybder <2 m fra terreng, anser vi lokalstabilitet som tilfredsstillende mellom profil 700-900, gitt at arbeid utføres med stabile graveskråninger 1:2.

Setningsforhold:

På grunn av små dybder til antatt fjell og minimal oppfylling vil setningene bli minimale <5 cm.

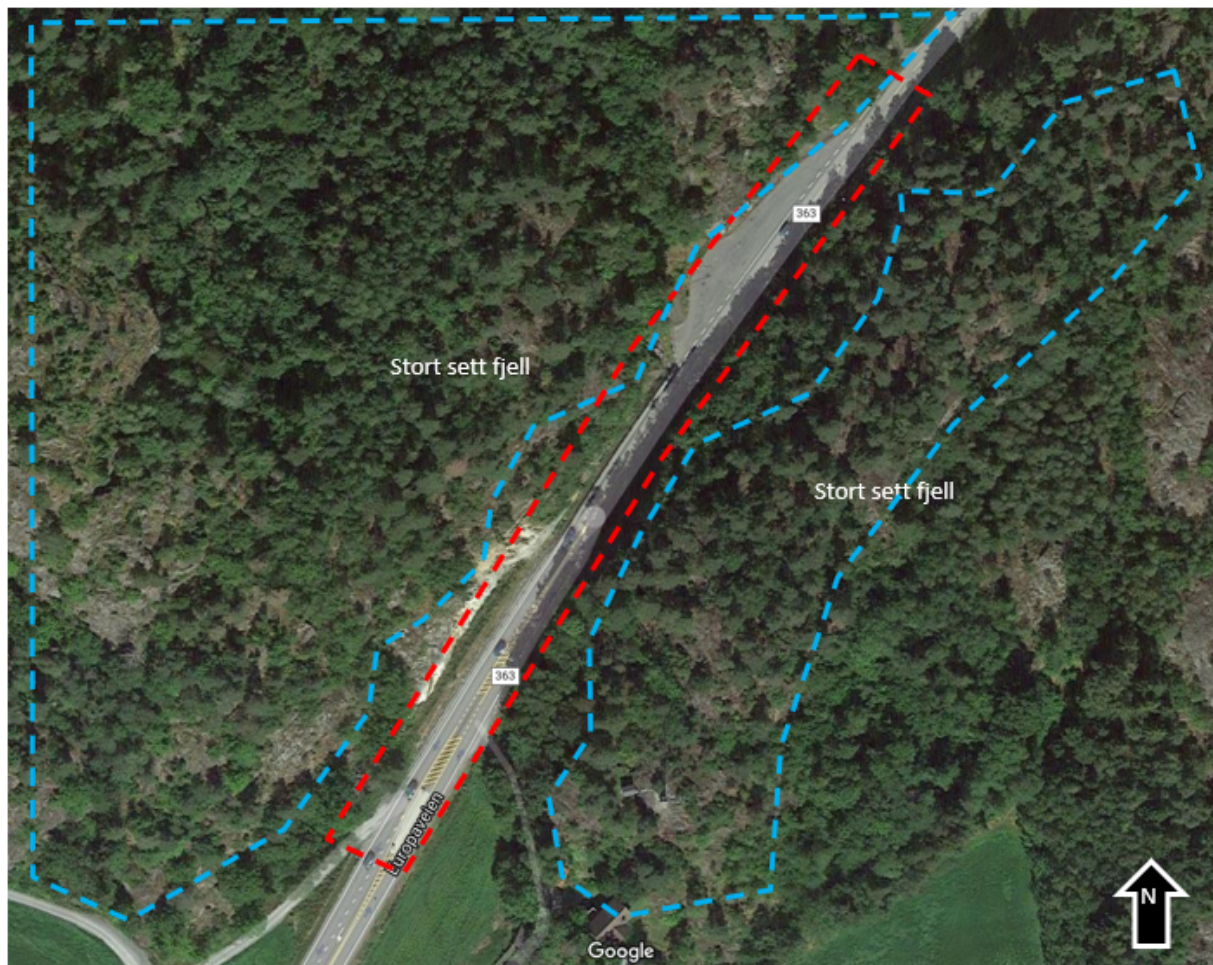
Geoteknisk tiltak:

Deler av strekningen medfører oppfylling på bløte og sensitive masser. For å unngå setningsproblemer kan det være aktuelt å benytte lette masser.

Ny vegoverbygging skal dimensjoneres ut fra telefarlighetsklasse T4 og $su > 50$ kPa.

Bæreevnegruppe 6

4.4 Delstrekning 1 : Bamble kirke-Åby Profil 900-1200:



Figur 7: Delstrekning mellom profil 900-1200 medfører sprengningsarbeider og etablering av ny G/S-veg på fjell. Fjell er omtrentlig markert med blå stiplet linje.

Her går Fv363 i en fjellskjæring, fra 2 -10 m høy, og det forventes at gang og sykkelvei anlegges på beskjeden løsmassemekthet fra profil 900-970. Videre ligger G/S-vegen på fjell eller i fjellskjæring fra profil 1010 til 1180.

Ingeniørgeolog må vurdere fjellets beskaffenhet og sikringstiltak.

4.4.1 Topografi og grunnforhold

Fv363 ligger rundt kote + 33,5 ved profil 900 og avtar til ca. kote + 21 ved profil 1200. Dette medfører en gjennomsnittlig terrenghelning 1:17 mot sør. Det er ikke utført grunnundersøkelser på delstrekningen. Antar at veien er anlagt på fjell og dels på masseutsiftet grunn til fjell.

4.4.2 Planlagte terrenginngrep

Sprengningsarbeider i fjell, som medfører en ca. 23 m høy fjellskjæring i profil 1080.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

4.4.3 Geotekniske forhold

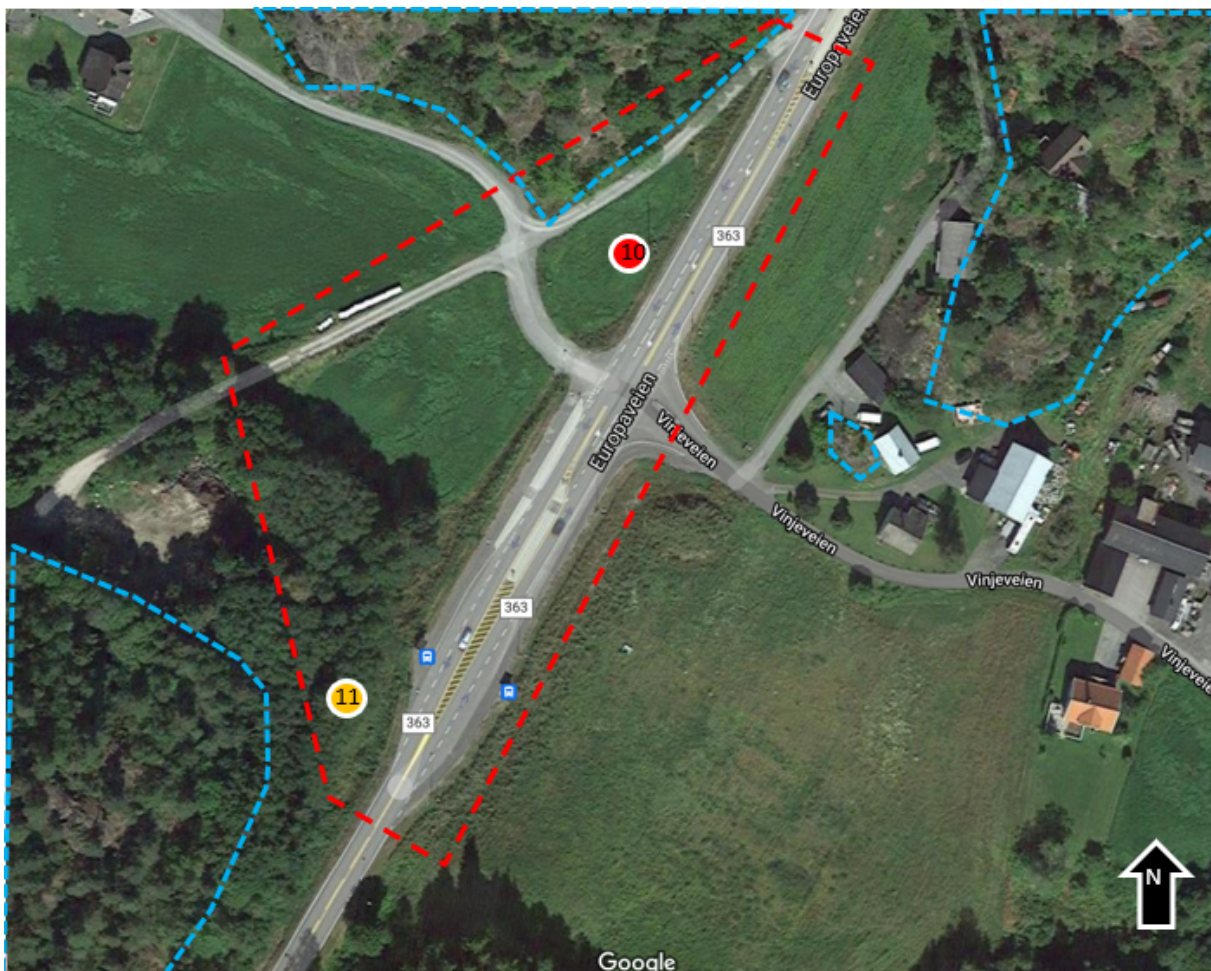
Områdestabilitet:

Det er ingen terrenghøyder over 5 m i løsmasser på strekningen. Veien ligger i en skjæring i fjell med antatt tynn løsmassemekthet. Vi anser derfor områdestabilitet som tilfredsstillende ut i fra terrengkriteriet iht NVE sin veileder.

Lokalstabilitet:

Det er på denne strekningen behov for å renske til fjell eller oppfylling < 2m. Vi anser derfor lokalstabilitet ivaretatt gitt at arbeid utføres med stabile graveskråninger 1:2.

4.5 Delstrekning 1 : Bamble kirke-Åby Profil 1200-1450:



Figur 8: Flyfoto med omtrentlig utstrekning av profil 1200-1450 (rødt) og plassering av totalsondering 10 og 11. Fjell er omtrentlig markert med blå stiplet linje.

4.5.1 Topografi og grunnforhold

Terrenget er tilnærmet plant med svakt fall i retning mot øst. Fv363 ligger rundt kote +20 på en fylling ca. 5 m over områdene med dyrket mark.

Resultater fra utførte totalsonderinger viser middels til høy bormotstand i et 2-3 m tykt topplag antatt bestående av sandig silt. Derunder meget lav og konstant bormotstand i dybden.

PRV10 viser humusholdig sandig silt til ca. 1,0 m under terreng. Derunder silt med økende leirinnhold fra ca. 1,0 m til 5,0 m. Videre er det middels fast og stedvis bløt og meget sensitiv siltig leire til

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

avsluttet prøve ca. 10,0 m under terreng. Leira er klassifisert som sprøbruddmateriale/kvikkleire fra ca. 4,5 m under terreng.

CPTu-sondering utført ved borpunkt 10 indikerer sand/siltig sand til ca. 4 m under terreng, videre indikerer sonderingen leire/siltig leire til avsluttet dybde.

Resultater fra totalsonderinger og laboratorieundersøkelser på opptatte prøver (Pr10) viser følgende laginndeling:

Fra terreng til ca. 0,0 -1,0 m under terreng:

Humusholdig sandig silt, registrert vanninnhold ca. 25,4-27,7%

Fra ca. 1,0-3,5 m under terreng:

Leirig silt, registrert vanninnhold fra ca. 26,1 til 26,4 %. Målt udrenert skjærstyrke S_u er 68,2 kPa.

Fra ca. 3,5-12,5 m under terreng:

Siltig leire, registrert vanninnhold fra ca. 27 til 46,4 %. Målt udrenert skjærstyrke S_u varierer mellom 19,0-57,6 kPa. Leira er klassifisert som sprøbruddmateriale/kvikkleire fra ca. 4,5 m under terreng.

Massene er antatt meget telefarlige T4.

4.5.2 Planlagte inngrep i terrenget

Mottatte planer viser kun beskjedne terrenginngrep som graving av grøfter og mindre fyllinger < 2 m fra terreng. Maks fylling er ca. 2,5 m i profil 1390.

4.5.3 Geotekniske forhold

Områdestabilitet:

Delstrekningen er identifisert som et aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Det henvises til NOT-03 for detaljer, ref. /2/.

Lokalstabilitet:

Det er kun snakk om mindre terrenginngrep. Stabilitetsforholdene vurderes som tilfredsstillende med planlagt skråningshelning 1:2.

Setningsforhold:

På grunn av små dybder til antatt fjell og minimal oppfylling vil setningene bli minimale <6 cm.

Geotekniske tiltak:

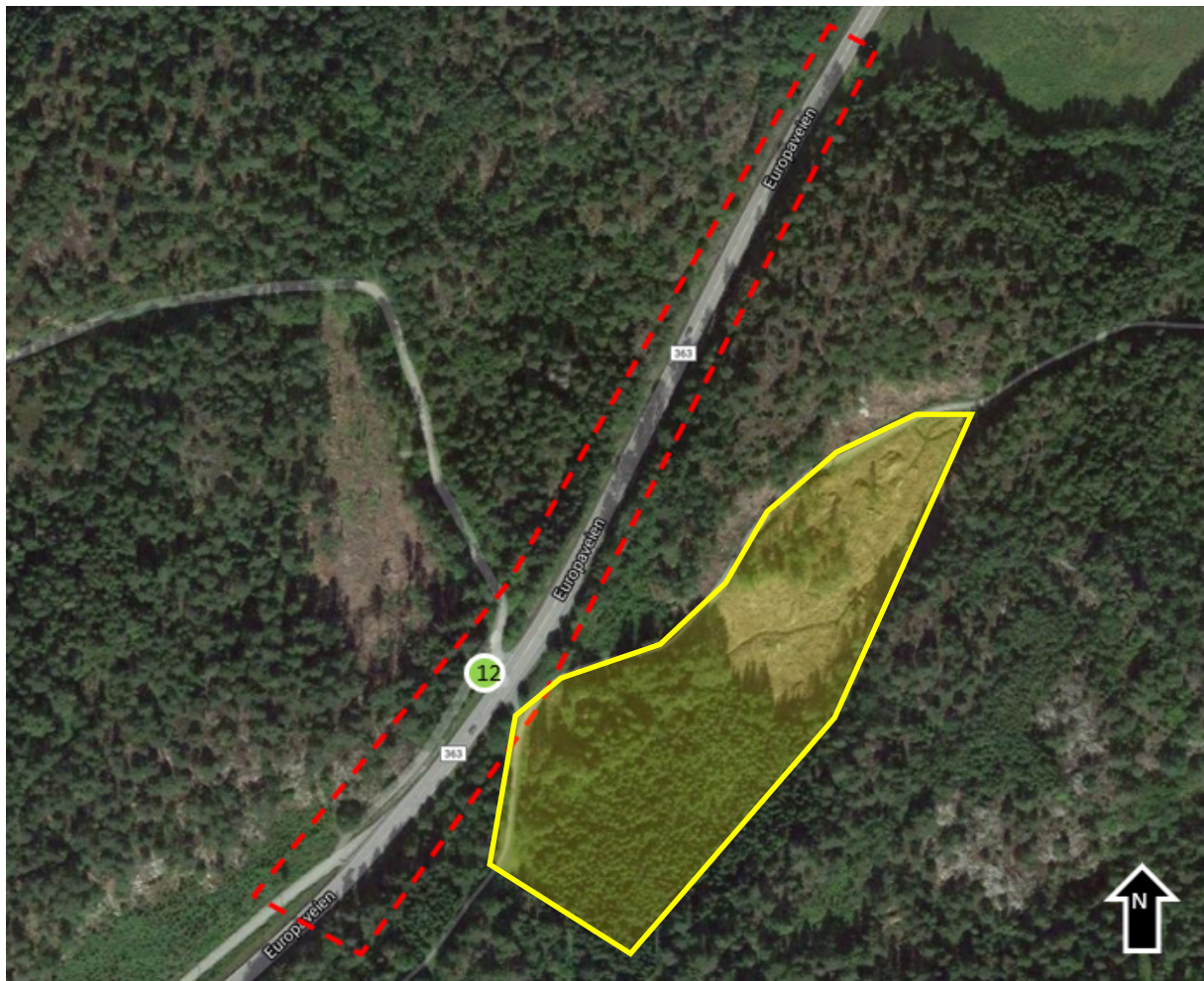
Ny vegoverbygging skal dimensjoneres ut fra telefarlighetsklasse T4 og $s_u > 50$ kPa.

Bæreevnegruppe 6.

Fyllingen må være kompensert av hensyn til områdestabiliteten, ref. /2/.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

4.6 Delstrekning 1 : Bamble kirke-Åby Profil 1450-1900:



Figur 9: Flyfoto med omtrentlig utstrekning av profil 1450-1900 (rødt) med omtrentlig plassering av totalsondering 12. www.google.maps.no Området er aktuelt for lagring av sprengstein.

4.6.1 Topografi og grunnforhold

Terrenget er kupert da Fv363 skjærer gjennom en ås. Veien stiger fra kote +28 i nord til ca. kote +45,6 på toppen av åsen før den heller ned mot kote + 28 i syd.

Her går store deler av Fv363 i en fjellskjæring og det forventes beskjeden løsmassemektighet. Totalsondering utført ved borpunkt 12 viser middels høy bormotstand i antatt fast lagrede masser til berg, ca. 4,1 m under terreng.

4.6.2 Planlagt inngrep i terreng

Prosjektet G/S-veg langs Fv.363 blir liggende i fjellskjæring mellom profil 1440-1720 og 1770-1880. Fjellskjæring profil 1800 ca. 8 m fjellskjæring profil 1630 ca. 9 m. Fjellskjæring profil 1580 ca. 16,4m

4.6.3 Geotekniske forhold

Områdestabilitet:

Det er ikke registrert sprøbruddmateriale/kvikkleire på strekningen. Det er generelt små terrengforskjeller (< 5m) langs delstrekningen. Områdestabilitet vurderes som tilfredsstillende basert på terrengkriterier iht. NVE sin veileder.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Lokalstabilitet:

Da det kun er snakk om grunn graving (<2m) i løsmasser og generelt grunt til fjell anser vi lokalstabilitet ivaretatt, forutsatt stabile graveskråninger med helning 1:2.

Setningsforhold:

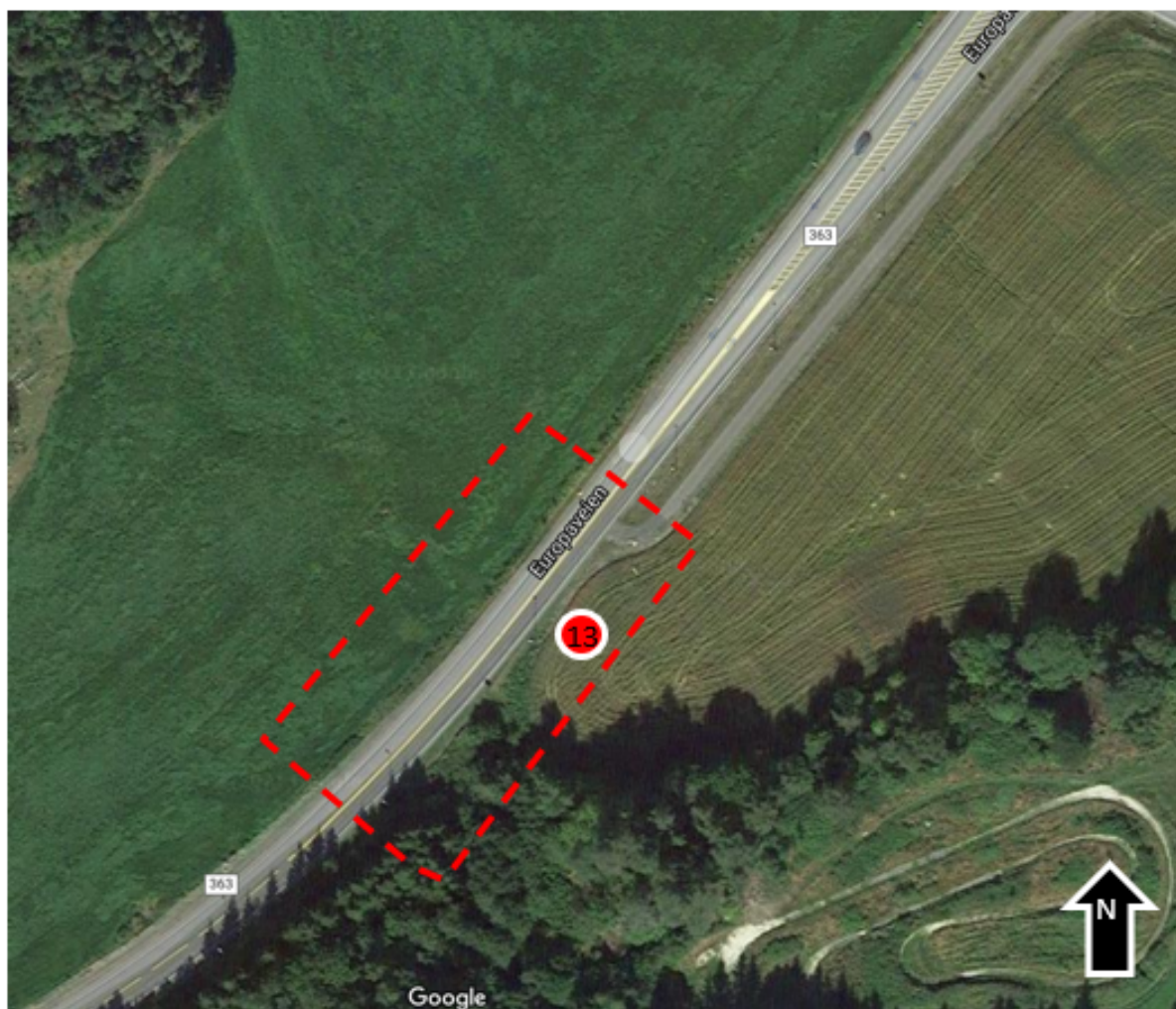
Deler av G/S-veg er planlagt å ligge på eksisterende fylling av sprengstein fra profil 1725 til 1900. Forventer ingen setninger under eksisterende sprengsteinsfylling.

Geotekniske tiltak:

Det er ikke behov for geotekniske tiltak på denne strekningen.

Området omtrentlig markert i gult, i Figur 9, er tilnærmet flatt. Området er markert som bart fjell i kvartærgeologisk løsmassekart. Området ligger nær en av de største fjellskjæringene. Området bør befares for å vurdere om det er fast fjell eller løsmasser på stedet. I så fall bør det utføres grunnundersøkelser for å vurdere om løsmassene er sensitive eller ikke.

4.7 Delstrekning 2: Åby-Grindbakken Profil 0-50



Figur 10: Flyfoto over delprofil 0-50 med omtrentlig plassering av totalsondering 13 øst for Fv363. Maks fyllingshøyde er ca. 2 m ved profil 50, iht. mottatt dwg. underlag.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

4.7.1 Topografi og grunnforhold

Terrenget stiger overordnet fra nord mot sør med en gjennomsnittlig terrenghelning på ca. 1:31. Området omkring består av dyrket mark.

Resultat fra utført totalsondering 13 viser middels høy bormotstand ned til ca. 2,5 m under terreng i antatt tørrskorpe/silt og sand. Derunder meget lav og konstant avtakende bormotstand til antatt berg 13,5 m under terreng. Lav og konstant avtakende bormotstand indikerer tilstedeværelse av sprøbruddmateriale/kvikkleire.

Opptatte prøver ved borhull 13 viser humusholdig leirig silt til ca. 1,0 m under terreng. Derunder leirig silt til ca. 3,5 m dybde. Videre er meget sensitiv, bløt og stedvis middels fast og siltig leire til avsluttet prøve ca. 10,0 m under terreng. Leira er klassifisert som sprøbruddmateriale/kvikkleire fra ca. 4,5 m under terreng.

Målt vanninnhold varierer mellom 24-52 % av tørr romvekt. Udrenert skjærstyrke varierer fra ca. 21-37 kPa med avtakende styrke i dybden.

Kornfordelingsanalyser utført på prøvene viser meget telefarlig, T4.

CPTu-sondering utført ved borpunkt 13 indikerer grusig sand/siltig sand til ca. 3 m under terreng, videre indikerer sonderingen leire/siltig leire til avsluttet dybde ca. 13 m under terreng.

Fra terreng til ca. 0,0 -1,0 m under terreng:

Humusholdig leirig silt, registrert vanninnhold ca. 31,1%

Fra ca. 1,0-3,5 m under terreng:

Silt leire, registrert vanninnhold fra ca. 24,7 til 26,5 %.

Fra ca. 3,5-13,0 m under terreng:

Siltig leire, registrert vanninnhold fra ca. 37 til 52,0 %. Målt udrenert skjærstyrke S_u varierer mellom 17,2-36,0 kPa.

4.7.2 Planlagte inngrep i terrenget

Planlagt G/S-veg ved profil 50 medfører inntil 2 m oppfylling på bløt og kompressibel kvikkleire i dybden.

4.7.3 Geotekniske forhold

Områdestabilitet:

Delstrekningen er identifisert som et aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Det henvises til NOT-03 for detaljer, ref. /2/.

Lokalstabilitet:

På strekningen er det kun planer om oppfylling inntil 2 m over terreng. Vi vurderer derfor lokalstabilitet som ivaretatt gitt stabile graveskråninger 1:2.

Setningsforhold:

Terraplan har utført enkle setningsberegninger for profil 50. Inntil 2 m oppfylling vil gi setninger i størrelsesorden 6-8 cm.

Geotekniske tiltak:

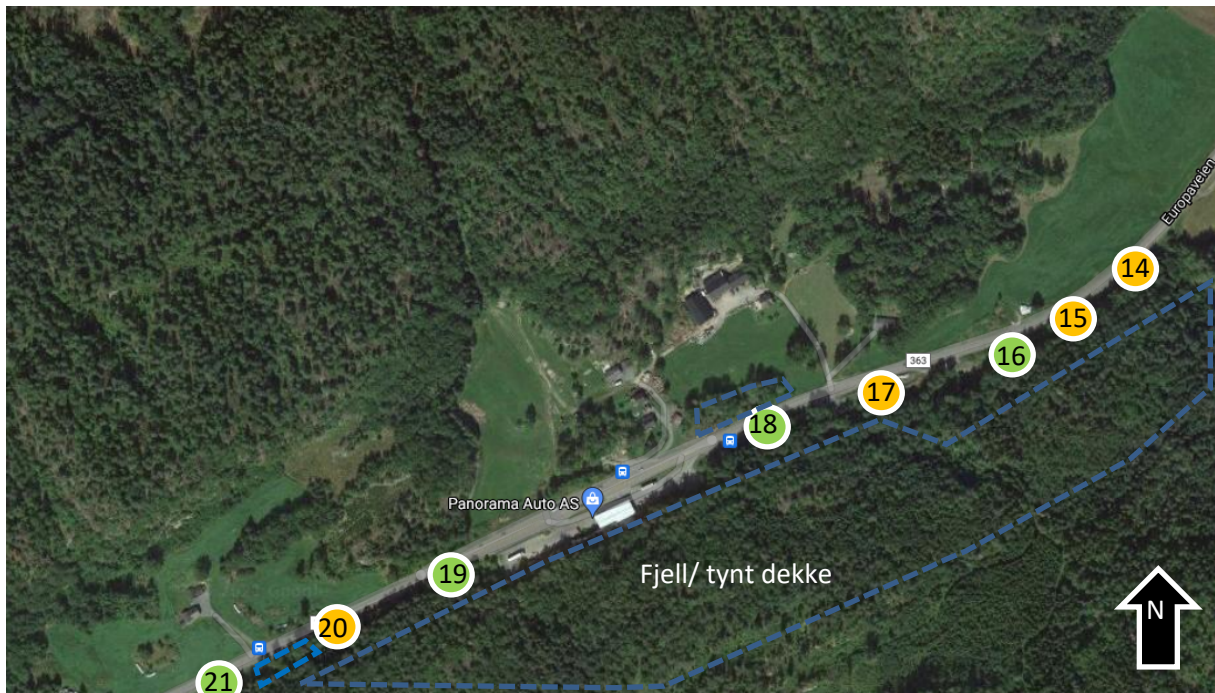
Man kan evt. benytte lette masser dersom man ønsker å redusere setningene.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Ny vegoverbygging skal dimensjoneres ut fra telefarlighetsklasse T4 og $su < 25$ kPa.

Bæreevnegruppe 6.

4.8 Delstrekning 2: Åby-Grindbakken Profil 50-1000



Figur 11: Flyfoto over delprofil 50-1000 med omtrentlig plassering av totalsondering 14-21 sør for Fv363. Maks fyllingshøyde er ca. 2 m ved profil 50, iht. mottatt dwg. underlag.

4.8.1 Topografi og grunnforhold

Omgivende terreng nord for Fv363, mellom profil 50 og 1000, består av jordbruksarealer mellom oppstikkende bergknauser. Sør for Fv363 er det et smalt belte med gress og skog mellom veien og fjellet. Terrengen er relativt plant med mindre oppstikkende bergknauser.

Traséen stiger jevnt fra ca. kote +28 i nordøst til ca. kote +55,5 i sørvest.

Resultater fra utførte totalsonderinger viser generelt grunt til antatt berg. Sonderingene er boret i løsmasser fra 1,3 til 6,8 m under antatt berg. Sonderingene viser middels bormotstand i et ca. 1-2 m tykt topplag av antatt sandig siltig materiale.

Resultatene fra opptatte prøver ved borhull 16 viser sandig siltig humusholdig materiale med noe grus til ca. 2,0 m under terreng. Derunder sandig silt til avsluttet prøvedyp ca. 3,5 m under terreng. Målt vanninnhold er mellom 14,7 og 32,8 %, omrørt skjærstyrke viser at det ikke er sprøbruddmateriale.

Kornfordelingsanalyser utført på prøvene viser meget telefarlig, T4.

Resultater fra opptatte prøver ved borhull 18 viser siltig grusig sandig humusholdig materiale med noe grus til ca. 2,0 m under terreng. Målt vanninnhold er mellom 17,4 og 32,2 %.

Kornfordelingsanalyser utført på prøvene viser meget telefarlig, T4.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Opptatte prøver ved borhull 20 viser humusholdig sandig silt til ca. 2,0 m under terreng. Derunder siltig leir til avsluttet prøvedyp ca. 4,5 m under terreng. Målt vanninnhold er mellom 18,5 og 59,2 %.

Kornfordelingsanalyser utført på prøvene viser meget telefarlig, T4.

CPTu-sondering utført ved borpunkt 20 indikerer leire/siltig leire fra 2 til ca. 5 m under terreng, videre indikerer sonderingen sand/grusig sand til avsluttet dybde ca. 5,5 m under terreng.

Det er installert en poretrykksmåler (piezometere) i borpunkt PZ20 som ikke har blitt avlest pr. dags dato.

4.8.2 Planlagte inngrep i terrenget

Mottatt planer viser at den planlagte sykkelveien stedvis blir liggende på inntil 1,5 m høy fylling og stedvis senket inntil 2 m i fra dagens terreng. Mellom profil 150 og 270 viser planene at det skal graves bort en kile med løsmasser inntil fjell. Kilen med løsmasser er på det høyeste ca. 5-6 m.

Mellom profil 270 til 930 er det kun mindre terrenginngrep med grunn graving og fyllinger mindre enn 2 m i beskjeden mektighet av løsmasser over ant. berg.

Mellom profil 930 og 1000 skal det inn mot fjell graves bort løsmasser inntil 3 m under terreng. Massene kan stedvis være meget bløte ca. 3 m under terreng.

4.8.3 Geotekniske forhold

Områdestabilitet:

Delstrekningen mellom profil 50-200 er identifisert som et aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Det henvises til NOT-03 for detaljer, ref. /2/.

Lokalstabilitet:

På grunn av lite inngrep og fordelaktig terrengformasjon forventes ikke stabilitetsproblemer for denne strekningen. Gravearbeider mellom profil 150-270 og 930-1000 må utføres med forsiktighet da det forventes stedvis meget bløte masser. Her må graveskråninger tilpasses stedlige forhold og mest mulig slake graveskråninger anbefales dvs. 1:2-1:3 eller slakere.

Vi anser lokalstabilitet som ivaretatt gitt at arbeidene utføres med stabile graveskråninger.

Setningsforhold:

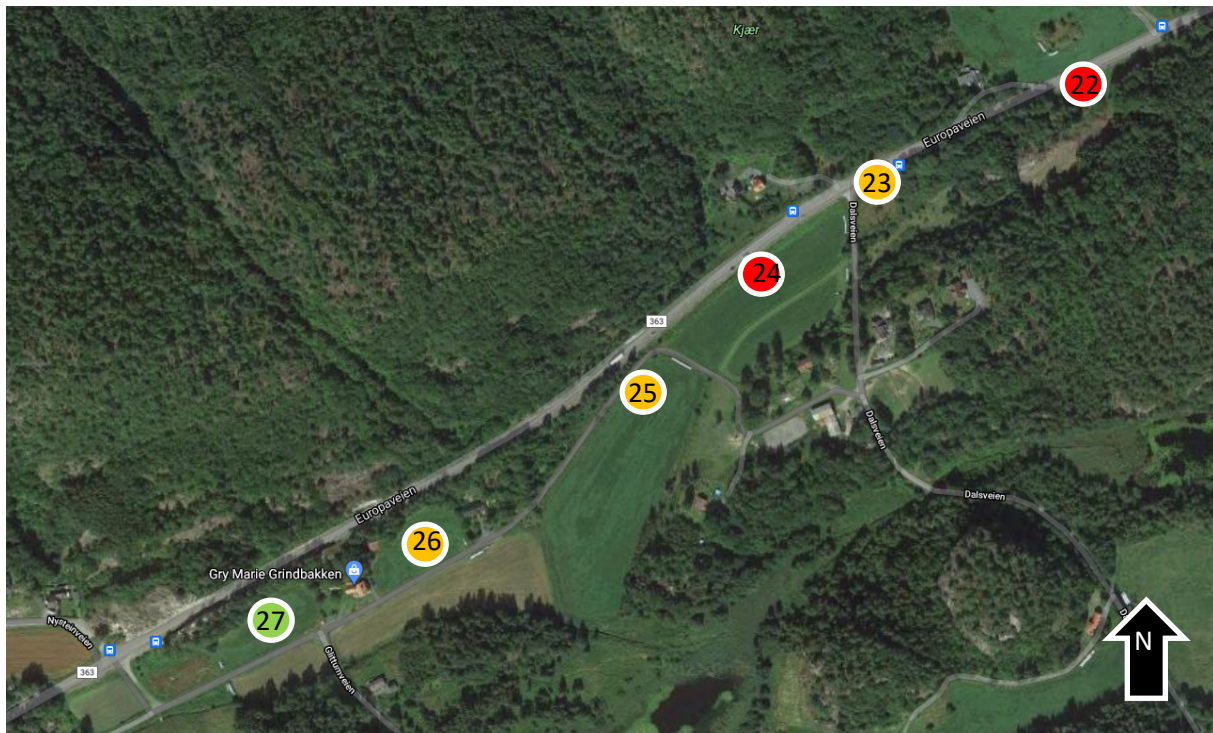
Topplaget inneholder en del humus ned til ca. 1,5 m. Videre er det stedvis bløt og sensitiv leire mot antatt berg. Avbøtende tiltak som f.eks. bruk av lette masser i fyllingene må påregnes her.

Geotekniske tiltak:

For å redusere setninger kan man masseutskifte humusholdig topplag fra 0 til 1,5 m under terreng med lette masser. Ny vegoverbygging skal dimensjoneres ut fra telefarlighetsklasse T4 og $su < 25$ kPa.

Bæreevnegruppe 6

4.9 Delstrekning 2: Åby-Grindbakken Profil 1000-1900



Figur 12: Flyfoto over delprofil 1000-1900 med omtrentlig plassering av totalsondering 22-26 sør for Fv363. Maks fyllingshøyde er ca. 4-5 m ved profil 1250, iht. mottatt dwg. underlag.

4.9.1 Topografi og grunnforhold

Omgivende terreng nord for planlagt G/S-veg mellom profil 1000 og 1240, består av oppstikkende bergknauser. Sør for planlagt G/S-veg mellom profil 1240 og 1900 er det generelt plant jordbruksareal. Terrenget er relativt plant.

Traséen heller jevnt ned mot sør fra ca. kote +50 i nordøst til ca. kote +40 i sørvest.

Resultater fra utførte totalsonderinger viser middels bormotstand i et 1-2 m tykt topplag av antatt tørrskorpe/ sandig silt. Videre lav og konstant avtakende bormotstand med dybden. Sonderingene indikere et 0-1 m tykt lag av ant. morenemateriale over antatt berg. Sonderingene er boret i løsmasser fra 3,3 til mer enn 29 m under terreng.

Resultater fra laboratorieanalyser på opptatte prøver ved borhull 22 viser humusholdig sandig silt til ca. 1,0 m under terreng. Derunder siltig leire til ca. 8,5 m dybde. Leira er bløt, stedvis middels fast og middels sensitiv. Leira er klassifisert som sprøbruddmateriale/kvikkleire fra ca. 5,5 m under terreng. Målt vanninnhold i massene varierer mellom 23,8 og 44,5 % av tørrvekt. Konus- og enaksiale-trykkforsøk viser udrenert skjærstyrke fra 9-54,5 kPa.

Kornfordelingsanalyser utført på prøvene viser meget telefarlig, T4.

Resultater fra laboratorieresultater på opptatte prøver ved borhull 24 viser humusholdig, leirig silt til ca. 1 m under terreng. Videre er det leirig silt/siltig leire til avsluttet prøve ca. 10 m under terreng. Målt vanninnhold varierer mellom 25,4 og 55,3 % av tørrvekt. Konus- og enaksiale-trykkforsøk viser udrenert skjærstyrke fra 24,0-36,0 kPa. Leira kan klassifiseres som middels fast og meget sensitiv med sprøbruddegenskaper fra ca. 4,7 m under terreng.

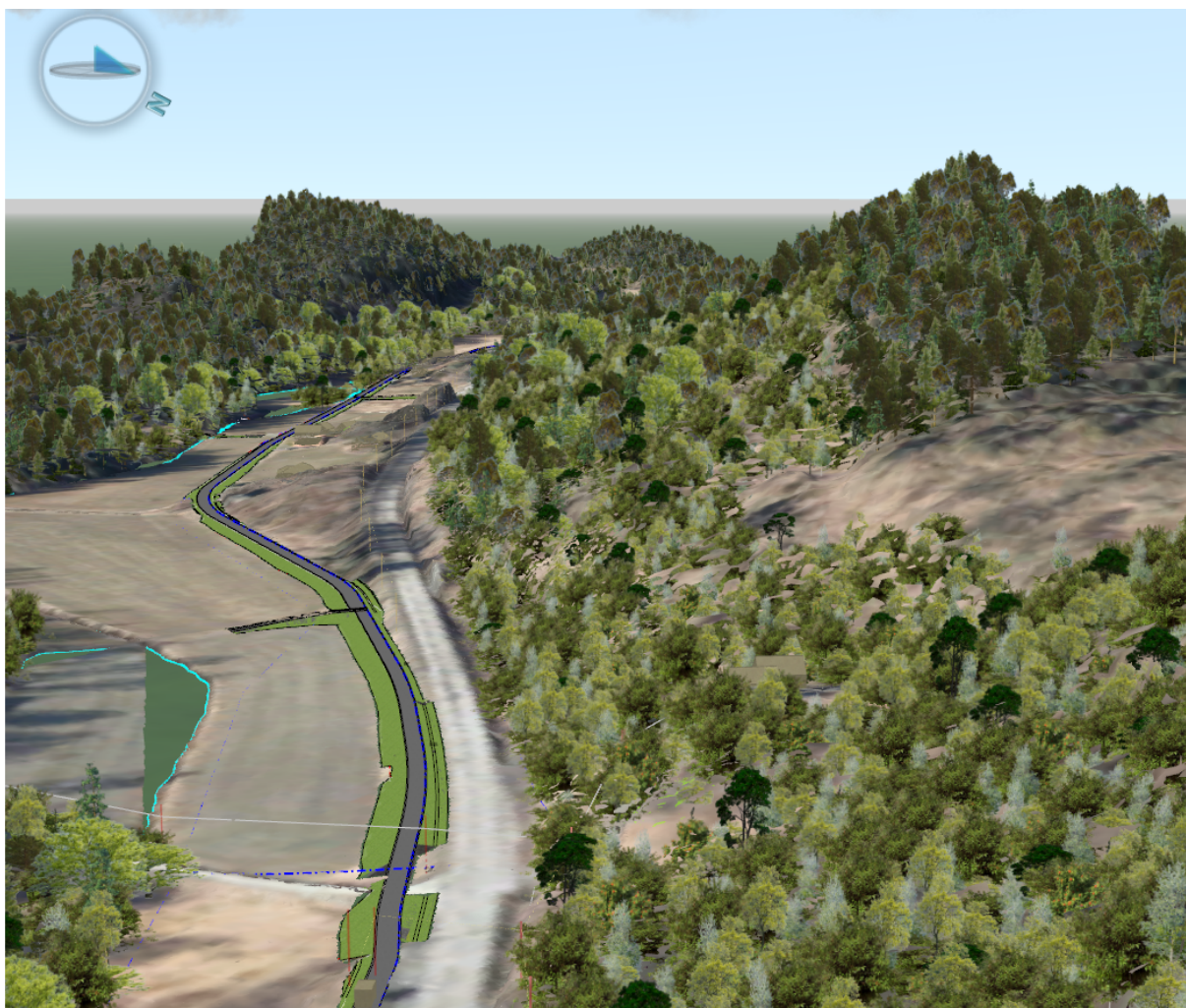
Kornfordelingsanalyser utført på prøvene viser meget telefarlig, T4.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

CPTu-sondering utført ved borpunkt indikerer leire/siltig leire fra 1 til ca. 17,5 m under terreng, videre indikerer sonderingen siltig sand/sand til avsluttet dybde ca. 20 m under terreng.

4.9.2 Planlagte inngrep i terrenget

Mottatte planer viser at det, mellom profil 1000 og 1240, generelt er beskjedne terrenginngrep med fri graving i løsmasser eller oppfylling inntil 2 m fra dagens terreng. Rundt profil 1160 ligger ny G/S-veg i en inntil 6 m høy skjæring i løsmasser. Mellom profil 1240 og 1270 ligger ny G/S-veg på en ca. 4,5 m høy fylling ut på jorde med drenerende bekk i bunnen. Mellom profil 1270 og 1900 ligger ny G/S-veg tilnærmet i terreng med kun mindre terrenginngrep i form av grøfter eller fyllinger under 2 m fra terreng. Fra profil 2380 til profil 2440 viser planene oppfylling på i skrått terreng ned mot bekkedraget lenger sørøst. Oppfyllingen varierer fra 1 til 2 m mektighet, med fyllingsfot inntil 5 m fra topp G/S-veg.



Figur 13: Mottatt bilde av modell fra Asplan Viak datert 19.05.21 viser planlagte tiltak mellom profil 1200 og 1900.

4.9.3 Geotekniske forhold

Områdestabilitet:

Det er ikke registrert terrenghøyder større enn 6 m eller terreng brattere enn 1:15. Vi vurderer dermed områdestabilitet som tilfredsstillende for delstrekningen.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Lokalstabilitet:

Generelt er det kun planlagt mindre inngrep på strekningen med fordelaktig terrengformasjon og det er ikke forventet stabilitetsproblemer. Planer for området mellom profil 1250-1270, viser ca. 6 m oppfylling på antatt sensitive masser ned mot bunnen av bekken. Det må gjøres stabilitetsberegninger for vurdering av lokalstabilitet og bæreevne før fyllingen legges ut.

Setningsforhold:

Terraplan har utført overslagsberegninger på forventede setninger i profil 1250. Beregningene viser forventet setningsverdi mellom 10-15 cm.

På grunn av variasjoner i løsmassemekthet, der ny fylling blir etablert på berg eller gammel fylling mot eksisterende vei og direkte på naturlige leirmasser i øst, forventes differansesetninger. Der største del av setningene opptrer direkte under den delen av fyllingen som etableres på naturlig avsatte løsmasser.

Geotekniske tiltak:

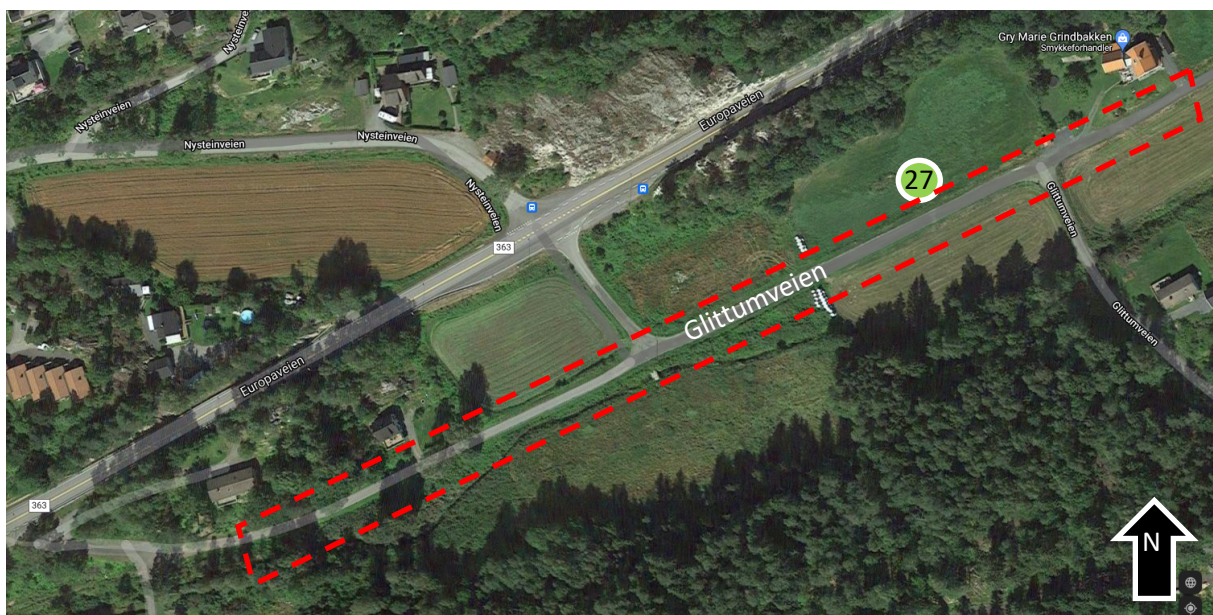
For å unngå stabilitetsproblemer mellom profil 1250-1270 kan det være aktuelt å masseuskitte med lette/superlette masser for å unngå stabilitetsproblemer ned mot bekken. Tiltaket må detaljprosjekteres.

Differansesetninger kan minimeres ved bruk av lette masser under veikroppen. Løsningen må detaljprosjekteres.

For å redusere setninger kan man masseuskitte humusholdig topplag fra 0 til 1,5 m under terreng. Ny vegoverbygging skal dimensjoneres ut fra telefarlighetsklasse T4 og $su < 25$ kPa.

Bæreevnegruppe 6.

4.10 Delstrekning 2: Åby-Grindbakken Profil 1900-2350



Figur 14 Flyfoto over delprofil 1900-2350 med omtrentlig plassering av totalsondering 27 nord for planlagt G/S-veg. Maks fyllingshøyde er ca. 2 m ved profil 1900, iht. mottatt dwg. underlag

4.10.1 Topografi og grunnforhold

Omgivende terreng for planlagt G/S-veg mellom profil 1900 og 2350, består av jordbruksarealer. Terrenget er relativt plant med et svakt fall mot ned mot bekken i sørøst.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

Traséen er tilnærmet plan mellom kote +38 og kote +41.

Totalsondering 27 viser middels bormotstand i antatt topplag av tørrskorpe av leire/silt til antatt berg, ca. 2 m under terreng

4.10.2 Planlagte inngrep i terrenget

Mottatte planer viser at det, mellom profil 1900 og 2350, generelt er beskjedne terrenginngrep med fri graving i løsmasser eller oppfylling inntil 2 m fra dagens terreng.

4.10.3 Geotekniske forhold

Stabilitetsforhold:

Generelt er det kun planlagt mindre inngrep på strekningen med fordelaktig terrengformasjon og det er ikke forventet stabilitetsproblemer.

Setningsforhold:

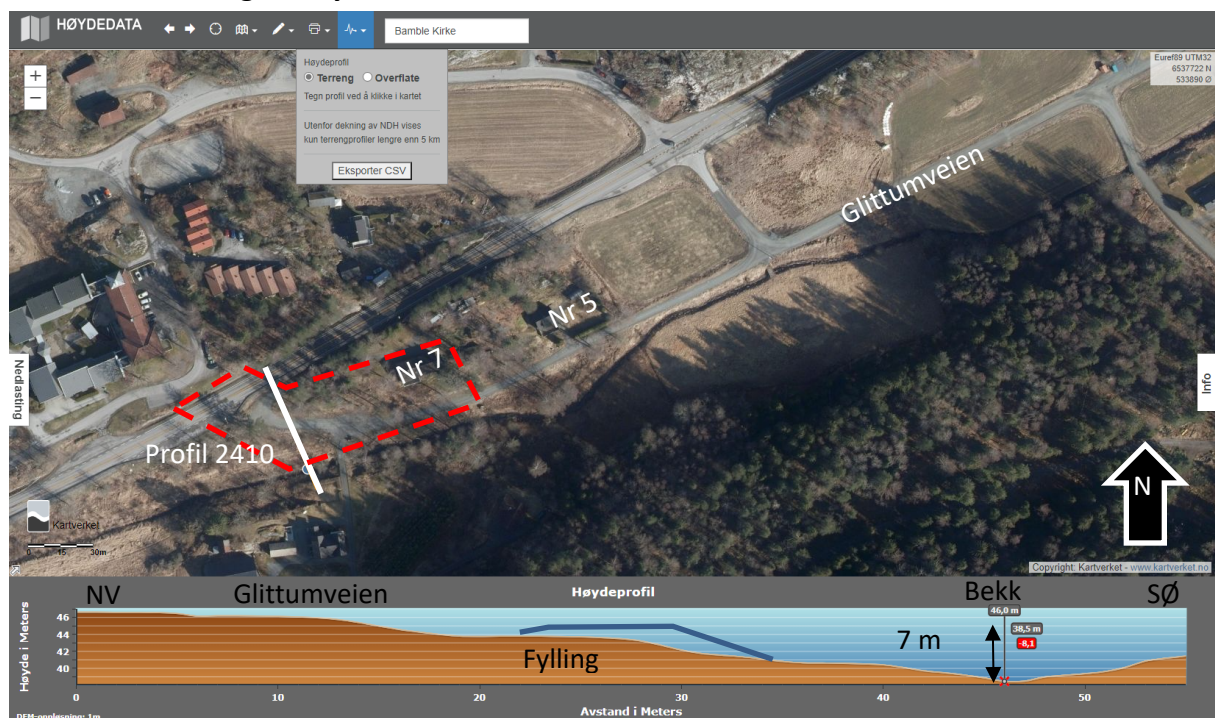
Da det kun er snakk om oppfylling av inntil 2m over beskjeden løsmassemektighet vil det ikke være setninger av betydning.

Geotekniske tiltak:

Ny vegoverbygging skal dimensjoneres ut fra telefarlighetsklasse T4 og $su < 25$ kPa.

Bæreevnegruppe 6.

4.11 Delstrekning 2: Åby-Grindbakken Profil 2350-2440



Figur 15 Flyfoto over delprofil 2350-2440 med omtrentlig plassering av profil 2410. Maks fyllingshøyde er ca. 5 m ved profil 2410, iht. mottatt dwg. underlag

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

4.11.1 Topografi og grunnforhold

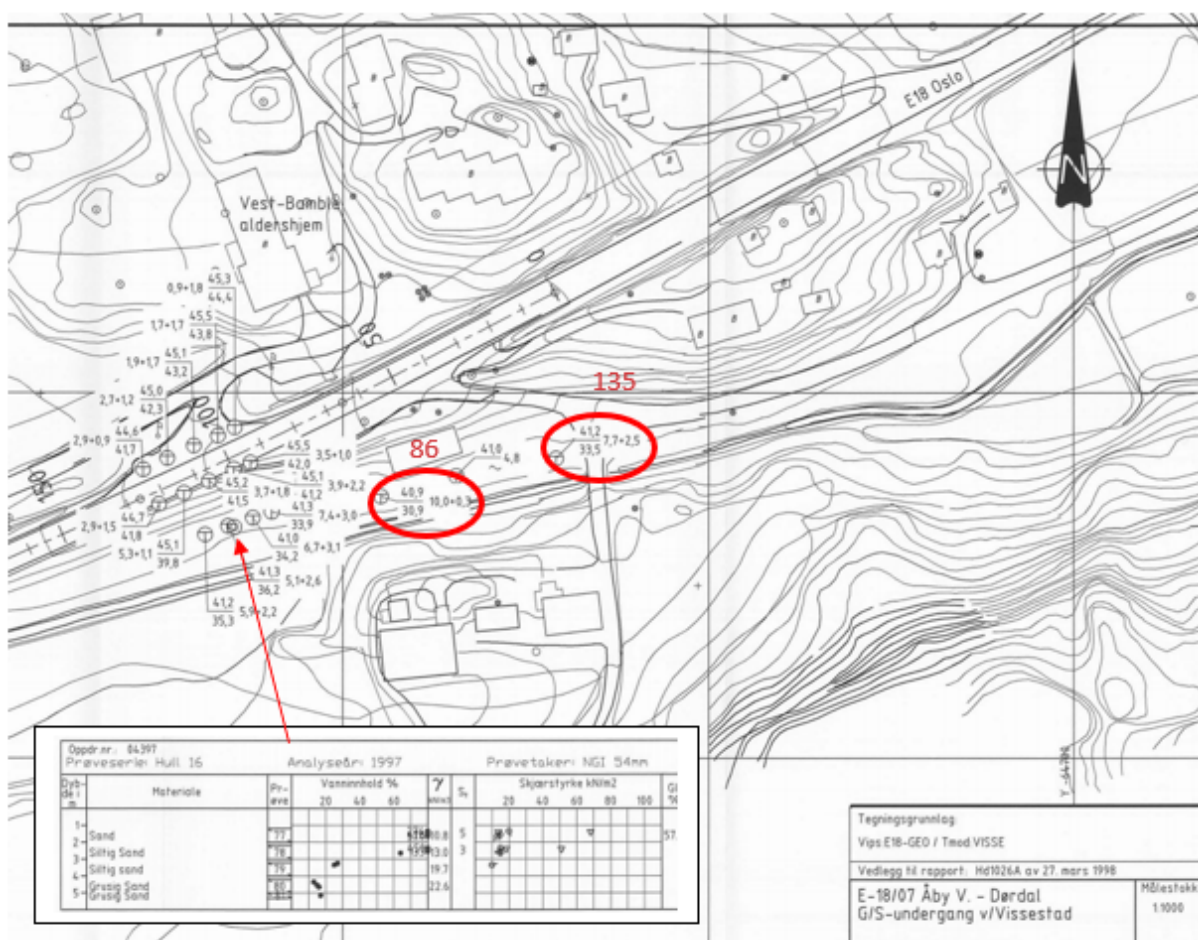
Omgivende terreng for planlagt G/S-veg mellom profil 2350 og 2440, består av jordbruksarealer. Terrenget er relativt plant frem til eiendommen i Glittumveien 5 med et svakt fall mot ned mot bekken i sørøst.

Traséen er tilnærmet plan mellom kote +41 og kote +46.

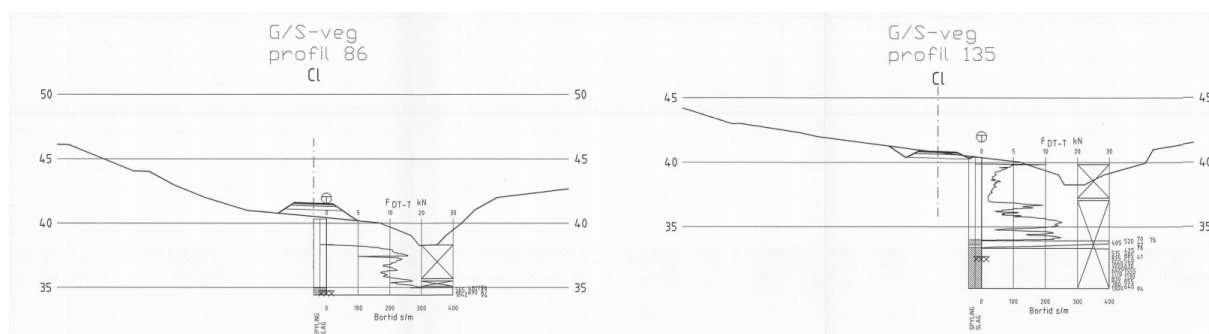
Nærmeste totalsondering 27, ca. 350 m nordøst, viser middels bormotstand i antatt topplag av tørrskorpe av leire/silt til antatt berg, ca. 2 m under terreng.

Videre er har SVV utført grunnundersøkelser for tidligere E18, nå Fv363, og planlagt G/S-veg i rapport Hd1026A. Utførte totalsonderinger, vist i figur 16 nedenfor, viser dybder til antatt fjell fra 4,8 til 10 m under terreng. Sonderingene og prøveserie viser varierende grunnforhold Totalsondering 86 og prøveserie ved hull 16 viser faste forhold og grunt til fjell. Totalsondering ved profil 135 viser et ca. 1 m tykt topplag av antatt tørrskorpeleire over 2 m med antatt bløt og sensitiv leire til ca. 3 m under terreng. Derunder 3-4 m med fast lagret friksjonsmateriale til antatt fjell.

Totalsondering sørvest for profil 86 viser at det lenger sørvest er grunnere til antatt fjell og mer innhold av sand og grus.



Figur 16: Utsnitt fra borplan i SvV sin rapport Hd1026A av mars 1998



Figur 17: Utsnitt av profil 86 og 135 med totalsonderinger nær planlagt G/S-veg. Fra SVV rapport HD1026A.

4.11.2 Planlagte inngrep i terrenget

Mottatte planer viser at det, mellom profil 2350 og 2440, er planer om en inntil 5 m høy fylling ut mot bekken i sør.

4.11.3 Geotekniske forhold

Områdestabilitet:

Delstrekningen er identifisert som et aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Det henvises til NOT-03 for detaljer, ref. /2/.

Lokalstabilitet:

Da det er planer om en inntil 5 m høy fylling på bløt og sensitiv leire, tett på bekkeløpet, med total høydeforskjell ca. 7 m kan man få stabilitetsproblemer med utglidning i bekken.

Setningsforhold:

En inntil 7 m høy fylling vil gi setninger. Vi har ingen deformasjonsparametere for å gjøre setningsberegninger for denne strekningen.

Geotekniske tiltak:

For å unngå stabilitetsproblemer ned mot bekken i sørøst og setninger fra fyllingen må det her renskes til underliggende rene mineralske masser (antatt morenemateriale) ca. 3-4 m under terreng. Massene erstattes med sprengsteinsfylling med helning 1:1,5.

5 Konklusjon og sluttkommentarer

Foreliggende rapport konkluderer med at største delen av planlagt G/S-veg kan utføres som planlagt.

Det er imidlertid behov for omfattende tiltak mellom profil 190-300 på delstrekning 1 for etablering av ny kulvert under Fv363. Det henvises til notat -03, ref. /2/.

Videre er det behov for stabilitetsberegninger mellom profil 1250-1270 på delstrekning 2 for en etablering av inntil 5 m høy fylling.

For å ivareta lokalstabilitet og unngå store setninger i profil 2350-2440 på delstrekning 2 er det her behov for å masseutskifte med sprengstein til rene mineralske masser (morene).

Det forutsettes videre at vurderinger og anbefalte løsninger presentert i foreliggende notat detaljprosjekteres i neste fase.

Område omtrentlig markert i gult på Figur 9 er aktuelt for mellomlagring av sprengstein. Det bør imidlertid utføres en vurdering av løsmasseoverdekning, og muligens utføres grunnundersøkelser.

Geoteknisk prosjekteringsnotat, geotekniske vurderinger.

6 Tegning- og vedlegglister

Oversiktskart RIG-TEG-000

Borplaner RIG-TEG-001

7 Referanser

- /1/ Terraplan AS 02.11.2021. RIG-RAP-01_rev01 Bamble-Grindbakken datarapport
- /2/ Terraplan AS 08.12.2021 RIG-RAP-NOT-03_rev03 Geoteknisk vurdering av områdestabilitet
- /3/ Statens vegvesen, Geoteknisk rapport Hd1026A E18/07 Åby V. Dørdal G/S-undergang.
- /4/ Statens vegvesen, Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, 2018
- /5/ Statens vegvesen, Håndbok V221 Grunnforsterkning fyllinger og skråninger, 2012/14.
- /6/ Statens vegvesen, Håndbok N200: Vegbygging, juni 2021.

Z:\05 Prosjekter\20118 - Asplan Viak - Fv 363 Bamble kirke - Grindebakken Avrop rammeavtale VTF fylkeskommune\04. Prosjekt\1\01 Produksjon\06 Databasebehandling, tegninger\02 Under arbeid\Oversiktsplan.dwg, - Layout: (000); - Plottet av: dav, Dato: 2021.04.20 kl 14:02



Terraplan

ASPLAN VIAK AS

Fv. 363 BAMBLE KIRKE - GRINDEBAKKEN
GRUNNUNDERSØKELSER
OVERSIKTSPLAN

Status
DATARAPPORT

Konstr./Tegnet
OJ

Oppdragsnr.
20118

Fag
RIG

Kontrollert
AB

Tegningsnr.
RIG-TEG-000

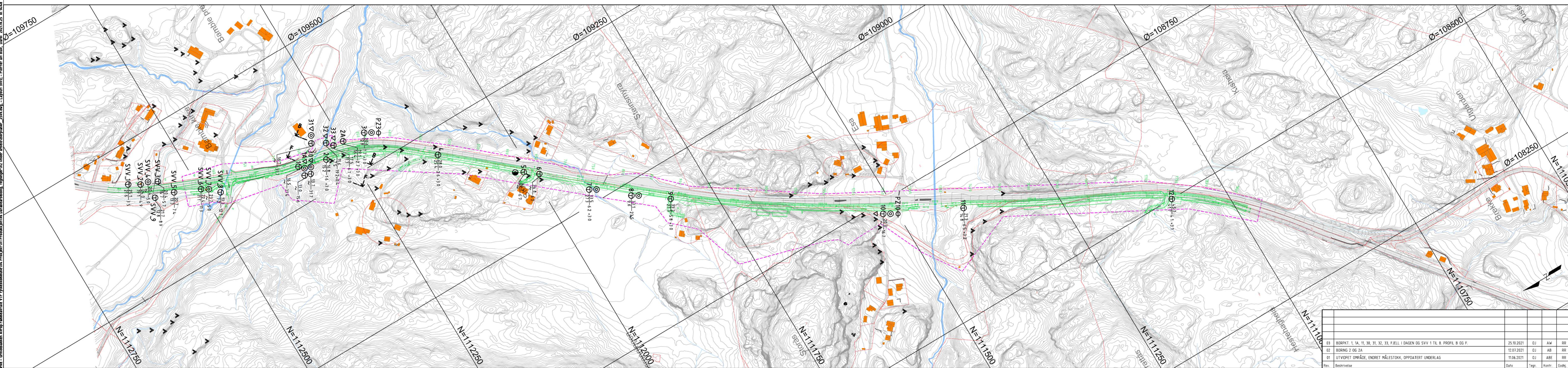
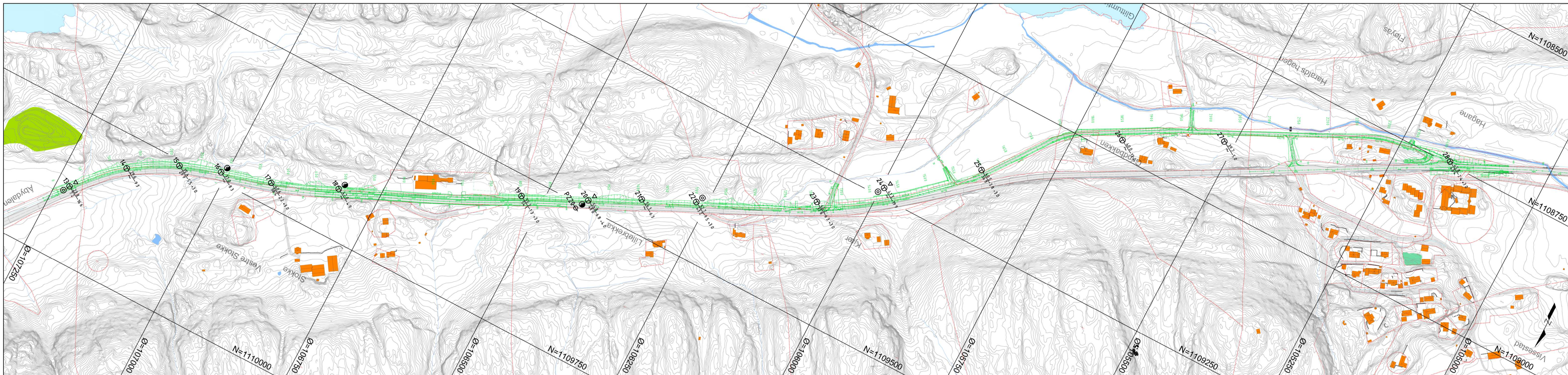
Original format
A4

Godkjent
RR

Dato
20.04.2021

Målestokk
1:25000

Rev.
0

[illegible]