

RAPPORT

Fv. 481 Angedalsvegen

OPPDRAUGSGIVER

Statens vegvesen, region vest

EMNE

Geotekniske vurderinger Prestefossen

DATO / REVISJON: 24.juni 2019 / 01

DOKUMENTKODE: 10203949-RIG-RAP-004



Multiconsult

Denne rapporten er utarbeidet av Multiconsult i egen regi eller på oppdrag fra kunde. Kundens rettigheter til rapporten er regulert i oppdragsavtalen. Hvis kunden i samsvar med oppdragsavtalen gir tredjepart tilgang til rapporten, har ikke tredjepart andre eller større rettigheter enn det han kan utlede fra kunden. Multiconsult har intet ansvar dersom rapporten eller deler av denne brukes til andre formål, på annen måte eller av andre enn det Multiconsult skriftlig har avtalt eller samtykket til. Deler av rapportens innhold er i tillegg beskyttet av opphavsrett. Kopiering, distribusjon, endring, bearbeidelse eller annen bruk av rapporten kan ikke skje uten avtale med Multiconsult eller eventuell annen opphavsrettshaver.

RAPPORT

OPPDRAAG	Fv. 481 Angedalsvegen	DOKUMENTKODE	10203949-RIG-RAP-004
EMNE	Geotekniske vurderinger Prestefossen	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAAGSGIVER	Statens vegvesen, region vest	OPPDRAAGSLEDER	Lise Føsund Christiansen
KONTAKTPERSON	Rolf Aasland / Jan Helge Aalbu	UTARBEIDET AV	Lise Føsund Christiansen
KOORDINATER	SONE: 32 ØST: 334156 NORD: 6817998	ANSVARLIG ENHET	10233011 Geoteknikk Vest
GNR./BNR./SNR.	/ / / Førde kommune		

SAMMENDRAG

Etter oppdrag fra Førdepakken planlegger Statens vegvesen Region Vest en oppgradering av Fv. 481 Angedalsvegen, både med utvidelse av dagens bilvei, samt etablering av egen sykkelvei og nytt fortau.

Geotekniske vurderinger for reguleringsplanarbeidet ved Prestefoss bru er satt ut til Multiconsult. Foreliggende rapport presenterer grunnlag for geotekniske beregninger og vurderinger for veilinje 10008, samt lokalveien veilinje 61300, som grunnlag for reguleringsplan på strekningen ved Prestefoss. Vurdering av områdestabilitet er Statens vegvesen sitt ansvar.

Ved Prestefoss varierer løsmassemekktigheten mellom 2,2 og 18,7 m. Løsmassene i skråningen på oversiden av Fv. 481 har et topplag av torv eller sand, grus og stein på mellom ca. 1 og 3 m. Mellom profil 1400 og 1470 består løsmassene i underkant av topplaget av antatt kvikkleire/sprøbruddmateriale med mektighet på opptil ca. 10 m, med økende mektighet mot vest. Laget med antatt kvikkleire strekker seg helt ut til front av skråning. Mellom profil 1470 og 1500 synker løsmassemekktigheten fra ca. 12 til 6 m og løsmassene består av antatte friksjonsmasser av sand, grus og morene i hele dybden. Mellom profil 1500 og 1570 består løsmassene i øvre del av skråningen av leirig silt med sandsjikt med mektighet på opptil ca. 8 m og i nedre del av antatte friksjonsmasser av sand, grus og morene.

Løsmassene i eksisterende vei består i hovedsak av grove friksjonsmasser av sand, grus og stein. Dybde til berg varierer fra 9,1 til 0,9 m, og synker med stigende profilnr. mot øst. Det er ikke utført grunnundersøkelser på nedsiden av Fv. 481, mot Anga. Befaring ned mot Anga mellom profil 1500 og 1550 viser at det ligger store steiner/blokker i skråningen, antatt plastring. Dybde til berg i elveløpet er ukjent. Ved nordre landkar for broen og videre østover, profil 1550 til 1600 er det berg i dagen ved elveløpet.

For veilinje 10008 anbefaler vi å benytte konstruktive tiltak for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet. Mellom PR. 1420 og 1470 tilrås rørspunt og mellom PR. 1470 og 1605 rørvegg. Mellom PR. 1400 og 1500 er det behov for midlertidig motfylling i forkant av installasjon av rørspunt/rørvegg pga. lav sikkerhet for dagens situasjon. Videre kan det være behov for en midlertidig oppstøtting mellom PR. 1550 og 1600.

Det vil trolig være mulig å holde åpent et kjørefelt i Fv. 481 Angedalsvegen i anleggsperioden, men dette må vurderes nærmere på byggeplan. Det kan bli behov for å stenge veien helt under deler av arbeidene, f.eks. ved etablering av anker. Veiplanlegger må vurdere om det er tilstrekkelig areal til å kunne holde oppe et kjørefelt og/eller fortau. Lokalveien veilinje 61300 må stenges helt ved etablering av rørspunt og inntil ny vei er bygd opp. I forbindelse med adkomst til boliger og eventuelt åpent felt i Fv. 481 vil det være liten avstand mellom anleggsmaskiner og andre trafikanter.

I byggeplan må det utarbeides detaljerte faseplaner for å ivareta stabiliteten i området og HMS-hensyn i hele anleggsperioden.

Rapporten er revidert etter kommentarer fra uavhengig kontrollør. Revidert tekst er markert med kursiv.

01	24.06.2019	Revidert etter uavhengig kontroll	Lise Føsund Christiansen	Anne Birgitte Roe	Lise Føsund Christiansen
00	15.03.2019	Utsendelse av rapport	Lise Føsund Christiansen	Anne Birgitte Roe	Lise Føsund Christiansen
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

INNHOLDSFORTEGNELSE

1	Innledning	6
2	Grunnlag.....	8
3	Topografi og grunnforhold	10
3.1	Generelt	10
3.2	Topografi og løsmasser	10
3.3	Grunnvann	12
3.4	Vannstand i elven Anga	12
3.5	Elveforbygning	12
4	Kvikkleire/sprøbruddmateriale	13
4.1	Generelt	13
4.2	Utbredelse av kvikkleire/sprøbruddmateriale	13
5	Sikkerhetsprinsipper	14
5.1	Geotekniske problemstillinger	14
5.2	Geoteknisk prosjektering. Kategori, grensetilstander.....	14
6	Materialparametere	15
7	Stabilitetsberegninger	16
7.1	Generelt	16
7.2	Stabilitetsberegninger.....	16
8	Geotekniske vurderinger	17
8.1	Generelt	17
8.2	Veilinj 10008	17
8.2.1	Profil 1400-1470	17
8.2.2	Profil 1470-1505	18
8.2.3	Profil 1505-1650	19
8.2.4	Oppsummering	20
8.3	Veilinj 61300	20
8.4	Generelle retningslinjer for grunnarbeider.....	21
8.4.1	Fylling og graving	21
8.4.2	Mellomlagring av masser	21
8.5	Setninger.....	22
8.6	Erosjon i elveløpet	22
8.7	Anleggsarbeid	22
8.7.1	Fv. 481 Angedalsvegen	22
8.7.2	Adkomst Angedalsvegen 26 – 32	23
8.7.3	Adkomst Solvang 11/13 og Angedalsvegen 61/63.....	23
8.7.4	Adkomst Solvang 5/7/9.....	23
8.8	Areal.....	23
8.9	Kritiske momenter og risiko.....	24
8.10	Usikre momenter og videre arbeider.....	24
9	Referanser	26

Tegninger

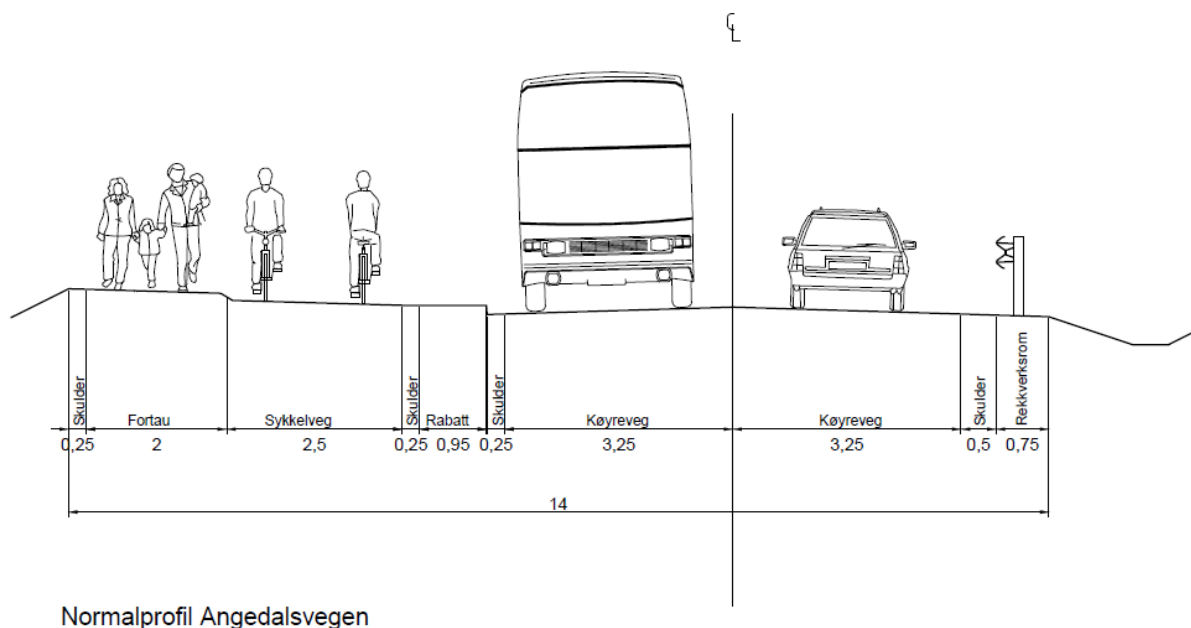
10203949-RIG-TEG	-000	Oversiktskart
	-001.3 rev03	Borplan Prestefoss, VL 10008 og 36100
	-003.1 rev01	Situasjonsplan Prestefoss VL 10008
	-350 rev01	Piezometer PZ. 102 og PZ. 109
	-500.5	CPTU BP.102, aktiv udrenert skjærfasthet, C_{uA} , korrelert mot B_q
	-500.6	CPTU BP.102, aktiv udrenert skjærfasthet, C_{uA} , korrelert mot S_t , OCR og I_p
	-502.5	CPTU BP.116, aktiv udrenert skjærfasthet, C_{uA} , korrelert mot B_q
	-502.6	CPTU BP.116, aktiv udrenert skjærfasthet, C_{uA} , korrelert mot S_t , OCR og I_p
	-503.5	CPTU BP.1564, aktiv udrenert skjærfasthet, C_{uA} , korrelert mot B_q
	-503.6	CPTU BP.1564, aktiv udrenert skjærfasthet, C_{uA} , korrelert mot S_t , OCR og I_p
	-810.1	Profil I, stabilitetsberegning, dagens situasjon, ADP-analyse
	-810.2	Profil I, stabilitetsberegning, dagens situasjon, $a\phi$ -analyse
	-810.3	Profil I, stabilitetsberegning, tiltak for ny VL 11002, ADP-analyse
	-810.4	Profil I, stabilitetsberegning, tiltak for ny VL 11002, $a\phi$ -analyse
	-811.1	Profil II, stabilitetsberegning, dagens situasjon, ADP-analyse
	-811.2	Profil II, stabilitetsberegning, dagens situasjon, $a\phi$ -analyse
	-811.3	Profil II, stabilitetsberegning, tiltak for ny VL 11002, ADP-analyse
	-811.4	Profil II, stabilitetsberegning, tiltak for ny VL 11002, $a\phi$ -analyse
	-812.1	Profil III, stabilitetsberegning, dagens situasjon, $a\phi$ -analyse
	-812.2	Profil III, stabilitetsberegning, VL 10008, $a\phi$ -analyse
	-813.1	Profil IV, stabilitetsberegning, dagens situasjon, ADP-analyse
	-814.1	Profil VI, stabilitetsberegning, dagens situasjon, ADP-analyse
	-814.2	Profil VI, stabilitetsberegning, dagens situasjon, $a\phi$ -analyse

Vedlegg

- A. Rev.00 Sikkerhetsprinsipper
- B. Rev.01 Materialparametere
- C. Rev. 01 Stabilitetsberegninger
- D. Rev. 00 Tolkning av treaksialforsøk utført av Statens vegvesen i BP. 1526

1 Innledning

Etter oppdrag fra Førdepakken planlegger Statens vegvesen Region Vest en oppgradering av Fv. 481 Angedalsvegen, både med utvidelse av dagens bilvei, samt etablering av egen sykkelvei og nytt fortau. Breddeutvidelsen i forhold til dagens trasé er i størrelsesorden 6 m. Figur 1-1 viser et normalprofil for planlagt vei.



Figur 1-1: Normalprofil Fv. 481.

I Førdepakken omtales strekningen mellom Fv. 481 Angedalsvegen og Prestefoss bru som tiltak 15 og Fv. 481 Angedalsvegen videre fra Prestefoss bru som tiltak 19. Området ved Prestefoss bru er satt ut til Multiconsult og omtales i foreliggende rapport. Multiconsult Norge AS er engasjert av Statens vegvesen for å utføre følgende geotekniske oppgaver ved Prestefoss:

- Grunnundersøkelser og rapportering av grunnundersøkelser
- Innledende vurdering av veilinje og regelverk
- Innledende stabilitetsberegninger av dagens situasjon
- Kalk-sement forsøk
- Vurdering av eksisterende murer ved Prestefossen
- Vurdering av to veilinjer
- Vurdering for reguleringsplan, en veilinje

I forbindelse med en pågående reguleringsplan utarbeider Statens vegvesen kvikkleiresoner for hele strekningen. Multiconsult vurderer kun lokalstabiliteten ved Prestefossen.

Innledningsvis har Multiconsult på vegne av Statens vegvesen sett på 2 alternative veilinjer for Fv. 481 forbi Prestefossen. Veilinje 10008 og 11002 er vurdert mellom profil 1400 og 1650 og rapportert i ref. [1]. Statens vegvesen har valgt å gå videre med veilinje 10008. Veilinje 10008 er justert i

etterkant av innledende geotekniske vurderinger for ref. [1]. Veilinen er flyttet noe lenger inn i skråningen ved Prestefossen bro for å få en bedre kryssløsning mot broen samt bedre situasjonen for skråningen ut mot elven.

Foreliggende rapport presenterer grunnlag for geotekniske beregninger og vurderinger for justert veilinje 10008, samt lokalveien veilinje 61300, som grunnlag for reguleringsplan på strekningen ved Prestefoss. Videre presenteres resultater fra stabilitetsberegninger, samt orienterende geotekniske vurderinger av nødvendige tiltak tilknyttet veilinjene. Rapporten tar utgangspunkt i anbefalte løsninger fra rapport ref. [1].

Rapporten er revidert etter uavhengig kontroll av Rambøll. Revidert tekst er markert med kursiv. Kommentarer fra uavhengig kontroll fremgår av notat 1350030089 G-not-02 [2]. Kommentar/tilsvar fra Multiconsult fremgår av notat 10203949-RIG-NOT-006 [3].

2 Grunnlag

Multiconsult Norge AS har våren og sommeren 2018 utført supplerende grunnundersøkelser for reguleringsplan i Førde langs Fv. 481 Angedalsvegen. Det er i hovedsak utført grunnundersøkelser i området ved Prestefossen som foreliggende rapport omhandler, men det er også utført noen undersøkelser i områdene Prestholten, Smestad, Grovene og Rusta for Statens vegvesen. Tidligere har både Statens vegvesen og Rambøll utført grunnundersøkelser for tiltak 15. Resultatene fra grunnundersøkelsene er rapportert i rapport nr. 10203949-RIG-RAP-001 [4]. Rapporten inkluderer tidligere relevante grunnundersøkelser i området.

Statens vegvesen rapport nr. 30208-GEOT-2 viser til følgende rapporter angående tidligere utførte grunnundersøkelsene [5]:

- Sd 59 Fv. 481 Sentrumspl – Botn, Parsell sentrumsplan – Prestefoss bru, Stabilitetstilhøve, datert 7.12.1979 (Vegvesenet)
- S-91-A Angedalsvegen i Førde, Stabilitetsforhold, datert 30. juli 1975 (Vegvesenet)
- Grunnundersøkelser utført i mars 2017 av Statens vegvesen
- Grunnundersøkelser utført i september 2017 av Rambøll

Resultater fra disse undersøkelsene er delvis innarbeidet i rapport nr. 10203949-RIG-RAP-001 [4].

Dokumenter/tegninger som er benyttet som grunnlag fremgår av Tabell 2-1.

Tabell 2-1: Grunnlagsdokumenter.

Nr.	Tegning/dokument	Tittel/kommentar	Datert
1	Fv481_Angedalsvegen_30532r	Novapoint-modell, endringer mottas. 1. Veilinje 10008 2. Veilinje 36100 (lokalvei)	Sist hentet ut 20.02.2019 og sist endret i modell 07.02.2019 1. Sist hentet ut 17.12.2018 og sist endret i modell 15.11.2018
2	T_GEOM_001		Hentet ut fra lagringsboks til SVV februar 2018
3	T_KART_001		Hentet ut fra lagringsboks til SVV februar 2018
4	Illustrasjon normalprofil		Mottatt på e-post fra SVV 21.11.2018
5	10203949-RIG-RAP-003	Innledende geotekniske vurderinger Prestefossen. Inneholder vurderinger av både VL 10008 og 11002 i forbindelse med oppgradering av Fv. 481 Angedalsvegen.	18.01.2019

Veilinjer og fylling-/skjæringsutslag er utarbeidet av Statens vegvesen. SVV har informert om at veilinje 10008 er vist med skjæringshelning 1:1,5 og 2 m ekstra veiskulder for tiltak.

Det er benyttet koordinatsystem EU89, UTM-sone 32. Høydesystem NN2000 er benyttet ved innmåling av borpunkter av Multiconsult, mens kartgrunnlaget er i NN1954. Differansen mellom NN1954 og NN2000 i Førde er ca. 5 cm iht. kartverket.

3 Topografi og grunnforhold

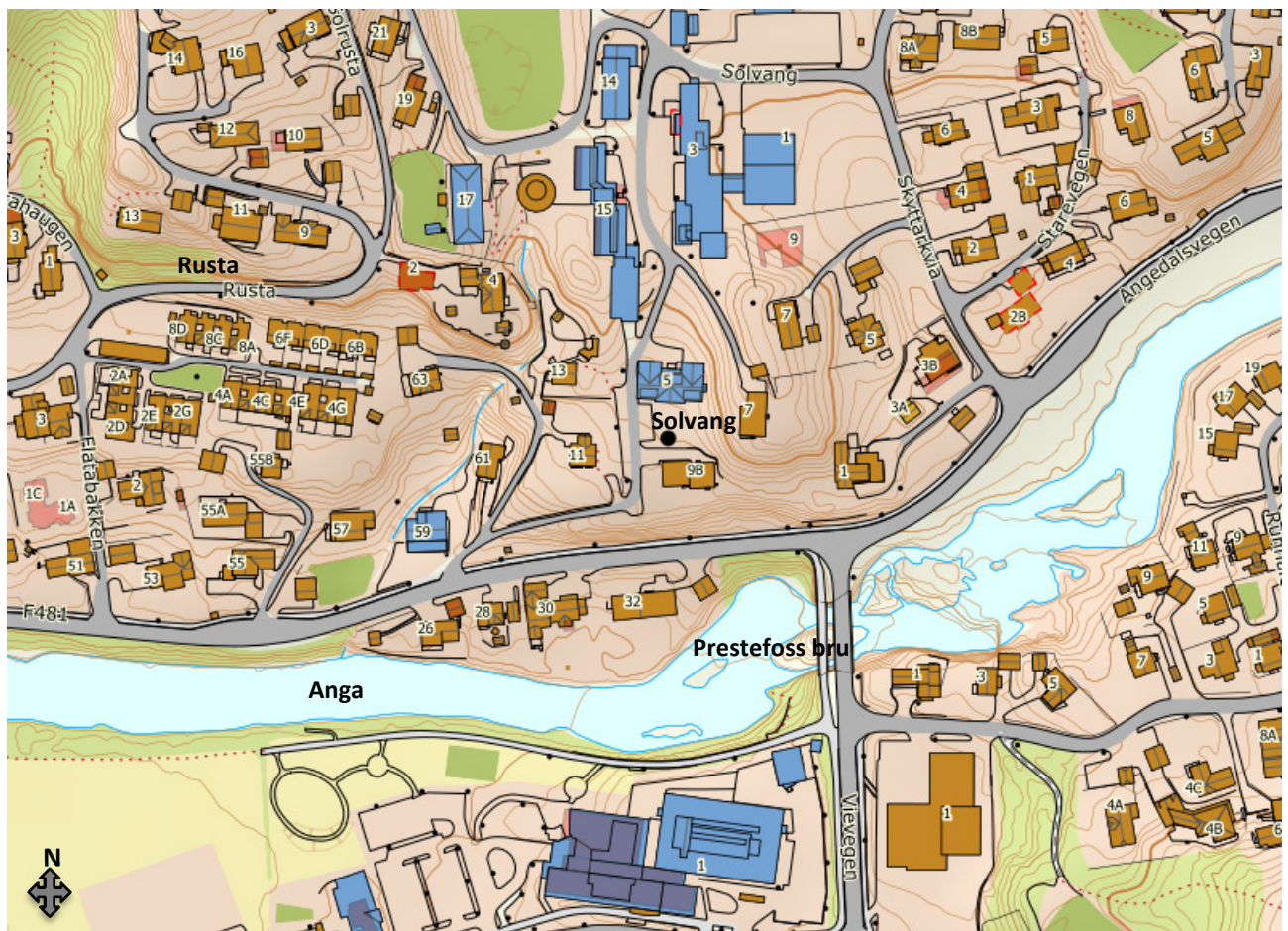
3.1 Generelt

Delstrekningen har en lengde på 250 m forbi Prestefoss i Førde. Statens vegvesen har valgt å gå videre med veilinje 10008. Veilinjene følger eksisterende vei, med en breddeutvidelse på hhv. nordvest siden av eksisterende Fv. 481. I tillegg påvirkes en lokalvei nordvest for eksisterende vei opp til Solvang, veilinje 61300.

Profilnummerering henviser til veilinje 10008 så fremt ikke annet er spesifisert.

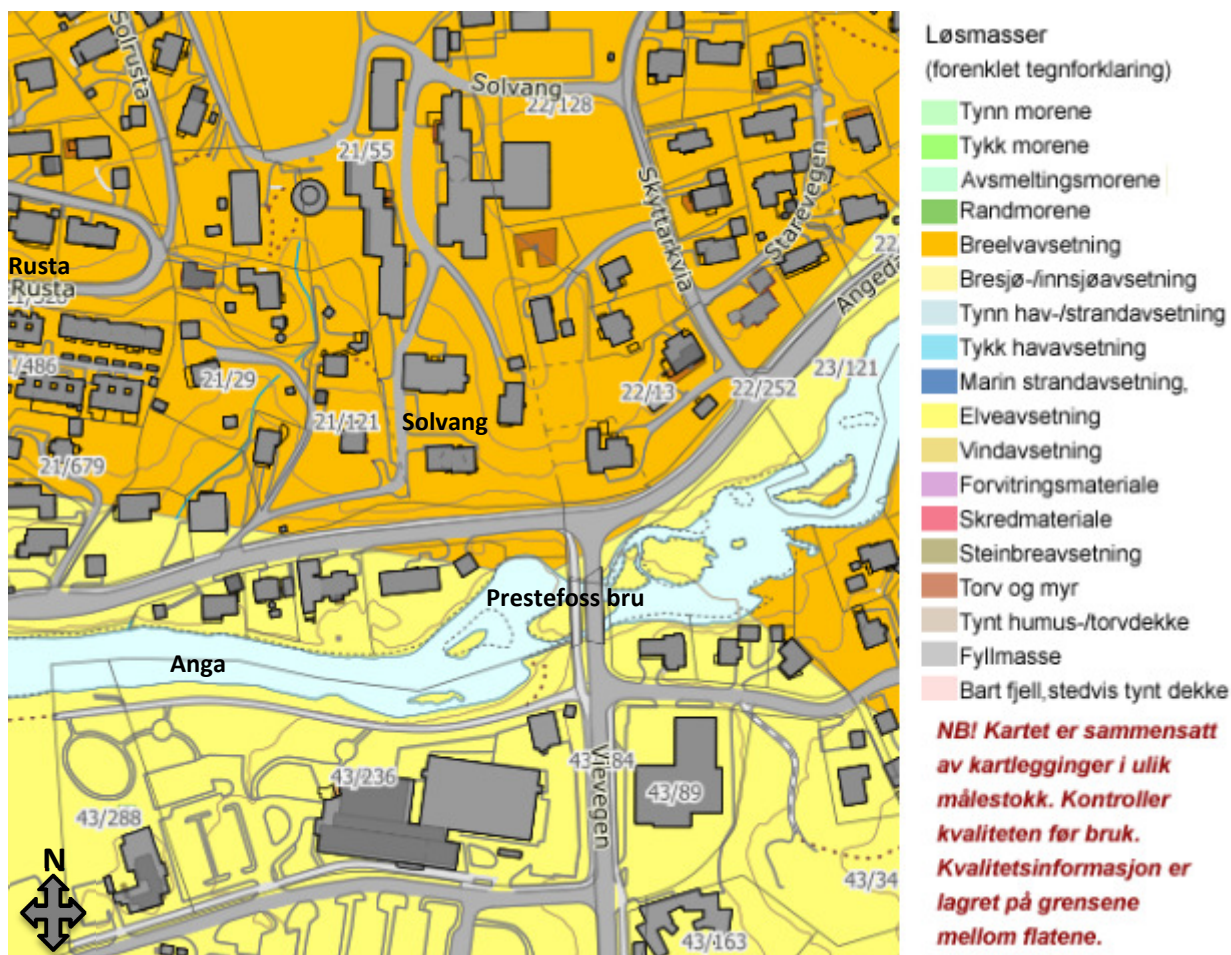
3.2 Topografi og løsmasser

Ved Prestefossen ligger Fv. 481 på ca. mellom kote +8 i vest og +17 i øst, høyden stiger med økende profilnr. På nordsiden av veien er det en løsmasseterrasse som stiger mot nord. Vestre del av terrassen ligger på ca. kote +18 (Solvang 9) og på østsiden er det en høyde på ca. kote +29 (Solvang 7). Helningen varierer mellom ca. 1:5 og 1:1,5, og er stedvis brattere. Langs eksisterende fortau ved fot skråning er det etablert noen murer. På sørsiden av veien er det et platå på ca. kote +7 i vest, og skråningen har helning ca. 1:2,2 ned mot elven. Lengre øst faller terrenget fra eksisterende vei og ned mot elven med helning ca. 1:1,5 og skråningen er ca. 6 m høy. Fra broen og videre nordøst er det berg i dagen på nedsiden av veien og i deler av elveløpet. På Figur 3-1 er det vist et oversiktskart over det aktuelle området.



Figur 3-1: Oversiktskart over området Prestefoss [6].

Kvartærgeologisk kart angir at løsmassene i planområdet hovedsakelig består av breelv- og elveavsetning, se utsnitt av kvartærgeologisk kart på Figur 3-2. Det bemerkes at kvartærgeologisk kart er basert på grunne prøver av løsmassene. Følgelig kan løsmassene i dybden bestå av andre masser. Under breelv- og elveavsetninger kan det være avsatt marine sedimenter.



Figur 3-2: Utsnitt av kvartærgeologisk kart – løsmasse [7].

Løsmassemektheten varierer mellom 2,2 og 18,7 m. Løsmassene i skråningen på oversiden av Fv. 481 har et topplag av torv eller sand, grus og stein. Mellom profil 1400 og 1470 består løsmassene i underkant av topplaget av antatt kvikkleire/sprøbruddmateriale, med økende mektighet mot vest, over friksjonsmasser av antatt sand og grus. Laget med antatt kvikkleire strekker seg helt ut til front av skråning. Mellom profil 1470 og 1500 synker løsmassemektheten og løsmassene består av antatte friksjonsmasser av sand, grus og morene i hele dybden. Mellom profil 1500 og 1570 består løsmassene i øvre del av skråningen av leirig silt med sandsjikt og i nedre del av antatte friksjonsmasser av sand, grus og morene.

Løsmassene i eksisterende vei Fv. 481 består i hovedsak av grove friksjonsmasser av sand, grus og stein. Dybde til berg varierer fra 9,1 til 0,9 m, og synker med stigende profilnr. mot øst.

I vest går leirlaget kontinuerlig fra skråningen og ned mot elven Anga. På nedsiden av Fv. 481 er det et topplag av antatt torv, sand, grus og stein over et lag med antatt siltig leire eller leirig silt. Derunder er det et lag med friksjonsmasser av sand og grus med noe stein.

Befaring ned mot Anga mellom profil 1500 og 1550 viser at det ligger store steiner/blokker i skråningen, antatt plastring. Dybde til berg i elveløpet er ukjent. Ved nordre landkar for broen og videre østover, profil 1550 til 1600 er det berg i dagen ved elveløpet.

For nærmere beskrivelse av grunnforholdene vises det til datarapport nr. 10203949-RIG-RAP-001 [4].

3.3 Grunnvann

Det er installert elektriske poretrykksmålere med minne og automatisk logging hver 6. time i PZ. 102 på dybde 6,7 m og PZ. 109 på dybde 8,6 m under terreng. Fullstendige måleresultater frem til 30. november 2018 er presentert på tegning nr. -350, se også vedlegg B. Grunnvannstanden varierer normalt med årstider og nedbør. Erfaringsmessig kan grunnvannsnivået stå vesentlig høyere i perioder med nedbør og/eller snøsmelting. Poretrykksmålingene bør videreføres for å dokumentere poretrykkssvariasjoner over tid.

3.4 Vannstand i elven Anga

Vannstanden i Anga varierer med årstidene og nedbør/snøsmelting. Vannstanden er ikke registrert i forbindelse med feltarbeidene.

Det er antatt vannstand på kote +3 i vest (profil I, II og VI) og på kote +5 rett vest for Prestefoss (profil III og IV).

3.5 Elveforbygning

I regi av NVE er det utført elveforbygning ved Prestefossen på utsatte områder som vist på Figur 3-3 [8].



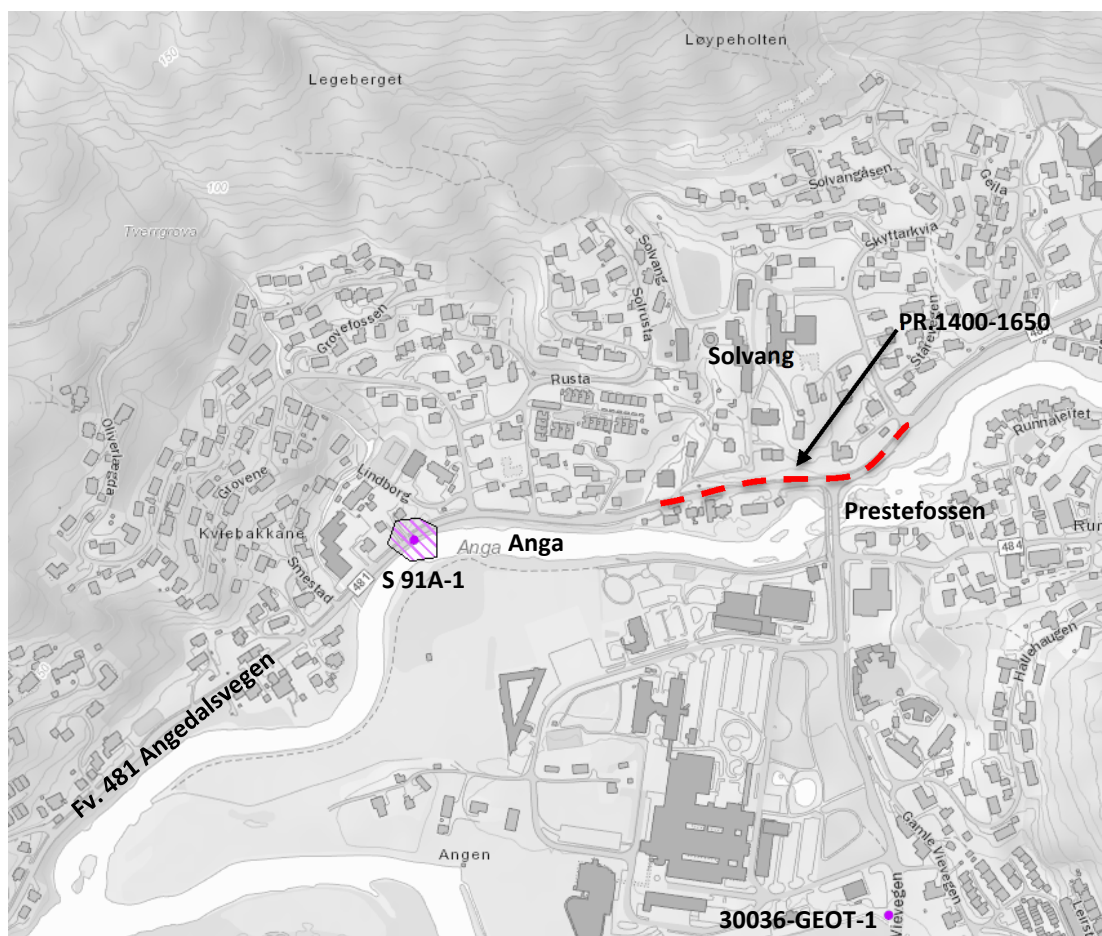
Figur 3-3: Utsnitt av kartdata for utførte sikringstiltak ved Prestefoss [8].

4 Kvikkleire/sprøbruddmateriale

4.1 Generelt

Kjente kvikkleireforekomster ved oppstart av arbeidene med reguleringsplan er vist på Figur 4-1. Iht. skrednett har Statens vegvesen registrert kvikkleire i 2 områder som vist på figuren over. Funnene er registrert i rapport S 91A-1 og 30036-GEOT-1.

Det er ingen eksisterende kvikkleiresoner i området.



Figur 4-1: Utsnitt av kvikkleirekart - faregrad (www.skrednett.no [9]).

4.2 Utbredelse av kvikkleire/sprøbruddmateriale

Det er påvist kvikkleire/sprøbruddmateriale i flere borpunkter ved Prestefoss. Vi er også kjent med at Statens vegvesen har påvist kvikkleire i flere punkter for resten av veistrekningen som skal oppgraderes. I forbindelse med en pågående reguleringsplan utarbeider Statens vegvesen kvikkleiresoner for hele strekningen, se ref. [5].

5 Sikkerhetsprinsipper

5.1 Geotekniske problemstillinger

Geotekniske problemstillinger for utbyggingen er hovedsakelig relatert til:

- Skråningsstabilitet
- Stabilitet av skjæringer og fyllinger, både i anleggs- og permanentfase
- Permanente oppstøttingskonstruksjoner
- Anleggsarbeider
- Fylling i elv

Vurdering av områdestabilitet ivaretas av SVV, ref. [5], og er ikke vurdert i denne rapporten.

5.2 Geoteknisk prosjektering. Kategori, grensetilstander

I Tabell 5-1 er geoteknisk kategori, konsekvens- og pålitelighetsklasse, krav til partialfaktorer osv. oppsummert. Nærmere begrunnelse for valg er gitt i Vedlegg A.

Tabell 5-1: Oppsummering av sikkerhetsprinsipper.

Delområde	1	2
PR. veilinje 10008	1400 – 1470	1470 – 1650
Geoteknisk kategori	3	2
Konsekvens- og pålitelighetsklasse	CC/RC 3	CC/RC 2
Brudmekanisme	Sprø	Nøytral
Krav til sikkerhetsnivå (γ_M)	1,6	1,4
Kontrollklasse og utførelseskontroll	PKK/UKK 3	PKK/UKK 2
Seismisk grunntype	S ₂	E

6 Materialparametere

Vurdering av kvalitet på utførte undersøkelser og opptatte prøver samt tolkning av materialparametere er vist i Vedlegg B.

7 Stabilitetsberegninger

7.1 Generelt

I forbindelse med valg av veilinje ble det utført beregninger for 5 utvalgte profiler. Disse er antatt å være mest kritiske på bakgrunn av topografi og grunnforhold:

- Profil I, PR- 1420, løsmasseskråning i kvikkleire
- Profil II, PR- 1440, løsmasseskråning i kvikkleire
- Profil III, PR. 1480, løsmasseskråning i sand, grus og stein
- Profil IV, PR. 1520, løsmasseskråning i silt, sand, grus og stein
- Profil VI, vest i området, løsmasseskråning i kvikkleire

Veilinje 11002 er markert i stabilitetsprofilene og en del av beregningene baserer seg på denne, men resultatene kan også anvendes ved vurdering av veilinje 10008. Veilinjen 11002 er omtalt i rapport ref. [1]. Det er utført stabilitetsberegninger for dagens situasjon og i enkelte tilfeller for planlagt veilinje med tilhørende skjæringer og fyllinger og stabiliserende tiltak.

Stabilitetsberegningene er utført for både sirkulære glideflater og definerte plane glideflater, og de kritiske blir presentert. Det er utført beregninger ved effektivspenningsbasis for alle profilene og totalspenningsbasis der det er relevant mht. grunnforholdene. For beregninger på totalspenningsbasis (ADP-analyser) er det benyttet anisotropisk jordmodell. Anisotropifaktorer er gitt i Vedlegg B – Materialparametere.

I beregningene er det forutsatt drenerte veifyllinger av sprengstein.

Områdestabilitet er vurdert av Statens vegvesen i rapport ref. [5]. Stabiliteten ned mot den lokale elven rett vest for Solvang anses som relevant for områdestabilitet og det forutsettes at den dermed vurderes av Statens vegvesen.

7.2 Stabilitetsberegninger

Beskrivelse av stabilitetsberegningene og tilhørende resultater er vist i Vedlegg C. Utskrift av stabilitetsberegningene med de kritiske glideflatene er vist på tegning nr. 10203949-RIG-TEG-810.1 t.o.m. -814.2.

8 Geotekniske vurderinger

8.1 Generelt

Veilinj 10008 og 61300 skal vurderes mellom profil 1400 og 1650 ved Prestefossen. Veilinj 10008 medfører i hovedsak en breddeutvidelse på nordvestsiden av eksisterende Fv. 481 og planlagt veilinj ligger dermed inni eksisterende skråning. For lokalveien, veilinj 61300, er det i utgangspunktet kun mindre tilpasninger, men veilinjen påvirkes av tiltak for veilinj 10008.

Nødvendige tiltak og anbefaling av plassering av støttekonstruksjoner er vist på tegning -003.1. Det bemerkes at andre løsninger kan vurderes aktuelle ved prosjektering. Endelig valg av støttekonstruksjon, plassering, og detaljprosjektering må utføres i byggeplan. Foreliggende rapport inneholder ikke prosjektering. Stabiliteten må ivaretas både i anleggs- og permanentfasen.

I en senere fase må det kartlegges hvilke boliger som har kjellere, samt fundamentering av boligene, mht. detaljprosjektering. Dette gjelder spesielt boliger ved skråningstopp og nær planlagte støttekonstruksjoner.

Det ligger infrastruktur langs Fv. 481 og i lokalveien. Infrastruktur og konstruksjoner i grunnen som kommer i konflikt med anleggsarbeider og permanentsituasjon forutsettes midlertidig/permanent fjernet/lagt om. Omlegging av denne infrastrukturen er ikke omtalt i foreliggende rapport og må vurderes i byggeplan. Graving i skråningsfot langs nordvestsiden av eksisterende Fv. 481 vil redusere stabiliteten til skråningen, og det må gjøres en geoteknisk prosjektering for å ivareta stabiliteten.

Ved etablering av anleggsveier, anleggsområde ol. må det foreligge en geoteknisk vurdering for å sikre at stabiliteten ivaretas.

Riggområder ivaretas av Statens vegvesen og er ikke vurdert i foreliggende rapport.

8.2 Veilinj 10008

I rapport ref. [1] er flere aktuelle tiltak for etablering av veilinj 10008 vurdert og beskrevet. Basert på innledende vurderinger av bl.a. grunnforhold, topografi og planlagt veilinj tilrås det å benytte støttekonstruksjoner ved inngrep i eksisterende skråning. Støttekonstruksjon av typen rørsput og rørvegg med bakforankring anses som mest aktuelle på strekningen. Alle permanente konstruksjoner må korrosjons- og frostsikres. I tillegg anbefales det at de forblendes, f.eks. med skifer eller betongmur. Ankerrader må korrosjonsbeskyttes og bør deretter støpes inn i veggen og forblendes.

Notat 10203949-RIG-NOT-005 [10] gir en grov oversikt over mengder og prisestimat på tiltak for tidligere veilinj 10008. Justering av veilinj 10008 påvirker i liten grad estimatene.

Basert på grunnforhold og topografi er strekningen delt opp i 3 deler ved vurdering av tiltak:

- Profil 1400-1470: Kvikkleire
- Profil 1470-1505: Friksjonsmasser av sand, grus og stein
- Profil 1505-1650: Friksjonsmasser av silt, sand, grus og stein

8.2.1 Profil 1400-1470

Løsmassene i skråningen på nordsiden av Fv. 481 består av et topplag av torv, sand, grus og stein over siltig kvikkleire med mektighet på opptil ca. 10 m. Derunder er det masser av sand, grus og stein over berg. Poretrykksmåling indikerer grunnvannstand 6,1 m under terreng ved topp skråning.

I vest frem til ca. PR. 1435 antas leirlaget å være kontinuerlig fra skråningen og ned mot elven Anga. På nedsiden av Fv. 481 er det et topplag av antatt torv, sand, grus og stein over et lag med antatt

siltig leire eller leirig silt. Derunder er det et lag med friksjonsmasser av sand og grus med noe stein. Videre østover er det friksjonsmasser over berg i boringene i eksisterende vei.

Skråning nord for Fv. 481

Mellom PR. 1400 og 1415 er det ikke behov for tiltak ved etablering av planlagt veilinje.

Mellom PR. 1415 og 1470 tilrås det å benytte permanent støttekonstruksjon av typen rørspunt med bakforankring. Stabilitetsberegningene viser at støttekonstruksjon må etableres på nordsiden av lokalveien mellom PR. 1415 og 1430. Videre går konstruksjonen i lokalveien frem til PR. 1470.

Støttekonstruksjonen bryter opp de kritiske glideflatene for dagens situasjon og beregningene viser at kritisk sirkel på oversiden av støttekonstruksjonen har tilstrekkelig sikkerhet. Frem til PR. 1435 ligger lokalvei 61300 på nedsiden av planlagt konstruksjonen og det må påses at det er tilstrekkelig sikkerhet for lokalveien, se kap. 8.3. Mellom ca. PR. 1435 og 1470 skal massene på nedsiden av spunten graves bort i forbindelse med etablering av veilinje 10008.

Ettersom de kritiske glideflatene for dagens terreng i hovedsak ligger i overgangen mellom kvikkleire og faste masser over berg er det viktig at en støttekonstruksjon etableres godt ned i de faste massene, eventuelt til berg.

I anleggsfasen kan det ved etablering av støttekonstruksjon oppstå en midlertidig forverring. Ettersom det er lav sikkerhet for dagens situasjon bør det utføres midlertidige forbedrende tiltak før installasjon, f.eks. motfylling i fot skråning og utslaking i topp skråning. I forbindelse med vurderinger av veilinje 11002 i rapport ref. [1] ble det utført stabilitetsberegninger for veilinje 11002 med terrengtiltak. Med utgangspunkt i de beregningene er det skissert terrengtiltak for å forbedre dagens situasjon før installasjon av konstruksjoner. Behov og dimensjonering av forbedrende tiltak må vurderes ved prosjektering. Det tilrås at det benyttes små rørdimensjoner og en lett rigg. Ved behov for større dimensjoner og dermed tyngre utstyr kan det bli behov for ekstra terrengtiltak i anleggsfasen for å sikre tilstrekkelig stabilitet.

Terreng ned mot Anga, sør for Fv. 481

Basert på stabilitetsberegning forventes det ikke stabilitetsproblemer ned mot Anga ved å etablere veilinjen som planlagt.

8.2.2 Profil 1470-1505

Løsmassene i skråningen på nordsiden av Fv. 481 mellom profil 1470 og 1505 består av antatte friksjonsmasser av sand, grus og morene i hele dybden. I eksisterende vei viser boringene friksjonsmasser over berg. Løsmassemekthet samt beskaffenhet ned mot elven og i elveløpet er ukjent.

Skråning nord for Fv. 481

Mellom PR. 1470 og 1505 tilrås det å benytte permanent støttekonstruksjon av typen rørvegg med bakforankring. Grunnet lag med antatt sand kan det bli behov for tiltak i forbindelse med utgraving for å sikre mot nedfall/utrasing under utgraving, spesielt som følge av overflatevann eller graving under grunnvannstand. F.eks. korte gravehøyder og deretter sikring med sprøytebetong eller stålplater. Generelt skal massene på nedsiden av spunten graves bort i forbindelse med etablering av veilinje 10008.

Stabilitetsberegningene viser lav sikkerhet for dagens situasjon og det bør dermed utføres midlertidige forbedrende tiltak før installasjon, f.eks. motfylling i fot skråning. Behov og dimensjonering av forbedrende tiltak må vurderes ved prosjektering.

Ved passering av bolig ved PR. 1500, Solvang 9a/b, er det begrenset med plass. Avstanden mellom hushjørne i øst og topp skråning er ca. 6 m. I anleggsfasen vil det foregå arbeider tett på huset, men huset vil trolig kunne bestå dersom det etableres en rørvegg.

Stabilitetsberegning viser at det er mulig å benytte åpen utgraving med helning 1:1,5 ved etablering av veien, men pga. at strekningen dette er aktuelt på er kort samt at utgravingen er i konflikt med eksisterende bebyggelse anses løsningen som uaktuell. For ytterligere vurdering se rapport ref. [1].

Terreng ned mot Anga, sør for Fv. 481

Basert på stabilitetsberegning i PR. VI, antatte grunnforhold og topografi forventes det ikke stabilitetsproblemer ned mot Anga ved å etablere veilinjen som planlagt mellom PR. 1470 og 1490.

Mellom PR. 1490 og 1505 består grunnforholdene i eksisterende vei av friksjonsmasser, mens grunnforholdene ned mot og i Anga er ukjente. Helningen på dagens skråning er ca. 1:1,4. Grunnforholdene må kartlegges i en senere fase, *samt elvebunnen. Basert på antatte grunnforhold er stabiliteten i eksisterende elveskråning ikke tilstrekkelig. Det er utført beregninger som ikke er presentert som viser at tolkning av grunnforhold og terreng har stor innvirkning på glideflatene.* Avhengig av grunnforholdene som avdekkes ved supplerende grunnundersøkelser og bunnkotekartlegging er følgende løsninger aktuelle:

- Terrengtiltak

Dersom det er faste friksjonsmasser i og ved fot av skråning kan skråningen *trolig* sikres ved hjelp av utslaking/motfylling eller ordning av skråningsoverflaten, eventuelt etablere en mur. *Dette må dokumenteres ved stabilitetsberegninger.*

- Utkraving/bro eller rørvegg

Pelefundamentert utkraving/bro eller rørvegg kan benyttes dersom stabiliteten ned mot Anga ikke er tilfredsstillende med kun terrengtiltak.

8.2.3 Profil 1505-1650

Løsmassene i skråningen på nordsiden av Fv. 481 mellom profil 1505 og 1530 består av leirig silt med sandsjikt over antatte friksjonsmasser av sand, grus og morene. Poretryksmåling indikerer grunnvannstand 8,3 m under terreng ved topp skråning. I eksisterende vei viser boringene friksjonsmasser over berg. Befaring ned mot Anga mellom profil 1500 og 1550 viser at det ligger store steiner/blokker i skråningen, antatt plastring. Vanddybde og løsmassemekthet samt beskaffenhet i elveskråningen og -løpet er ukjent. Ved nordre landkar for broen og videre østover, profil 1550 til 1600 er det berg i dagen ved elveløpet.

Skråning nord for Fv. 481

Mellom PR. 1505 og 1605 tilrås det å benyttes støttekonstruksjoner ved etablering av planlagt veilinje. Grunnet lag med antatt silt/sand kan det bli behov for tiltak i forbindelse med utgraving for å sikre mot nedfall/utrasing under utgraving. F.eks. korte gravehøyder og deretter sikring med sprøytebetong eller stålplater. Generelt skal massene på nedsiden av spunt graves bort i forbindelse med etablering av veilinje 10008.

Stabilitetsberegning i profil IV viser at øvre og nedre del av skråningen mellom PR. 1510 og 1560 på nordsiden av Fv. 481 har tilstrekkelig stabilitet.

Mellom PR. 1510 og 1530 kan det bli behov for terrengtilpasninger for å sikre adkomst til anleggsmaskiner for installasjon av støttekonstruksjon. Det må påses at tiltaket ikke forverrer stabiliteten.

Ved passering av bolig ved PR. 1570, Skyttarkvia 1, er det begrenset med plass. Avstanden mellom hushjørne i øst og fot skjæring er ca. 2,0 m (inkludert 2 m ekstra veiskulder). Det kan være behov for å etablere et midlertidig anleggsplatå vha. mur mellom PR. 1550 og 1600. Det er uvisst om bergnivå er under planlagt veinivå eller om det vil bli en delvis bergskjæring med konstruksjon oppå. Dette må kartlegges og tilpasses i anleggsfasen. Ved berg over planlagt veinivå må støttekonstruksjon trekkes lenger inn i skråningen for å sikre god fot for konstruksjonen, antatt 1,5 m fra senterlinje rørvegg til bergskjæring. Dette vil medføre arbeider enda tettere på eksisterende bolig. Dersom dybde til berg i linjen for rørveggen er mindre enn 2 m kan det vurderes å avslutte rørvegg ved ca. PR. 1550 og etablere støttemur mellom PR. 1550 og 1600. Dette avhenger i tillegg av fundamenteringsnivå for eksisterende bolig.

Mellom PR. 1605 og 1650 medfører planlagt veilinje kun mindre tilpasninger og det er ikke behov for tiltak ved etablering av planlagt veilinje.

Terreng ned mot Anga, sør for Fv. 481

Mellom PR. 1505 og 1545 består grunnforholdene i eksisterende vei av friksjonsmasser, mens grunnforholdene ned mot og i Anga er ukjente. Grunnforholdene må kartlegges i en senere fase. Avhengig av resultatene velges løsning tilsvarende som beskrevet for skråningen ned mot Anga mellom PR. 1490 og 1505.

Mellom PR. 1545 og 1650 medfører planlagt veilinje kun mindre tilpasninger og det er ikke behov for tiltak ved etablering av planlagt veilinje.

8.2.4 Oppsummering

Basert på planlagt veilinje, topografi og grunnforhold er det behov for følgende tiltak ved etablering av veilinje 10008:

- Nordvestsiden av Fv. 481
 - PR. 1400 – 1415: Ingen tiltak
 - PR. 1415 – 1470: Rørspunt og terrengtiltak
 - PR. 1470 – 1605: Rørvegg og terrengtiltak
 - PR. 1605 – 1650: Ingen tiltak
- Sørøstsiden av Fv. 481
 - PR. 1400 – 1490: Ingen tiltak
 - PR. 1490 – 1545: Behov for supplerende grunnundersøkelser for å få grunnlag til å velge tiltak
 - PR. 1545 – 1650: Ingen tiltak

8.3 Veilinje 61300

For lokalveien, veilinje 61300, er det i utgangspunktet kun behov for mindre tilpasninger. Avkjørselen fra Fv. 481 er noe endret, men ellers ligger veilinje 61300 omtrent som dagens lokalvei. Veilinen er ca. 110 m lang.

Dagens terreng har helning ca. 1:1,5 på nedsiden av lokalveien frem til PR. 55 og videre ca. helning 1:1 og brattere med en mur langs Fv. 481. Stabilitetsberegningene viser at det i Profil I er tilstrekkelig sikkerhet på nedsiden av planlagt konstruksjon, mens det i Profil II ikke er tilstrekkelig sikkerhet.

På strekningen planlegges det oppstøttingskonstruksjon for veilinje 10008 og denne påvirker oppbygningen av veilinje 61300. Støttekonstruksjonen starter ved ca. PR. 40 (VL 61300) og vil der være på oversiden av lokalveien. Deretter krysser konstruksjonen veien i ca. PR. 55 og går videre i skråningsfronten på utsiden av lokalveien.

Frem til PR. 30 forventes det ikke stabilitetsmessige problemer ved å etablere veilinjen som planlagt. Det er planlagt mindre terrengtilpasninger og stabiliteten er tilstrekkelig, forutsatt en konstruksjon på oversiden av lokalveien.

Mellom PR. 30 og 55 går veien i skråningen på nedsiden av konstruksjonen. Mellom ca. PR. 30 og 50 er det plass til en fylling ned til veilinje 10008 med helning 1:1,5, forutsatt at en fjerner den ekstra bredden på veiskulder på 2,0 m. Det kan bli behov for masseutskiftning med sprengstein eller lette masser for å etablere veilinje 61300 med tilstrekkelig stabilitet. Videre mellom PR. 50 og 55 er det ikke tilstrekkelig plass til å etablere en fylling og veien må derfor støttes opp av en mur. Det er også mulig å etablere en mur på strekningen PR. 30-50. Ved etablering av mur må det vurderes behov for forbedring av bæreevne f.eks. med armeringsnett mellom PR. 1400 og 1435 (VL 10008) der det kan være sensitive masser i grunnen under Fv. 481.

Videre mellom PR. 55 og 100 etableres veien på oversiden/nordsiden av planlagt konstruksjon for veilinje 10008. Det kan bli behov for å trekke lokalveien noe innover i skråningen, mot nord, for å få plass til konstruksjonen på utsiden/nedsiden. Dette kan i tillegg medføre behov for en mindre mur og eventuelt en avslaking på nordsiden av lokalveien.

8.4 Generelle retningslinjer for grunnarbeider

8.4.1 Fylling og graving

Alle gravearbeider må prosjekteres. Ved graving i skråningsfot i områder med sensitiv leire må stabiliteten vurderes og tiltak iverksettes ved behov, f.eks. seksjonsvis utgraving.

Skjæringer bestående av lag av silt og sand, spesielt ved graving under grunnvannstand, må sikres både i anleggs- og permanentfasen mot overflateglidninger som følge av erosjon, tele og utvasking. Aktuelle stabiliserende tiltak er pukkfylte grøfter, tildekking med f.eks. kokosmatter, tilsåing eller masseutskiftning i skjæringsskråningene med samfengt sprengstein.

Veifyllingen under veikroppen tilrås bygd opp med sprengstein. Torv og humusholdige masser under veifyllingene må fjernes. Videre må det legges separasjonsduk mellom naturlig grunn og sprengstein. Fyllings-/skjæringsfot bør dreneres. Manglende fyllingssåle vil medføre dårlig kontakt med underliggende masser og gi dårlig støtte for komprimering ved oppbygging av fylling. All oppfylling må utføres på telefri grunn, eventuelt må telelag fjernes. Alle fyllinger må bygges opp lagvis og komprimeres iht. normal komprimering etter tabell 2 i NS 3458 [9].

Friksjonsmasser fra terrengavlastning og uttak av veiskjæring kan benyttes i fyllinger utenfor veikroppen. Skråningshelning må tilpasses løsmassene.

8.4.2 Mellomlagring av masser

I områder med kvikkleire/sprøbruddmateriale tillates generelt ikke mellomlagring av masser uten at dette på forhånd er avklart med geotekniker.

I områder uten kvikkleire/sprøbruddmateriale er det ikke tillatt å mellomlagre masser ved topp skråning, minimum avstand 5 m bak topp skråning. Helning på en eventuell midlertidig haug med masser avhenger av løsmassene, og dens høyde av plassering i terrenget. Forholdene må vurderes av geotekniker.

8.5 Setninger

Det er ikke planlagt store fyllinger på strekningen. Ved etablering av veilinje 10008 må deler av lokalveien, veilinje 61300, bygges opp på nytt.

En fylling som bygges opp i 3 m tykke lag og komprimeres for hvert lag, kan få egensetninger i størrelsesorden inntil 0,5 % av fyllingshøyden, størsteparten av setningene ventes å være avsluttet 6 måneder etter utlegging [11, 12, 13]. Generelt tilrås det at fyllinger legges ut tidligst mulig i anleggsperioden slik at mest mulig av setningene utvikles før veien ferdigstilles.

Senkning av grunnvannstanden kan medføre setninger. Ved etablering av konstruksjoner er det derfor viktig å påse at grunnvannstanden i minst mulig grad påvirkes. F.eks. ved etablering av en rørsjunt kan enkelte nåler avsluttes grunnere, under utgravingsnivå, for å unngå å demme opp vann på oversiden av konstruksjonen samt opprettholde grunnvannstanden på nedsiden.

En rørvegg er en drenert konstruksjon og skal dreneres selv om muren forblendes. Dette kan medføre drenering av skråningen på oversiden dersom grunnvannstanden står over utgravingsnivået og dermed gi setninger.

Det må påregnes å masseutskifte under veikroppen ned til original mineralsk grunn.

Ved gravearbeider og etablering av støttekonstruksjoner i form av rørsjunt og rørvegg er det risiko for setningsskader på nærliggende eksisterende boliger. Risikoen for skader øker med nærhet til bolig. Eventuell undergraving av fundamenter vil også øke risikoen for skader på eksisterende boliger. Skader som kan oppstå på grunn av differansesetninger er vanligvis riss og sprekker i gulv, vegger eller fundamenter.

8.6 Erosjon i elveløpet

Grunnforholdene i elveløpet er ukjente. På bakgrunn av påvist kvikkleire på nordsiden av Anga tilrås erosjonssikring av hele elveløpet. Eksisterende erosjonssikring/elveforbygning langs Anga må kontrolleres og videre må elveforbygningen kompletteres på de manglende strekningene. Erosjonssikring er et relativt lite tiltak som er veldig effektivt for å hindre erosjon i sensitive masser langs elven.

8.7 Anleggsarbeid

I forbindelse med anleggsarbeidene må det vurderes om hele eller deler av Fv. 481, fortau og lokalveier kan holdes åpent i anleggsperioden. Det er utført vurderinger tilknyttet tilgjengelig areal, men hvorvidt det er mulig å arbeide på hele strekningen samtidig eller hensiktsmessig mht. anleggsgjennomføring å ha åpent et kjørefelt er ikke vurdert. Veiplanlegger må vurdere om det er tilstrekkelig areal til å kunne holde oppe et kjørefelt og/eller fortau. I tillegg må det på byggeplan vurderes om sikkerheten til trafikanter er ivarettatt da det vil være liten avstand mellom anleggsmaskiner og andre trafikanter. Det bemerkes at det kan være anleggstekniske forhold som ikke er avdekket her. Ved detaljprosjektering i byggeplan må det gjøres en ny vurdering av om det er mulig å holde hele eller deler av Fv. 481, fortau og lokalveier åpent i anleggsperioden for trafikanter.

Omlegging/fjerning av eksisterende infrastruktur og nedlegging av nytt er ikke vurdert mht. hvorvidt det er mulig å holde deler av Fv. 481, fortau eller lokalvei åpent i anleggsperioden. Dette må vurderes på byggeplan.

8.7.1 Fv. 481 Angedalsvegen

I forbindelse med etablering av veilinje 10008 er det behov for stabiliserende tiltak i form av motfylling ved skråningsfot mellom PR. 1400 og 1500 før installasjon av rørsjunt og rørvegg. Det er

på dette planstadiet ikke utført detaljerte beregninger og vurderinger av omfanget av disse stabiliserende tiltakene. For vurdering av anleggsgjennomføring ligger motfyllinger tilsvarende de som er beregnet for VL 11002 til grunn. Det kan også være hensiktsmessige å utføre avslaking av terrenget i skråningen ovenfor planlagt konstruksjon som stabiliserende tiltak. Skissert motfylling dekker fortau og vestgående kjørefelt for Fv. 481 og medfører at minimum fortau og et kjørefelt må stenges. Motfyllingen er ikke prosjektert og optimalisering av motfylling i byggeplan kan frigi større areal i anleggsperioden.

Mulighet for å holde feltene mellom PR. 1500 og 1550 åpne avhenger i stor grad av grunnforholdene i elveskråning og elveleie og dermed nødvendige tiltak ved etablering av veilinje 10008. Konstruktive tiltak i form av rørvegg, mur eller bro vil trolig medføre stenging av begge felt i anleggsfasen, mens ved mindre fyllinger ned mot elven vil trolig vestgående felt kunne holdes åpent.

Mellom PR. 1550 og 1600 kan det være behov for å etablere en midlertidig oppstøtting vha. mur i forbindelse med etablering av rørvegg tett inntil eksisterende bolig i Skytterkvia 1. Dette kan medføre stenging av fortau og deler av vestgående kjørefelt i anleggsperioden.

I forbindelse med etablering av rørsput og rørvegg på hele strekningen vil arbeidene foregå på innsiden av eksisterende vei. Det kan bli behov for å stenge veien helt under deler av arbeidene, f.eks. ved etablering av anker. Anleggsgjennomføring ved installasjon av rørsput og rørvegg, samt HMS-forhold tilknyttet trafikanter må vurderes på byggeplan.

Dersom ett felt i Angedalsvegen skal holdes åpent vil dette medføre liten avstand mellom anleggsmaskiner og andre trafikanter. Dette vil kreve nøye planlegging for å ivareta HMS-forhold.

8.7.2 Adkomst Angedalsvegen 26 – 32

Ettersom østgående kjørefelt kan holdes åpent mellom PR. 1400 og 1500 vil det minimum være mulig å sikre adkomst til boligene fra vest.

8.7.3 Adkomst Solvang 11/13 og Angedalsvegen 61/63

I forbindelse med ny innkjørsel for veilinje 61300, samt midlertidig motfylling for etablering av rørsput vil adkomsten til boligene påvirkes, men det forventes at veien kan holdes åpen. Planlagt rørsput avsluttes mot veien opp til boligene og veien vil trolig måtte stenges i kortere perioder ved installering av rørsput.

8.7.4 Adkomst Solvang 5/7/9

Ved etablering av rørsput for veilinje 10008 og ved oppbygning av veilinje 61300 må adkomsten til boligene via Angedalsvegen stenges og det tilrås omkjøring via Skyttarkvia. Det er ikke tilstrekkelig stabilitet for dagens situasjon og grunnforhold og topografi gjør det krevende å etablere en midlertidig vei parallelt med eksisterende, samt det vil bli begrenset med avstand mellom anleggsmaskiner og andre trafikanter.

8.8 Areal

I forbindelse med de planlagte veilinjene vil det være behov for å tilegne seg areal. Tegning -003.1 viser nødvendige areal i forbindelse med aktuelle tiltak for veilinje 10008 i permanentfase og anleggsfase, samt en hensynssone for permanentfasen. Hensynssonen inkluderer areal som det vil være begrensninger tilknyttet i fremtiden, f.eks. dersom det er anker under bakken som vil legge restriksjoner for graving i fremtiden. Arealer for følgende geotekniske tiltak er markert: avlastning, motfylling, midlertidig oppstøtting, spuntlinje med antatt anleggsområde samt sone med

bakforankring. Områder for motfylling og avlastning er basert på resultatene fra stabilitetsberegningene for veilinje 11002 i profil I-I og II-II.

Riggområder er ikke tatt med og må vurderes av Statens vegvesen.

8.9 Kritiske momenter og risiko

De største risikomomentene knyttet til utførelsen av arbeidene er:

- Unøyaktige grave- og fyllingsarbeider
- Utsiktet mellomlagring av masser
- Destabiliserende poretrykksoppbygging i grunnen
- Utrasing mellom rør i rørvegg
- Stabilitet i anleggsfasen
- Kort avstand mellom anleggsmaskiner og trafikanter og boliger

I byggeplan må det utarbeides detaljerte faseplaner for å ivareta stabiliteten i området og HMS-hensyn i hele anleggsperioden.

Utbyggingen i områder med kvikkleire/sprøbruddmateriale skal utføres på en slik måte at stabilitetsforholdene ikke forverres i anleggsfasen. Alle involverte parter må være klar over at området består av kvikkleire og hvilke konsekvenser avvik fra planlagt løsning kan medføre.

For å ivareta stabiliteten i anleggsperioden er det beskrevet tiltak som utlegging av motfylling i forkant av installasjon av konstruksjoner. Som hovedregel skal stabiliserende tiltak utføres før arbeider med konstruksjoner og selve veibyggingen starter opp. Ved etablering av anleggsveier og eventuelle midlertidige omlegging av veier er det viktig at stabilitetsforholdene ivaretas.

I anleggsfasen er det behov for flere ulike anleggsmaskiner i området samtidig og det vil være flere operasjoner som krever løft. Dersom deler av gang- og sykkelveien og bilveien må holdes åpen i anleggsfasen for gjennomkjøring og adkomst til boligene på sørsiden av Fv. 481 ned mot Anga, vil dette medføre håndtering av utstyr tett på bebyggelse og trafikanter. Det må her utarbeides detaljerte planer for å ivareta HMS-forholdene knyttet til beboere og trafikanter i anleggsperioden.

Dersom det i senere planfase gjøres endringer av veigeometri, og dermed endring av veifyllinger og -skjæringer, må dette vurderes av geotekniker.

8.10 Usikre momenter og videre arbeider

Det er gjort flere antagelser i forbindelse med vurderingene som må kontrolleres/dokumenteres ved detaljprosjektering. I tillegg er det noen flere momenter som må ivaretas i byggeplan. Dette gjelder særlig:

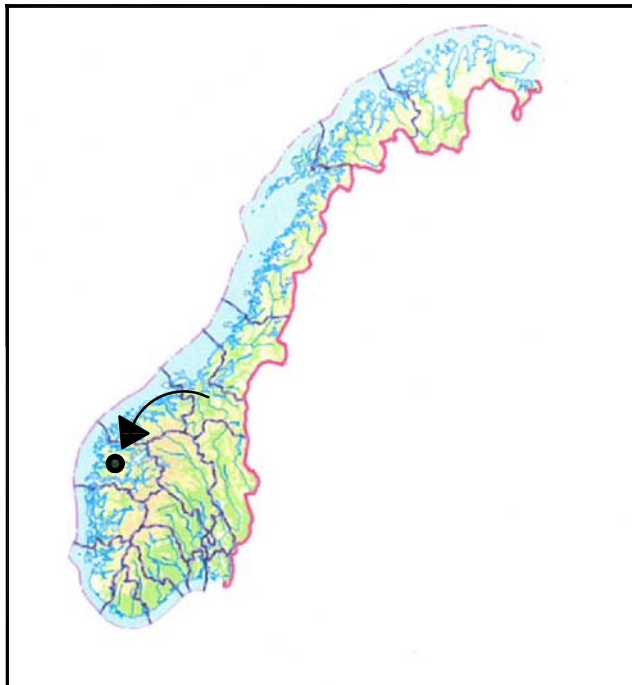
- Supplerende grunnundersøkelser for å kartlegge grunnforholdene ved elveskråning mellom PR. 1500-1545, både ved topp og fot skråning
- Bunnkotekartlegging i Anga
- Kartlegging av vannivå i Anga
- Supplerende poretrykksmålere bør videreføres slik at man får dokumentert poretrykket over lengre tidsintervaller

- Behov for supplerende grunnundersøkelser for å kartlegge bergnivå i linje for støttekonstruksjoner bør vurderes
 - For rørvegg ved Skyttarkvia for å kartlegge om bergnivå er under gravenivå for planlagt vei
 - For rørsjunt dersom denne skal bores i berg
- Vurdere behov for poretrykksmålinger ifm. installasjon av konstruksjoner
- Stabilitetsberegninger for å optimalisere motfyllinger/stabiliserende tiltak i anleggsfasen
- Kartlegging av fundamentnivå og fundamenteringsløsning av boliger. Dette gjelder spesielt boliger nær planlagt støttekonstruksjon
- Vurderinger knyttet til gjennomkjøring og adkomst til boliger i anleggsperioden, og eventuelle beregninger for å dokumentere tilstrekkelig sikkerhet.
- Kartlegging av infrastruktur langs Fv. 481 og i lokalveien, samt prosjektering av eventuell omlegging m.m..
- *Behov for supplerende prøvetaking for tolkning av udrenert skjærfasthet og effektivspenningsparametere i kvikkleire må vurderes.*

9 Referanser

- [1] Multiconsult Norge AS, «Rapport nr. 10203949-RIG-RAP-003_rev00 "Innledende geotekniske vurderinger Prestefossen",» 2019.
- [2] Rambøll Norge AS, «1350030089 G-not-02 "Fv. 481 Angedalsvegen P1400-1650. Uavhengig kontroll geoteknikk",» 2019.
- [3] Multiconsult Norge AS, «Rapport nr. 10203949-RIG-NOT-006_rev00 "Fv. 481 Angedalsvegen. Tilsvar uavhengig kontroll",» 2019.
- [4] Multiconsult Norge AS, «Rapport nr. 10203949-RIG-RAP-001_rev01. "Fv. 481 Angedalsveien. Grunnundersøkelser. Datarapport",» 2018.
- [5] Statens vegvesen Region Vest, Geo og skredseksjone, «Rapport 30208-GEOT-2. "Fv. 481 Angedalsvegen, Førdepakken tiltak 15 og 19. Geoteknisk rapport for reguleringsplan.",» 2018.
- [6] «Norgeskart,» Kartverket, [Internett]. Available: <https://norgeskart.no/#!?project=seeiendom&layers=1002&zoom=15&lat=6847998.79&lon=15414.23&markerLat=6847805.081686744&markerLon=15095.568195048697&panel=searchOptionsPanel&sok=Angedalselva&showSelection=false>. [Funnet 26 11 2018].
- [7] Norges geologiske undersøkelser (NGU), «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase,» [Internett]. Available: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>. [Funnet 26 11 2018].
- [8] «NVE Sikringstiltak,» Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), [Internett]. Available: <https://temakart.nve.no/link/?link=sikringstiltak>. [Funnet 11 2018].
- [9] Norsk standard, NS 3458, Komprimering, Krav ut utførelse, 2004.
- [10] Multiconsult Norge AS, 10203949-RIG-NOT-005 "Fv 481 Angedalsvegen, Prestefossen, estimerte kostnader geotekniske tiltak", under arbeid..
- [11] Statens vegvesen, "Håndbok V221, Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger", 2014.
- [12] Statens vegvesen, «Håndbok N200: Vegbygging,» 2018.
- [13] Statens vegvesen, «Håndbok N400: Bruprosjektering. Prosjektering av bruer, ferjekaien og andre bærende konstruksjoner,» 2015.
- [14] «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. 1990:2002+A1:2005+NA:2016, NS-EN,» Standard Norge.
- [15] «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014,» Standard Norge.
- [16] «Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1 - Allmenne regler. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016,» Standard Norge.
- [17] Multiconsult Norge AS, Notat 10203949-RIG-NOT-003, "Fv. 481 Angedalsvegen, Geoteknisk vurdering av tørrmur", datert 04.10.2018..
- [18] «Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 2: regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver. NS-EN 1997-2:2007+NA2008,» Standard Norge.
- [19] NS-EN 1998-5:2004+NA2014, «Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1-5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold».
- [20] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Veileder 7/2014 "Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper.",» 2014.
- [21] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Retningslinjer 2/2011 "Flaum- og skredfare i arealplanar",» 2014.
- [22] Norsk geoteknisk forening (NGF), «"Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler",» 2012.
- [23] Karlsrud K. Lunne T. & Brattlien K., «Improved CPTU correlations based in block samples. Proceedings.,» NGM 1996, Reykjavik, 1996.
- [24] Kalsrud, K. et al., «CPTU correlations for clays,» i *Proceedings, ICSMGE, Osaka*, 2005, pp. 693-702.
- [25] Lunne, T., Robertsen, P. K og Powell, J. J. M., «"Cone penetration. Testing in Geotechnical Practice",» Blackie Academic & Professional, 1997.

- [26] Norges vassdrags- og energidirektorat, Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, En omforent anbefaring for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer, rapport 14/2014..
- [27] Statens vegvesen, «Håndbok V220: Geoteknikk i vegbygging,» 2018.



STATENS VEGVESEN Fv. 481 ANGEDALSVEGEN

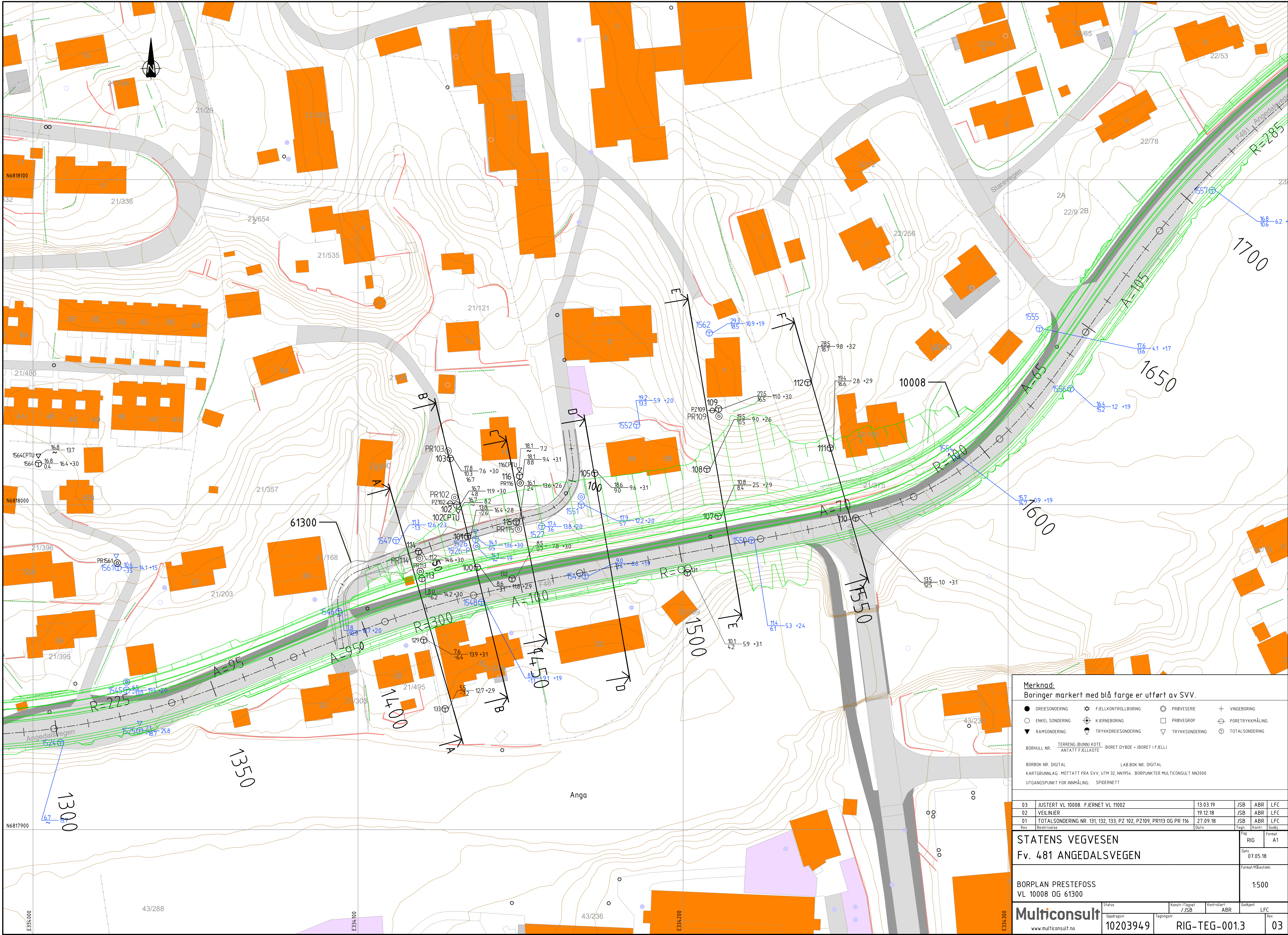
OVERSIKTSKART

Fag	RIG	Format	A4
Dato	07.05.18		
Format/Målestokk:	1:50000		

Multiconsult

www.multiconsult.no

Status	Konstr./Tegnet /JSB	Kontrollert ABR	Godkjent LFC
Oppdragsnr. 10203949	Tegningsnr. RIG-TEG-001	Rev. 00	



Merknad:
Boringer markert med blå farge er utført av SVV.

● DRIESONDERING

○ ENKEL SONDERING

▼ RAMSONDERING

✱ FJELLKONTROLLBORING

⊕ KJERNEBORING

⊕ TRYKKDRIESONDERING

⊙ PRØVESERIE

□ PRØVEGRUP

▽ TRYKSDRIESONDERING

⊕ VINGEBORING

⊕ PORETRYKTMÅLING

⊕ TOTALSONDERING

BORHULL NR.

TERRENG (BUNN) KOTE

BORERT DYBDE • (BORERT I FJELL)

BORHULL NR.

ANTATT FJELLKOTE

BORBOK NR. DIGITAL

LAB.BOK NR. DIGITAL

KARTGRUNNLAG. MOTTATT FRA SVV. UTM 32, NN1954.

BORPUNKTER MULTICONSULT NN2000

UTGANGSPUNKT FOR INNMÅLING:

SPIDERNETT

03	JUSTERT VL 10008, FJERNET VL 11002	13.03.19	JSB	ABR	LFC
02	VEILINJER	19.12.18	JSB	ABR	LFC
01	TOTALSONDERING NR. 131, 132, 133, P2, PZ, PZ109, PR113 OG PR 116	27.09.18	JSB	ABR	LFC
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.

STATENS VEGVESEN

Fv. 481 ANGEDALSVEGEN

BORPLAN PRESTEFOSSE

VL 10008 OG 61300

Multiconsult

Status

Oppdragsnr.

10203949

Tegningsnr.

RIG-TEG-001.3

Konstr./Tegnet

JSB

Kontrollert

ABR

Godkjent

LFC

Rev.

03

Fag

RIG

Format

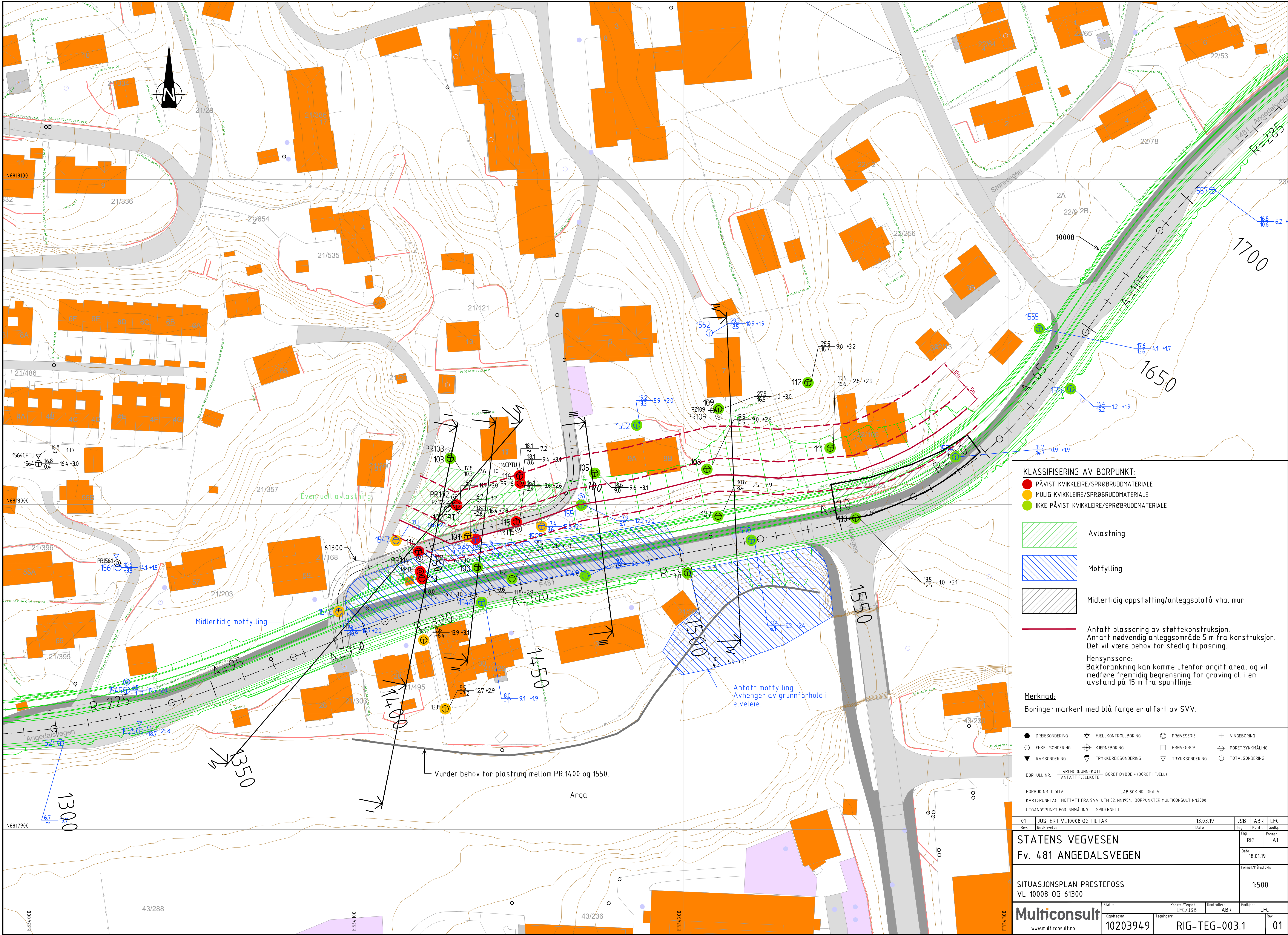
A1

Dato

07.05.18

Formål/Pløstokk

1500



KLASSIFISERING AV BORPUNKT:

PÅVIST KVIKKLEIRE/SPRØBRUDDMATERIALE

MULIG KVIKKLEIRE/SPRØBRUDDMATERIALE

IKKE PÅVIST KVIKKLEIRE/SPRØBRUDDMATERIALE

Avlastning

Motfylling

Midlertidig oppstøtting/anleggsplatå vha. mur

Antatt plassering av støttekonstruksjon.
Antatt nødvendig anleggsområde 5 m fra konstruksjon.
Det vil være behov for stedlig tilpasning.

Hensynssone:
Bakforankring kan komme utenfor angitt areal og vil medføre fremtidig begrensning for graving ol. i en avstand på 15 m fra spuntlinje.

Merknad:

Boringer markert med blå farge er utført av SVV.

●

DRIEISONDERING

○

ENKEL SONDERING

▼

RAMSONDERING

✳

FJELLKONTROLLBORING

⬤

KJERNEBORING

⬇

TRYKKDRIEISONDERING

⊙

PRØVESERIE

□

PRØVEGRUP

▽

TRYKKSONDERING

+

VINGEBORING

⊕

PORETRYKKMÅLING

⊕

TOTALSONDERING

BORHULL NR.

TERRENG (BUNNI KOTE
ANTATT FJELLKOTE

BØRET DYBDE • (BØRET I FJELL)

BORBOK NR. DIGITAL

LAB.BOK NR. DIGITAL

KARTGRUNNLAG: MOTTATT FRA SVV, UTM 32, NN1954. BORPUNKTER MULTICONSULT NN2000

UTGANGSPUNKT FOR INNMÅLING: SPIDERNETT

01

JUSTERT VL10008 OG TILTAK

13.03.19

JSB

ABR

LFC

Rev.

Beskrivelse

Date

Tegn.

Kontr.

Godkj.

STATENS VEGVESEN

Fv. 481 ANGEDALSVEGEN

RIG

A1

Date

18.01.19

Formål/Pløstokk:

1:500

SITUASJONSPLAN PRESTEF OSS

VL 10008 OG 61300

Multiconsult

Status

Oppdragsnr.

10203949

Tegningsnr.

RIG-TEG-003.1

Godkjent

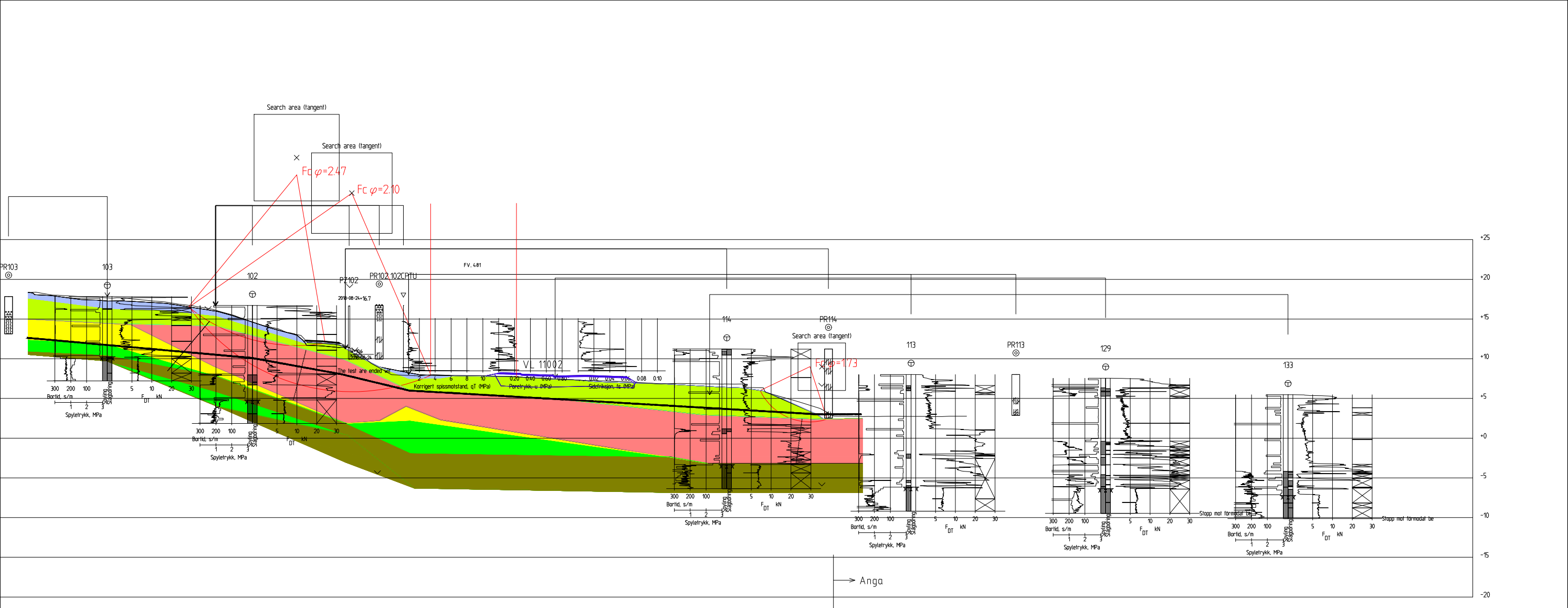
ABR

LFC

Rev.

01

www.multiconsult.no



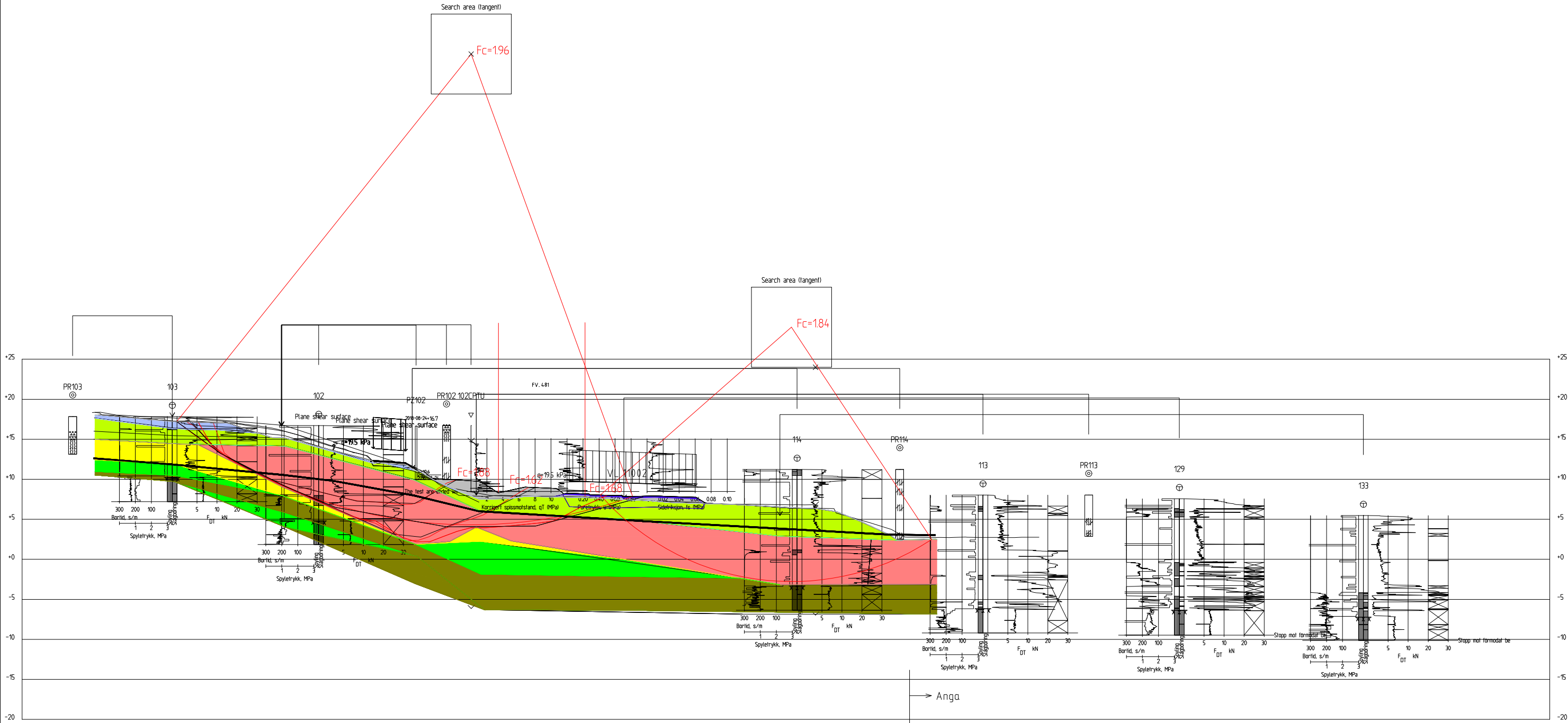
o:\10203\10203949-01\10203949-01-03 arbeidsområde\10203949-01-nig\10203949-01-10 geosultestabgrat\10203949-nig-ber-0017 profil i afi, dagens, endret grunnvannnivå

Material	UnWeight	SubWeight	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Torv	15.00	5.00	310	0.0				
Sand, grus og 18.00	8.00	35.0	0.0					
Siltig leire, k	19.00	9.00	30.0	3.0				
Silt	20.00	10.00	31.0	0.0				
Sand	20.00	10.00	33.0	0.0				
Sand, grus og 18.00	9.00	38.0	3.9					
Sand	20.00	10.00	33.0	0.0				
Sand, grus og 18.00	9.00	38.0	3.9					

Tegnforklaring:

- Torv med sand og grus
- Sand og grus, humusholdig
- Kvikkleire/sprøbruddmateriale, siltig
- Silt, leirig
- Sand
- Sand, grus og stein
- Sprengstein

00	-	-	-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
STATENS VEGVESEN Fv. 481 Angedalsvegen			Fag Geoteknikk	Format A3	
			Dato 19.12.18		
Stabilitetsberegning Profil I-I Afi-analyse, dagens situasjon			Format/Målestokk: 1:500		
Multiconsult		Status	Konstr./Tegnet ABR/JSB	Kontrollert LFC	Godkjent LFC
		Oppdragsnr. 10203949	Tegningsnr. RIG-TEG-810.2		



Profil I-I
1 : 200

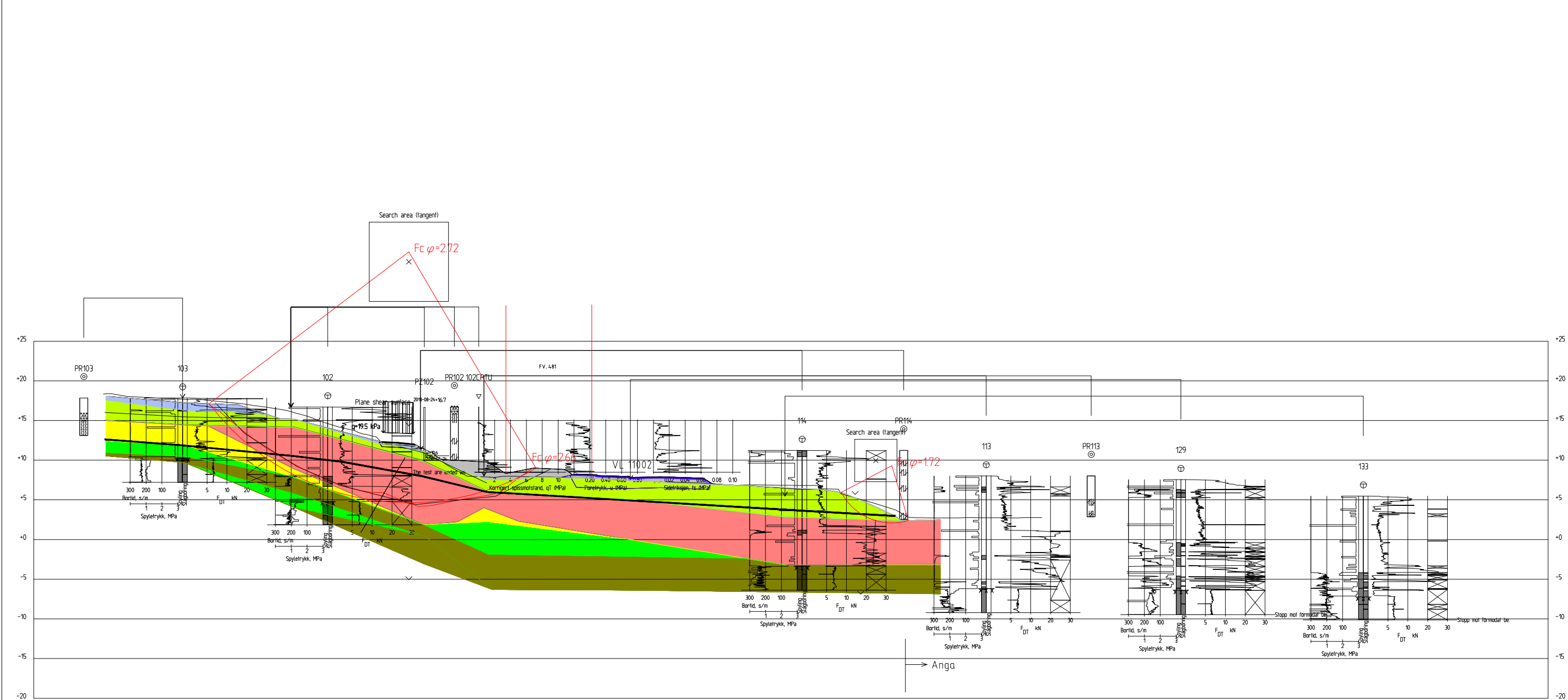
c:\10203\10203949-01\10203949-01-03 arbeidsområde\10203949-01-10 geosulte\stabgraf\1\10203949-rig-ber-0015 profil i adp endret cu-tenning til tak.dwg

Material	Un	Weight	Sub.Weight	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
sprengstein	19.00	1100	420	5.0					
Torv	15.00	5.00	310	0.0					
Sand, grus og	18.00	8.00	350	0.0					
Siltig leire, k	19.00	9.00			40.0	100	0.63	0.35	
Silt	20.00	10.00	310	0.0					
Sand	20.00	10.00	330	0.0					
Sand, grus og	18.00	9.00	380	39					
Sand	20.00	10.00	330	0.0					
Sand, grus og	18.00	9.00	380	39					

Tegnforklaring:

- Torv med sand og grus
- Sand og grus, humusholdig
- Kvikkleire/sprøbruddmateriale, siltig
- Silt, leirig
- Sand
- Sand, grus og stein
- Sprengstein

00	-	-	-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
STATENS VEGVESEN			Fag	Format	
Fv. 481 Angedalsvegen			Geoteknikk	A3	
Stabilitetsberegning			Dato	19.12.18	
Profil I-I			Format/Målestokk:	1:500	
ADP-analyse, terrengtiltak for VL 11002			Godkjent	LFC	
Multiconsult		Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
		Oppdragsnr.	ABR/JSB	LFC	LFC
		10203949	Tegningsnr.	RIG-TEG-810.3	
				Rev.	00



Profil I-I
1 : 200

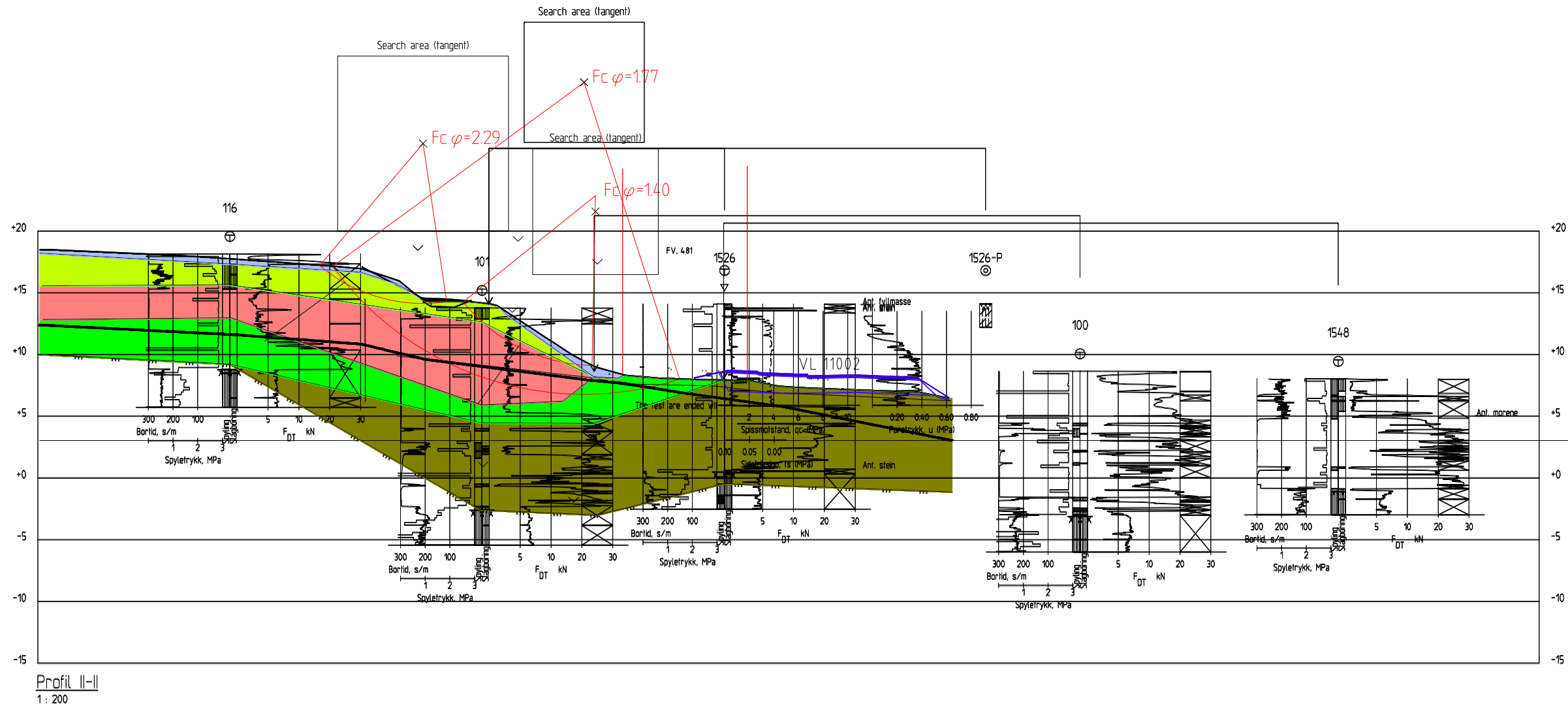
c:\010203\10203949-01\10203949-01-03 arbeidsområde\10203949-01 rig\10203949-01-10 geosuite\stabgraf.rtf\10203949-rig-ber-0016 profil i afi endret cu-terreng tiltak.dwg

Materiel	Un	Weight	Sub	Weight	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
sprengstein	19.00	11.00	4.20	5.0						
Torv	15.00	5.00	3.10	0.0						
Sand, grus og 18.00	8.00	3.50	0.0							
Siltig leire, k	19.00	9.00	30.0	3.0						
Silt	20.00	10.00	3.10	0.0						
Sand	20.00	10.00	3.30	0.0						
Sand, grus og 19.00	9.00	38.0	3.9							
Sand	20.00	10.00	3.30	0.0						
Sand, grus og 19.00	9.00	38.0	3.9							

Tegnforklaring:

- Torv med sand og grus
- Sand og grus, humusholdig
- Kvikkleire/sprøbruddmateriale, siltig
- Silt, leirig
- Sand
- Sand, grus og stein
- Sprengstein

00	-		-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
STATENS VEGVESEN Fv. 481 Angedalsvegen			Fag Geoteknikk	Format A3	
			Dato 19.12.18		
Stabilitetsberegning Profil I-I Afi-analyse, terrengtiltak for VL 11002			Format/Målestokk: 1:500		
		Status	Konstr./Tegnet ABR/JSB	Kontrollert LFC	Godkjent LFC
		Oppdragsnr. 10203949	Tegningsnr. RIG-TEG-810.4		



Profil II-II
1 : 200

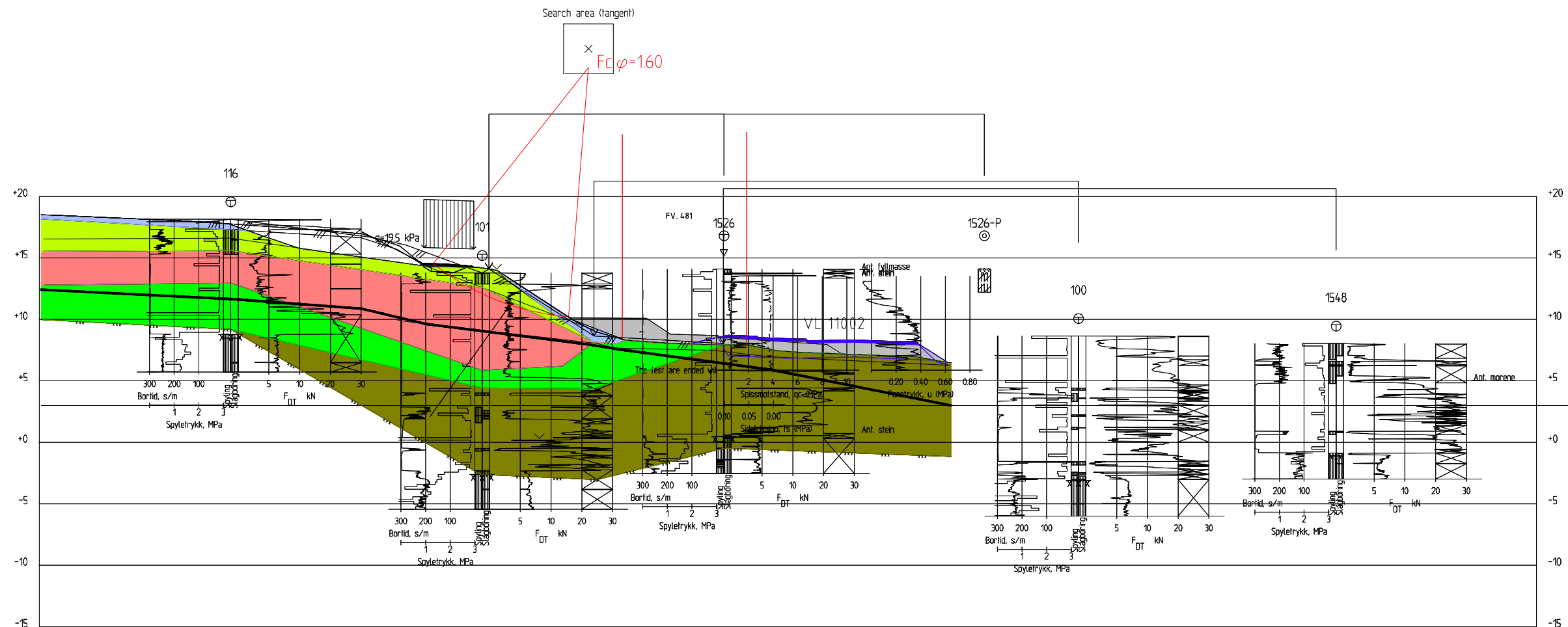
o:\10203\10203949-01\10203949-01-03 arbeidsområde\10203949-01 rig\10203949-01-10 geosuite\stabgraf\rit\10203949-rig-ber-002.7 profil ii afi, dagens, endret grunnvann.dwg

Material	Un.Weigh	Sub.Weigh	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
sprengstein	19.00	1100	42.0	5.0				
Torv	15.00	5.00	31.0	0.0				
Sand, grus og	18.00	8.00	35.0	0.0				
Siltig leire, k	19.00	9.00	30.0	3.0				
Sand	20.00	10.00	33.0	0.0				
Sand, grus og	19.00	9.00	38.0	3.9				

Tegnforklaring:

- Torv med sand og grus
- Sand og grus, humusholdig
- Kvikkleire/sprøbruddmateriale, siltig
- Silt, leirig
- Sand
- Sand, grus og stein
- Sprengstein

00	-		-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
STATENS VEGVESEN Fv. 481 Angedalsvegen			Fag Geoteknikk	Format A3	
			Dato 19.12.18		
Stabilitetsberegning Profil II-II Afi-analyse, dagens situasjon			Format/Målestokk: 1:400		
Multiconsult		Status	Konstr./Tegnet ABR/JSB	Kontrollert LFC	Godkjent LFC
		Oppdragsnr. 10203949	Tegningsnr. RIG-TEG-811.2		Rev. 00



Profil II-II
1 : 200

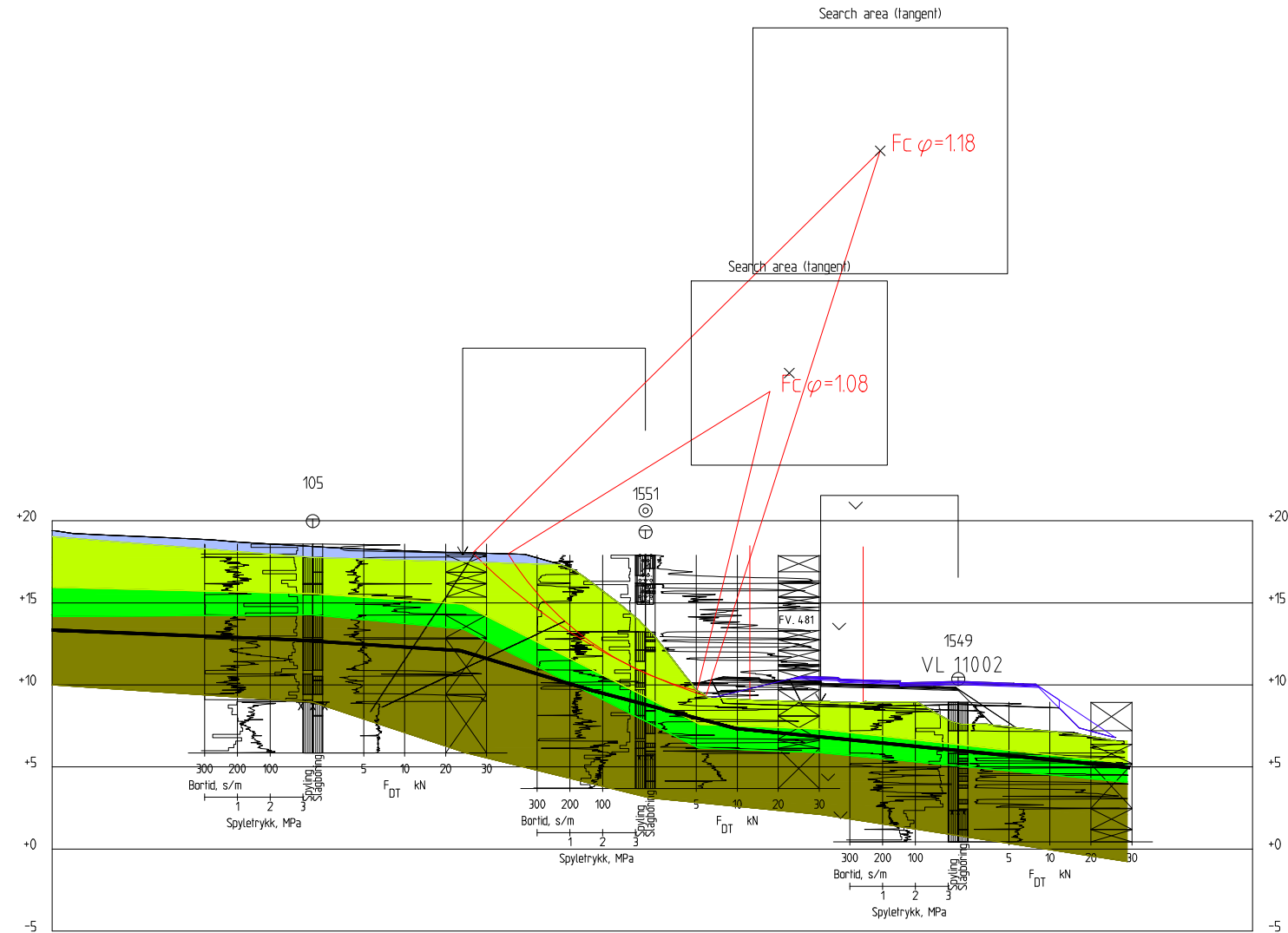
o:\10203\10203949-01\10203949-01-03 arbeidsområde\10203949-01 rig\10203949-01-10 geosulle\stabgraf.nl\10203949-rig-ber-002-6 profil i afi endret cu - temeng likak.dwg

Material	Un.Weight	Sub.Weight	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
fylling	19.00	11.00	42.0	5.0				
Torv	15.00	5.00	31.0	0.0				
Sand, grus og	18.00	8.00	35.0	0.0				
Siltig leire, k	19.00	9.00	28.0	2.7				
Sand	20.00	10.00	33.0	0.0				
Sand, grus og	18.00	9.00	38.0	3.9				

Tegnforklaring:

	Torv med sand og grus
	Sand og grus, humusholdig
	Kvikkleire/sprøbruddmateriale, siltig
	Silt, leirig
	Sand
	Sand, grus og stein
	Sprengstein

00	-	-	-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
STATENS VEGVESEN Fv. 481 Angedalsvegen			Fag Geoteknikk	Format A3	
			Dato 19.12.18		
Stabilitetsberegning Profil II-II Afi-analyse, terrengtiltak for VL 11002			Format/Målestokk: 1:400		
Multiconsult		Status Foreløpig	Konstr./Tegnet ABR/JSB	Kontrollert LFC	Godkjent LFC
		Oppdragsnr. 10203949	Tegningsnr. RIG-TEG-811.4		Rev. 00



Profil III-III
1 : 200

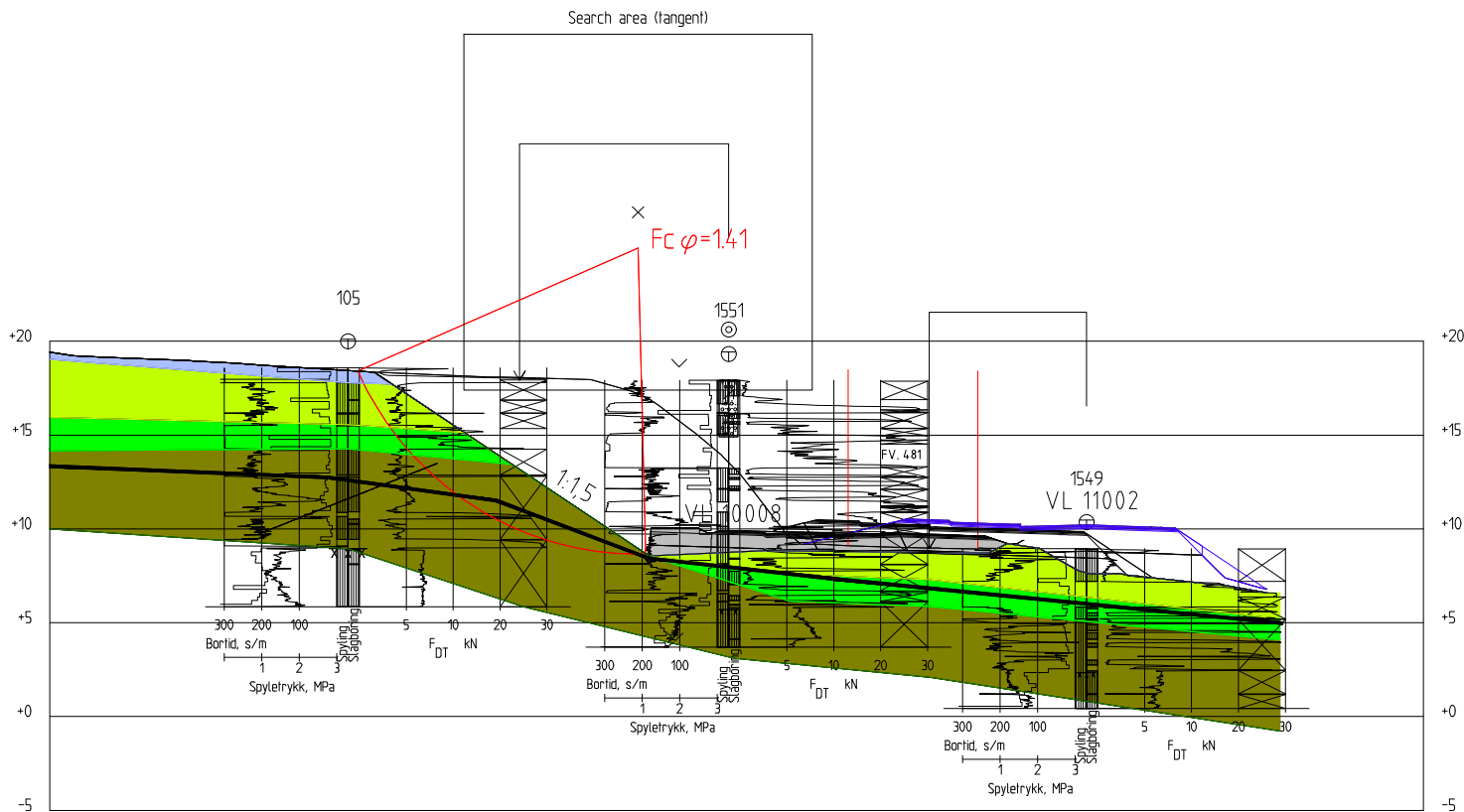
o:\10203\10203949-01\10203949-01-03 arbeidsområde\10203949-01 rig\10203949-01-10 geosuite\stabgraf\ri\10203949-rig-ber-0032 profil iii afi ny gvdwg

Material	Un.Weight	Sub.Weight	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Torv	15.00	5.00	31.0	0.0				
Sand, grus og 18.00	8.00	35.0	0.0					
Sand	20.00	10.00	33.0	0.0				
Sand, grus og 19.00	9.00	38.0	3.9					

Tegnforklaring:

	Torv med sand og grus
	Sand og grus, humusholdig
	Kvikkleire/sprøbruddmateriale, siltig
	Silt, leirig
	Sand
	Sand, grus og stein
	Sprengstein

00	-	-	-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
STATENS VEGVESEN Fv. 481 Angedalsvegen			Fag Geoteknikk	Format A3	
			Dato 19.12.18		
Stabilitetsberegning Profil III-III Afi-analyse, dagens situasjon			Format/Målestokk: 1:400		
Multiconsult		Status	Konstr./Tegnet LFC/JSB	Kontrollert ABR	Godkjent LFC
		Oppdragsnr. 10203949	Tegningsnr. RIG-TEG-812.1		



Profil III-III
1 : 200

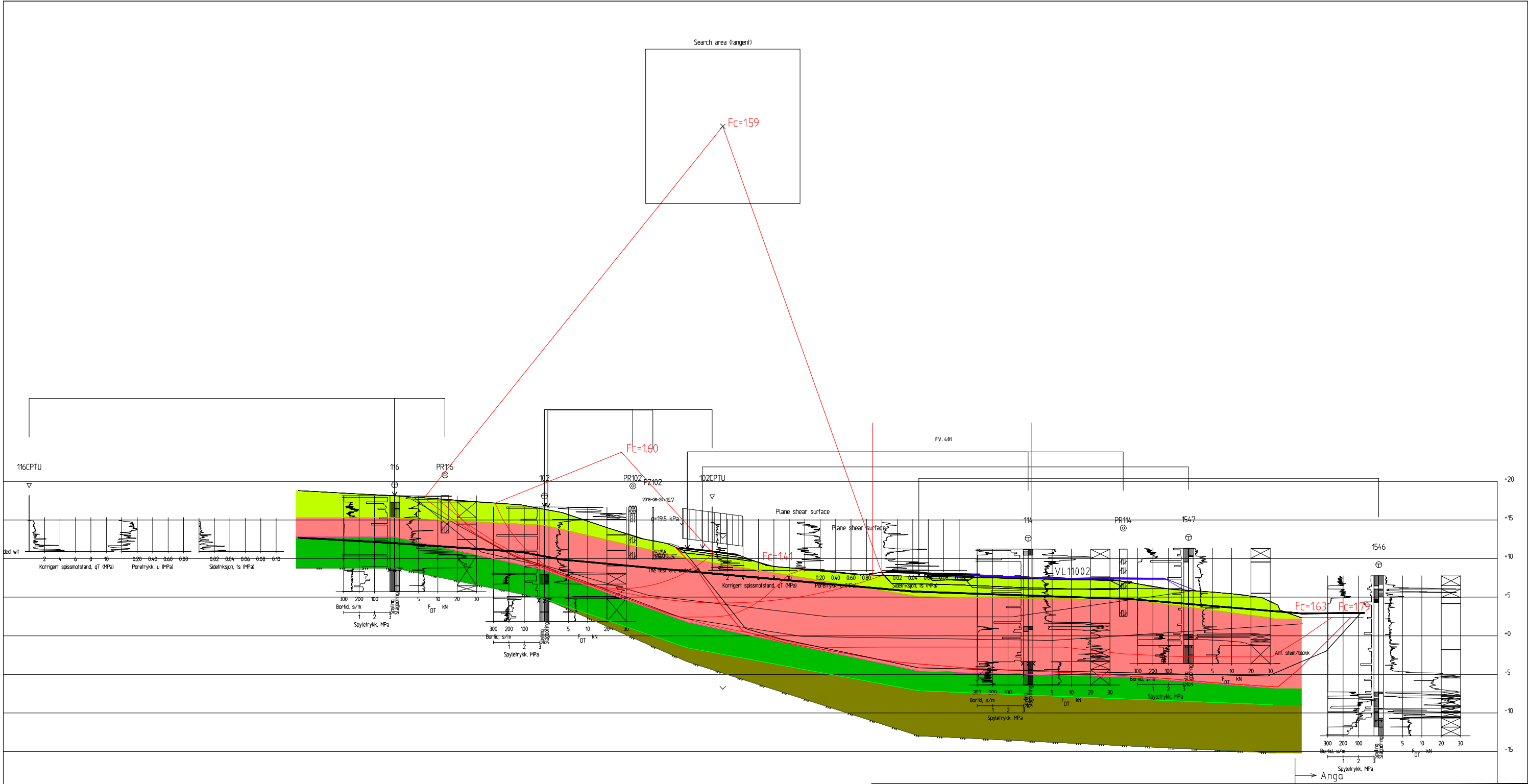
o:\10203\10203949-01\10203949-01-03 arbeidsområde\10203949-01-10 geosule\stabgraf.ni\10203949-rig-ber-0033 profil iii afi åpen utgraving.dwg

Material	Un.Weigh	Sub.Weigh	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
sprengstein	19.00	1100	42.0	4.5				
Torv	15.00	5.00	31.0	0.0				
Sand, grus hum	8.00	8.00	35.0	0.0				
Sand	20.00	10.00	33.0	0.0				
Sand, grus og	19.00	9.00	38.0	3.9				

Tegnforklaring:

	Torv med sand og grus
	Sand og grus, humusholdig
	Kvikkleire/sprøbruddmateriale, siltig
	Silt, leirig
	Sand
	Sand, grus og stein
	Sprengstein

00	-	-	-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
STATENS VEGVESEN			Fag	Format	
Fv. 481 Angedalsvegen			Geoteknikk	A3	
Stabilitetsberegning			Dato	19.12.18	
Profil III-III			Format/Målestokk:	1:400	
Afi-analyse, VL 10008 med helning 1:1,5					
Multiconsult		Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
			LFC/JSB	ABR	LFC
Oppdragsnr.		Tegningsnr.			Rev.
10203949		RIG-TEG-812.2			00



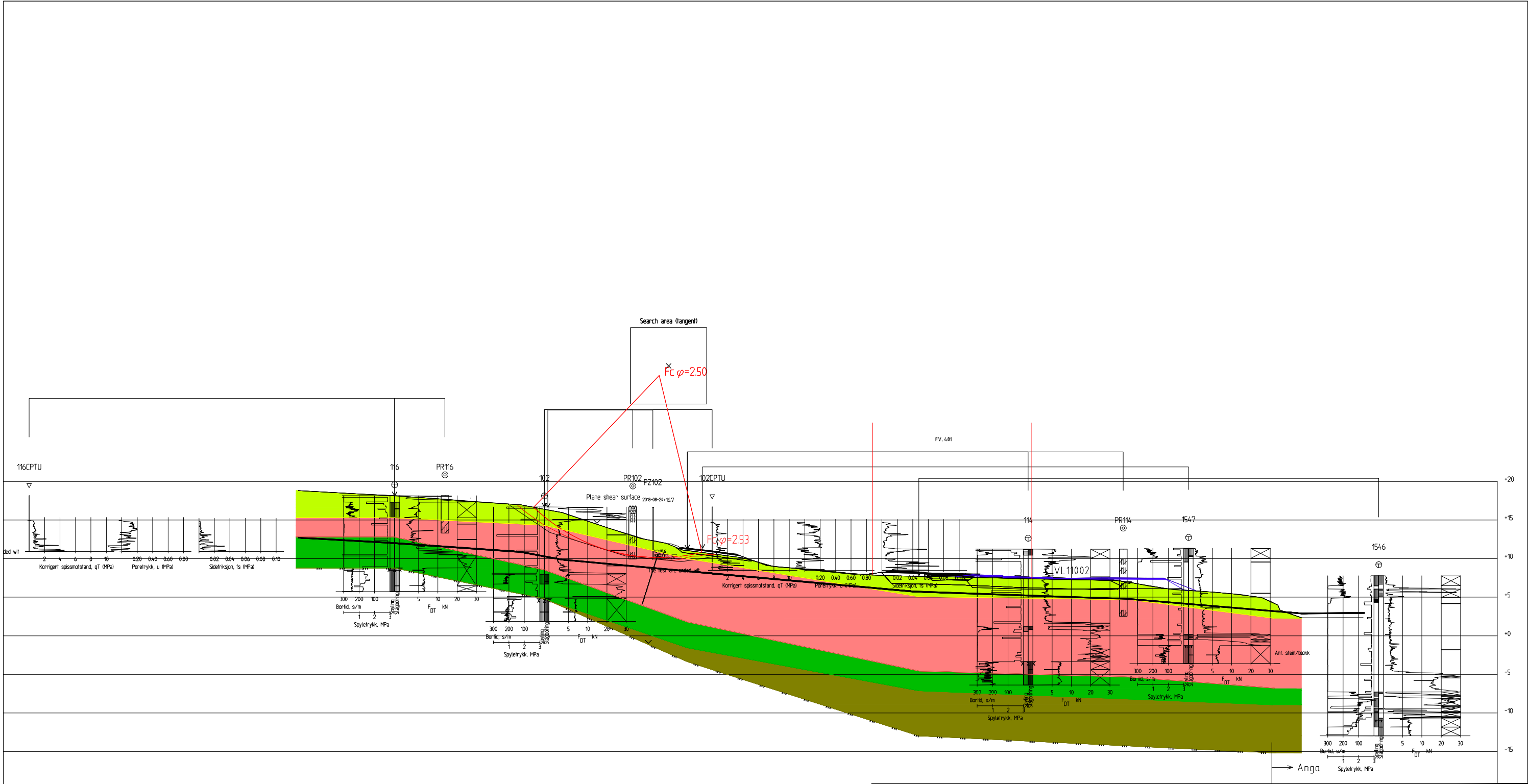
c:\10203949-01\10203949-01-03 arbeidsområde\10203949-01 rig\10203949-01-10 geosuite\stabgraf\1\10203749-rig-ber-0061 profil_vl adp.dwg

Material	Un.Weight	Sub.Weight	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
humusholdig, s	8.00	8.00	35.0	0.0				
siltig leire, k	19.00	9.00			40.0	100	0.63	0.35
sand	20.00	10.00	33.0	0.0				
sand, grus og	19.00	9.00	38.0	3.9				

Tegnforklaring:

- Torv med sand og grus
- Sand og grus, humusholdig
- Kvikkleire/sprøbruddmateriale, siltig
- Silt, leirig
- Sand
- Sand, grus og stein
- Sprengstein

00	-	-	-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
STATENS VEGVESEN Fv. 481 Angedalsvegen			Fag	Format	
			Geoteknikk	A3	
			Dato		
			19.12.18		
Stabilitetsberegning Profil VI-VI ADP-analyse, dagens situasjon			Format/Målestokk:		
			1:500		
Multiconsult		Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
			ABR/JSB	LFC	LFC
Oppdragsnr.		Tegningsnr.			Rev.
10203949		RIG-TEG-814.1			00



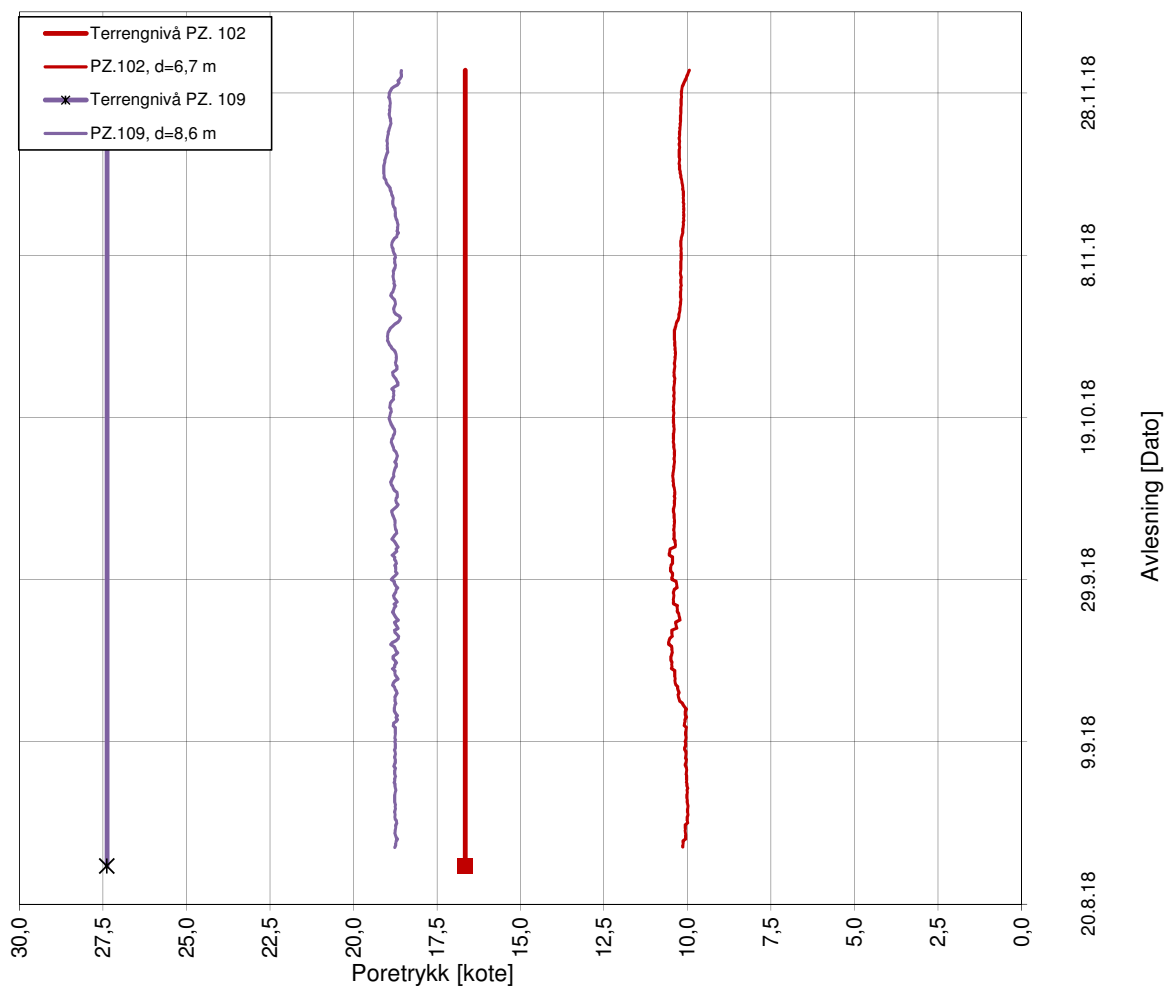
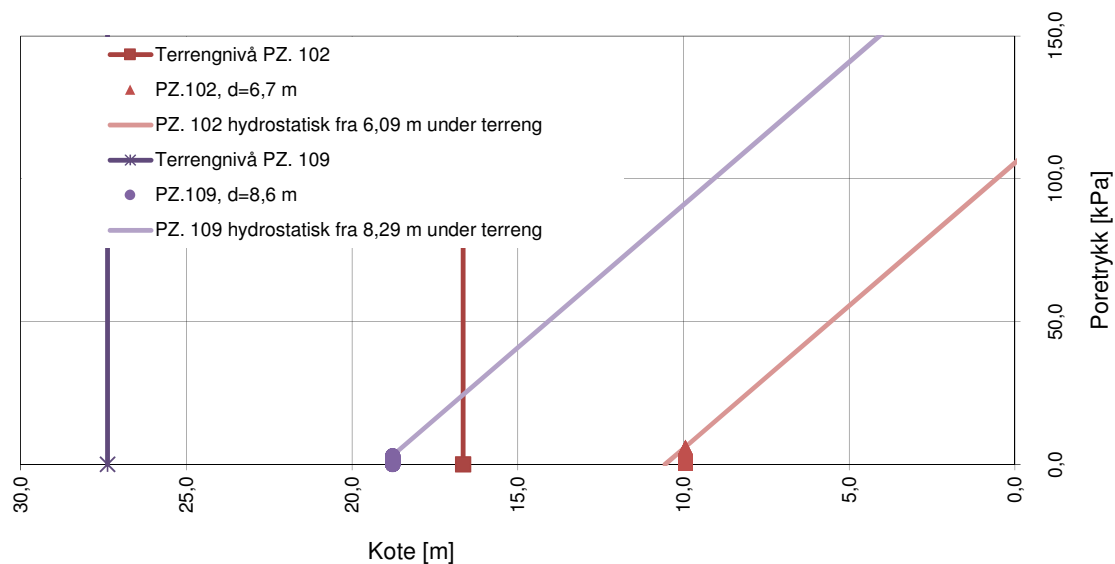
o:\10203949-01\10203949-01-03 arbeidsområde\10203949-01 rig\10203949-01-10 geosuite\stabgraf\rit\10203949-rig-ber-0062 profil vi.afidwg

Material	Un	Weight	Sub	Weight	F	C	C	Aa	Ad	Ap
humusholdig, s	8.00	8.00	35.0	0.0						
siltig leire, k	19.00	9.00	30.0	3.0						
sand	20.00	10.00	33.0	0.0						
sand, grus og	19.00	9.00	38.0	3.9						

Tegnforklaring:

- Torv med sand og grus
- Sand og grus, humusholdig
- Kvikkleire/sprøbruddmateriale, siltig
- Silt, leirig
- Sand
- Sand, grus og stein
- Sprengstein

00	-	-	-	-	-
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
STATENS VEGVESEN Fv. 481 Angedalsvegen			Fag	Format	
			Geoteknikk	A3	
			Dato		
			19.12.18		
Stabilitetsberegning Profil VI-VI Afi-analyse, dagens situasjon			Format/Målestokk:		
			1:500		
Multiconsult		Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
			ABR/JSB	LFC	LFC
Oppdragsnr.		Tegningsnr.			Rev.
10203949		RIG-TEG-814.2			00



PORETRYKKSMÅLING

Elektriske poretrykksmålere, PZ. 102 og 109

Statens vegvesen

Fv. 481 Angedalsvegen

Konstr./Tegnet

LFC

Kontrollert

ABR

Dato

05.12.18

Godkjent

LFC

Multi
consult

MULTICONSULT NORGE AS

Sluppenvegen, 15
7486 TRONDHEIM
Tlf.: 73 10 62 00

Oppdragsnr.

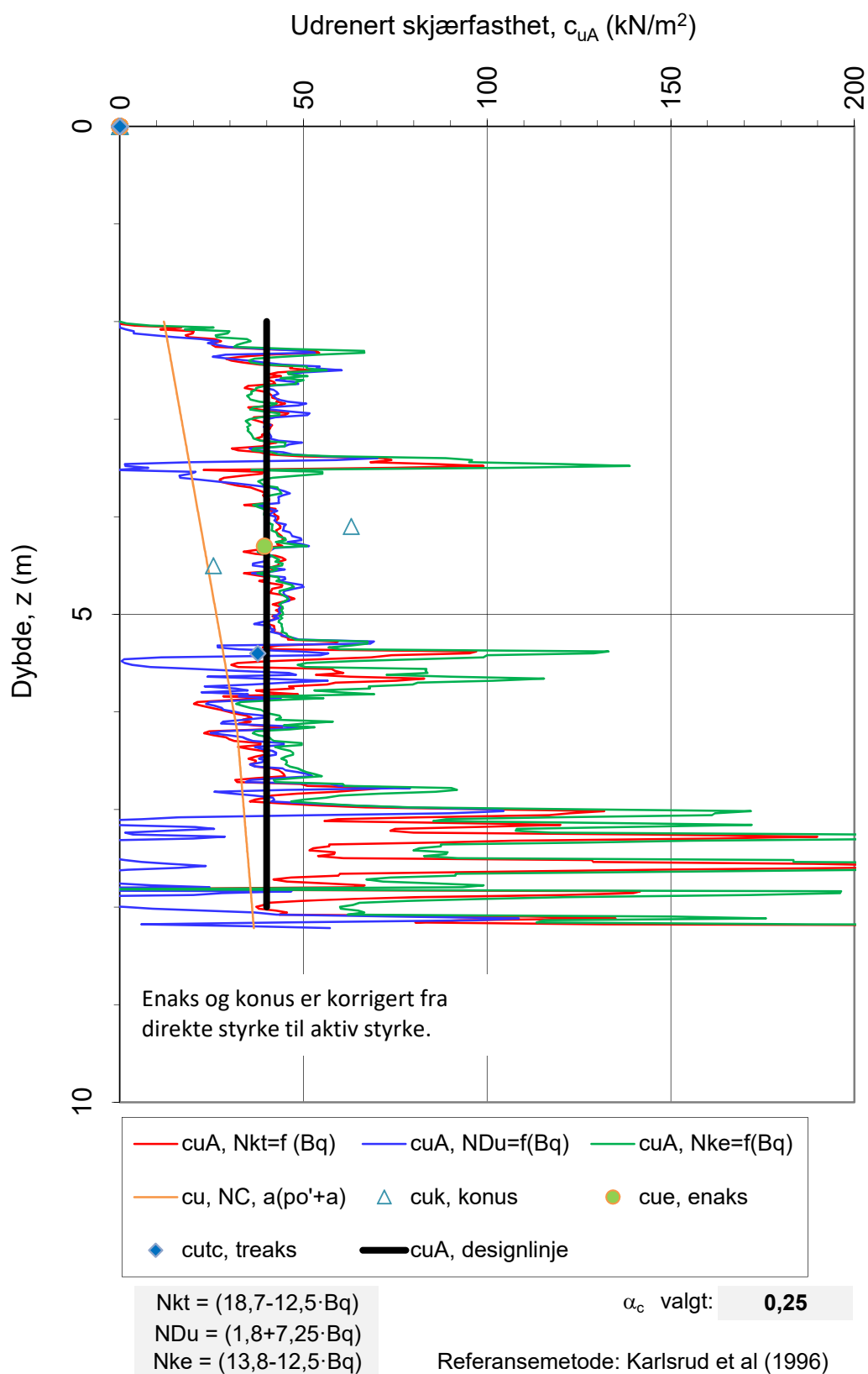
10203949

Tegn.nr.

RIG-TEG-350

Rev.

01



Oppdragsgiver:

Statens vegvesen

Oppdrag:

Fv.481 Angedalsvegen

Tegningens filnavn:

10203949-CPTU 102

Aktiv udrenert skjærfasthet c_{uA} , korrelert mot B_q .

CPTU id.:

CPTU 102

Sonde:

4901

Multiconsult

MULTICONSULT AS

Dato:

02.11.2018

Tegnet:

lfc

Kontrollert:

abr

Godkjent:

lfc

Oppdrag nr.:

10203949

Tegning nr.:

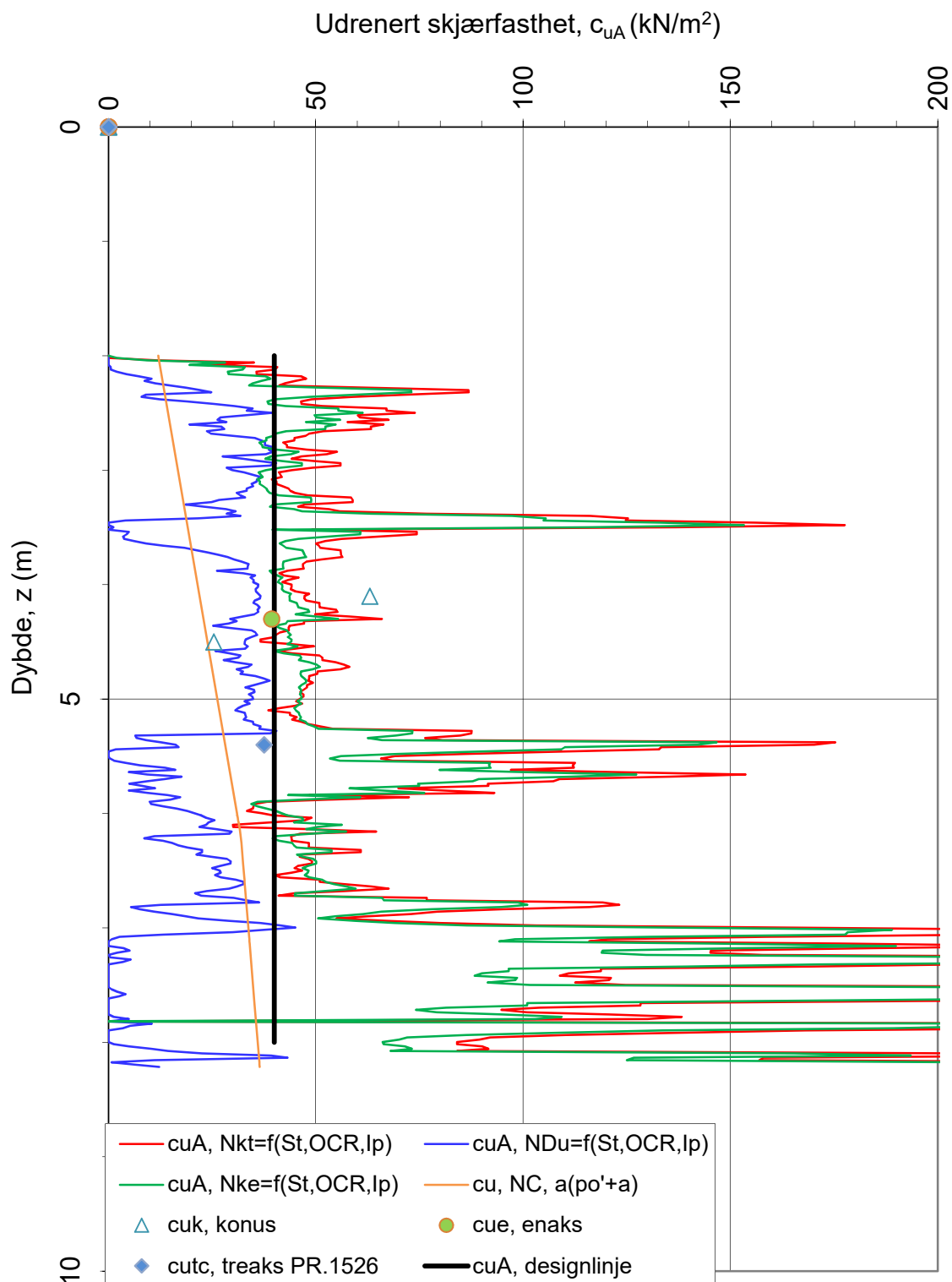
RIG-TEG-500.5

Versjon:

09.03.2016

Revisjon:

00



Sensitivitetsvalg:

St > 15

α_c valgt:

0,25

$$Nkt = (8,5 + 2,5 \log OCR + 0 I_p)$$

$$NDu = (9,8 - 4,5 \log OCR + 0 I_p)$$

$$Nke = (12,5 - 11 B_q)$$

Referansemetode: Karlsrud et al (2005)

Oppdragsgiver:

Statens vegvesen

Oppdrag:

Fv.481 Angedalsvegen

Tegningens filnavn:

10203949-CPTU 102

Aktiv udrenert skjærfasthet c_{uA} , korrelert mot S_t , OCR og I_p .

Multiconsult

CPTU id.:

CPTU 102

Sonde:

4901

MULTICONSULT AS

Dato:

02.11.2018

Tegnet:

lfc

Kontrollert:

abr

Godkjent:

lfc

Oppdrag nr.:

10203949

Tegning nr.:

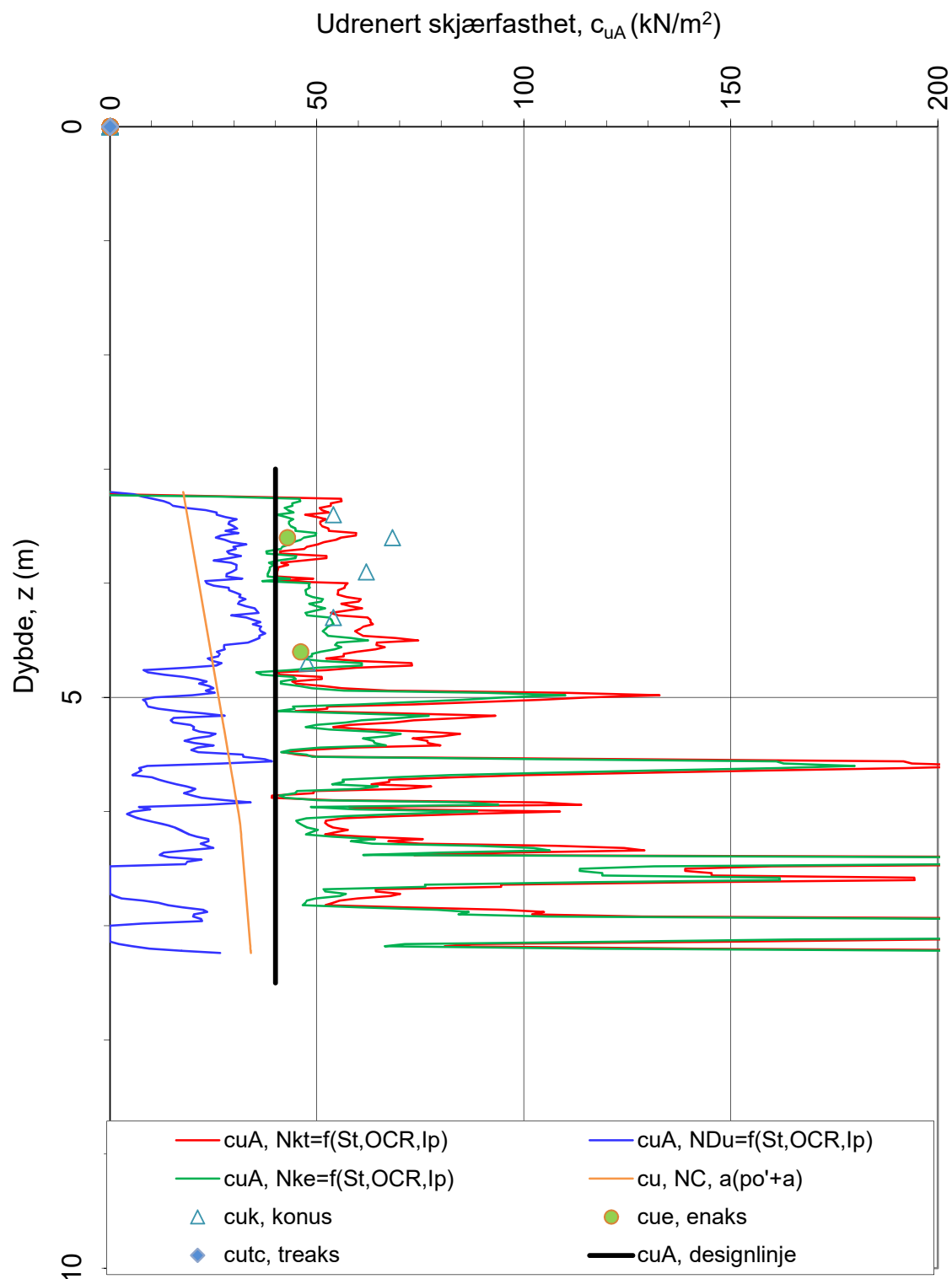
RIG-TEG-500.6

Versjon:

09.03.2016

Revisjon:

00



Sensitivitetsvalg:

St < 15

$$N_{kt} = (8.5 + 2.5 \log OCR + 0 I_p)$$

$$N_{Du} = (9.8 - 4.5 \log OCR + 0 I_p)$$

$$N_{ke} = (12.5 - 11 B_q)$$

α_c valgt:

0,25

Referansem metode: Karlsrud et al (2005)

Oppdragsgiver:

Statens vegvesen

Oppdrag:

Fv. 481 Angedalsvegen

Tegningens filnavn:

10203949-CPTU 116

Aktiv udrenert skjærfasthet c_{uA} , korrelert mot S_t , OCR og I_p .

Multiconsult

CPTU id.:

116

Sonde:

4325

MULTICONSULT AS

Dato:

02.11.2018

Tegnet:

lfc

Kontrollert:

abr

Godkjent:

lfc

Oppdrag nr.:

10203949

Tegning nr.:

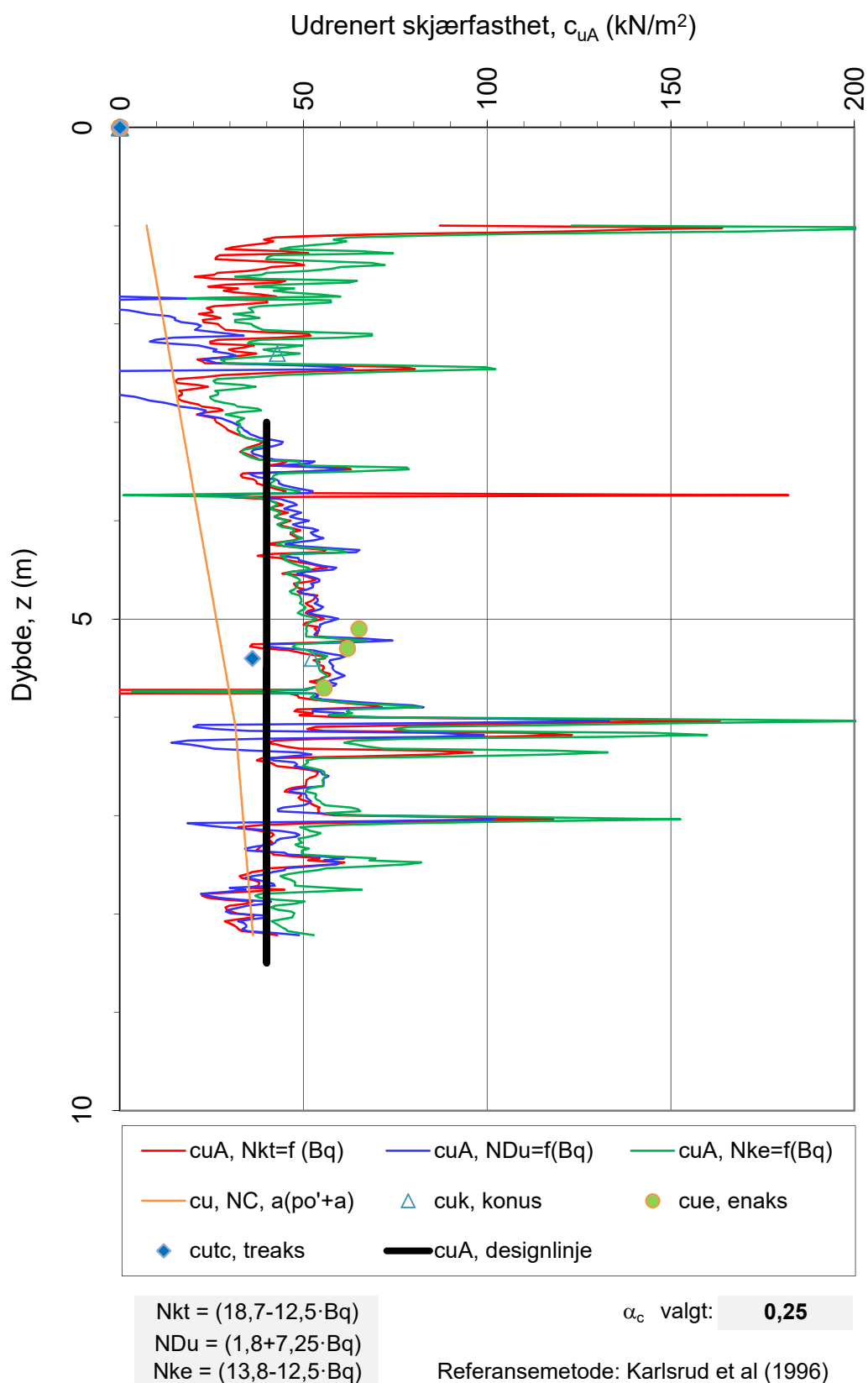
RIG-TEG-502.6

Versjon:

09.03.2016

Revisjon:

00



Oppdragsgiver:

Statens vegvesen

Oppdrag:

Fv481 Angedalsvegen

Tegningens filnavn:

CPTU_EXTRA_v5.0

Aktiv udrenert skjærfasthet c_{uA} , korrelert mot B_q .

Multiconsult

CPTU id.:

CPTU 1526

Sonde:

4292

MULTICONSULT AS

Dato:

02.11.2018

Tegnet:

lfc

Kontrollert:

abr

Godkjent:

0

Oppdrag nr.:

10203949

Tegning nr.:

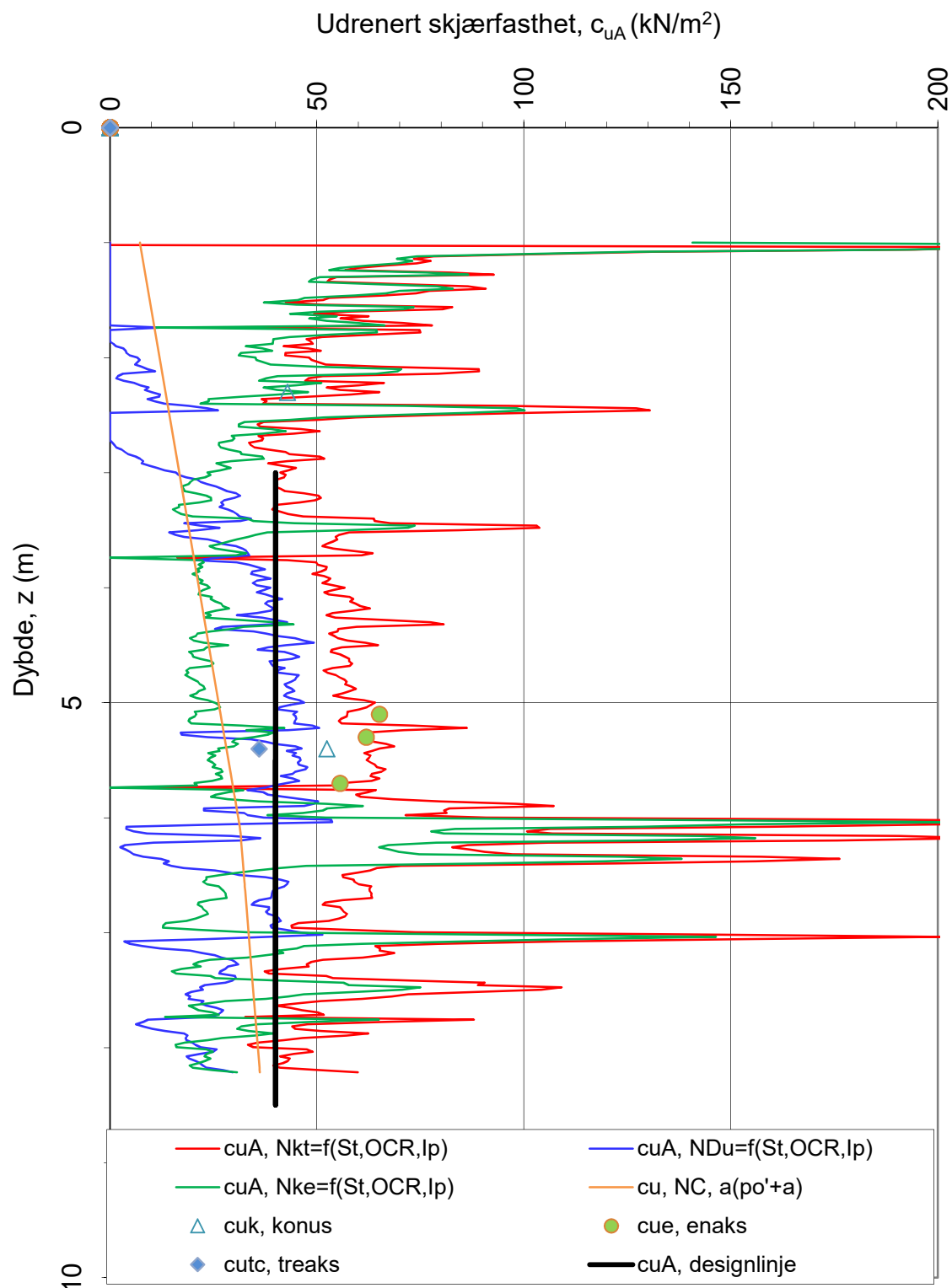
RIG-TEG-503.5

Versjon:

09.03.2016

Revisjon:

00



Sensitivitetsvalg:

St > 15

$$Nkt = (8.5 + 2.5 \log OCR + 0 I_p)$$

$$Ndu = (9.8 - 4.5 \log OCR + 0 I_p)$$

$$Nke = (12.5 - 11 B_q)$$

α_c valgt:

0,25

Referansem metode: Karlsrud et al (2005)

Oppdragsgiver:

Statens vegvesen

Oppdrag:

Fv481 Angedalsvegen

Tegningens filnavn:

CPTU_EXTRA_v5.0

Aktiv udrenert skjærfasthet c_{uA} , korrelert mot S_t , OCR og I_p .

Multiconsult

CPTU id.:

CPTU 1526

Sonde:

4292

MULTICONSULT AS

Dato:

02.11.2018

Tegnet:

lfc

Kontrollert:

abr

Godkjent:

0

Oppdrag nr.:

10203949

Tegning nr.:

RIG-TEG-503.6

Versjon:

09.03.2016

Revisjon:

00

Vedlegg A

Sikkerhetsprinsipper

Innholdsfortegnelse

A.1	Generelt	1
A.2	Geotekniske problemstillinger	2
A.3	Sikkerhetsprinsipper	2
A.3.1	Geoteknisk kategori	3
A.3.2	Konsekvens- og pålitelighetsklasse CC/RC	3
A.3.3	Bruddmekanisme	4
A.3.4	Sikkerhetsnivå	4
A.3.5	Kontrollklasse og utførelseskontroll	4
A.3.6	Seismisk grunntype og klasse	5
A.4	Kvalitetssystem	5
A.5	Bruddgrensetilstander	5
A.6	Dimensjoneringsmetode (STR og GEO)	5
A.7	Partialfaktorer påvirkninger/lastvirkninger (A)	6

A.1 Generelt

Regelverk

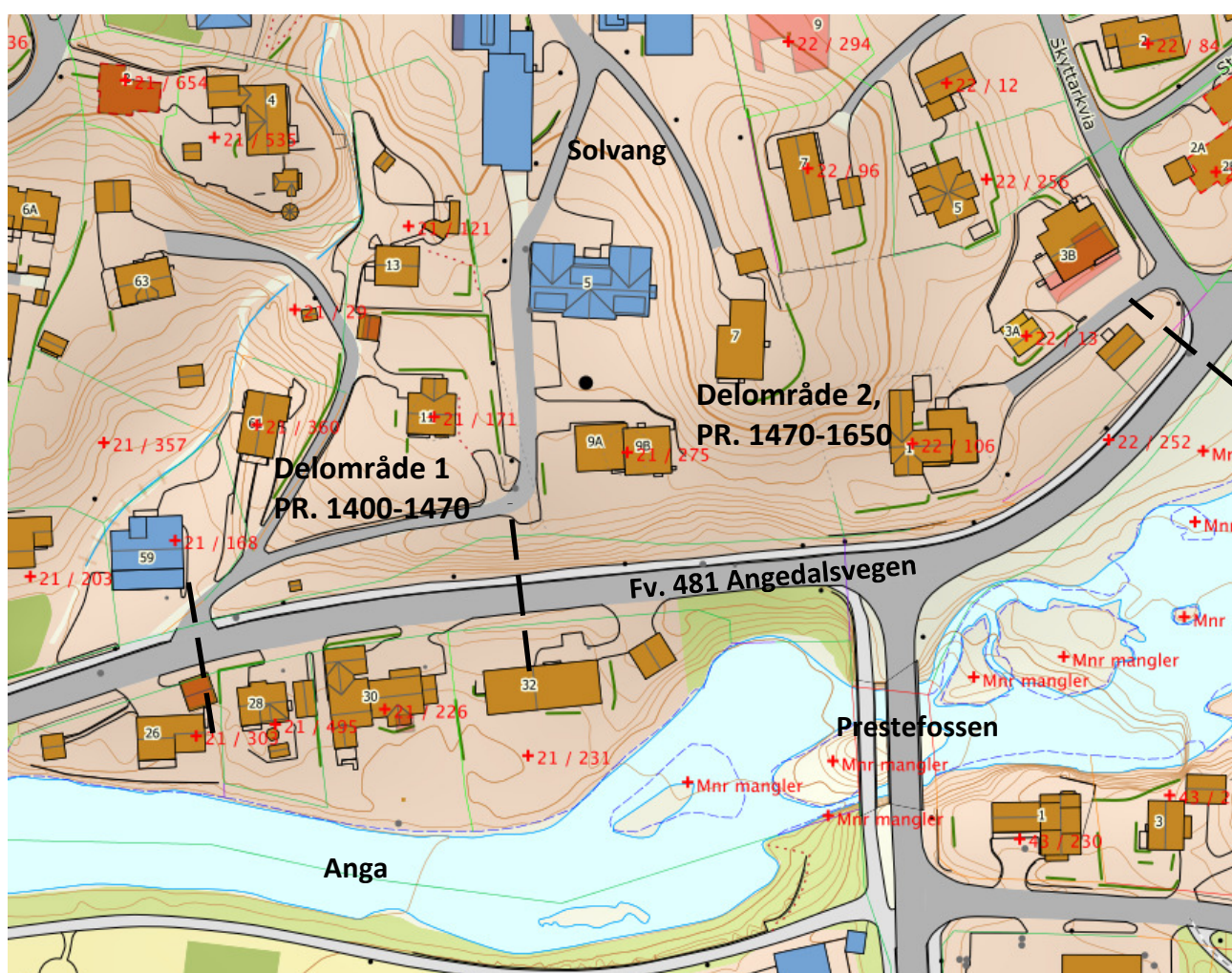
Gjeldende regelverk legges til grunn for prosjekteringen, og for geoteknisk prosjektering gjelder:

- Statens vegvesen (SVV), Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, 2018
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, april 2012 (rev 2014)
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok N200 Vegbygging, juni 2018
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok N400 Bruprosjektering, 2015

I tillegg, og i den grad de er relevante, anbefales følgende standarder og veiledninger benyttet:

- NS-EN 1990-1:2002 + NA:2008 (Eurokode 0)
- NS-EN 1997-1:2004 + NA:2008 (Eurokode 7, del 1)
- NS-EN 1997-2:2007 + NA:2008 (Eurokode 7, del 2)
- NS-EN 1998-1:2004 + NA:2008 (Eurokode 8, del 1)
- NS-EN 1998-5:2004 + NA:2008 (Eurokode 8, del 5)
- Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), NVEs retningslinjer nr. 2/2011, Flaum- og skredfare i arealplanar, revidert 22. mai 2014
- Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), NVEs veileder nr. 7/2014, Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper
- Norsk Geoteknisk Forening (NGF), Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler 2012

Krav til partialfaktorer er iht. håndbok N200 [7] avhengig av grunnforholdene. Da grunnforholdene varierer på strekningen er det valgt å dele strekningen inn i to deler, se Figur A-1.



Figur A-1: Oversikt delområder, Prestefossen (kilde: www.finn.no).

A.2 Geotekniske problemstillinger

Geotekniske problemstillinger for utbyggingen er hovedsakelig relatert til:

- Skråningsstabilitet
- Stabilitet av skjæringer og fyllinger, både i anleggsfasen og permanent fase
- Eventuelt etablering av nye murer
- Midlertidige og permanente oppstøttingsløsninger
- Anleggsarbeider

A.3 Sikkerhetsprinsipper

I Tabell 3-1 er geoteknisk kategori, konsekvens- og pålitelighetsklasse, krav til partialfaktorer osv. oppsummert for veilinje 10008. Nærmere begrunnelse for valg er gitt i de videre kapitlene, samt valg av seismisk klasse.

Tabell 3-1: Oppsummering av sikkerhetsprinsipper.

Delområde	1	2
Pr. veilinje 10008	1400 – 1470	1470 – 1650
Geoteknisk kategori	3	2
Konsekvens- og pålitelighetsklasse	CC/RC 3	CC/RC 2
Bruddmekanisme	Sprø	Nøytral
Krav til sikkerhetsnivå (γ_M) ¹	1,6	1,4
Kontrollklasse og utførelseskontroll	PKK/UKK 3	PKK/UKK 2
Seismisk grunntype	S ₂	E

A.3.1 Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori for veiprosjekter skal iht. N200 [7] bestemmes iht. Eurokode 7 del 1 [15]. I områder med kvikkleire (sprøbruddmaterialer) skal veiprosjekter plasseres i geoteknisk kategori 3.

Pr.1400-1470

På bakgrunn av at det er påvist kvikkleire/sprøbruddmateriale på strekningen plasseres delstrekningen i geoteknisk kategori 3.

Pr.1470-1650

Løsmassene på delstrekningen består av friksjonsmasser og delstrekningen plasseres i geoteknisk kategori 2 som omfatter konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold. Dette innebærer at prosjekteringen bør omfatte kvantitative geotekniske data og analyser for å sikre at de grunnleggende kravene blir oppfylt.

A.3.2 Konsekvens- og pålitelighetsklasse CC/RC

Konsekvensklasser skal iht. N200 [7] bestemmes iht. Eurokode 0 [13]. Konsekvensklasser er behandlet i tillegg B i Eurokode 0. Tabell NA.A1 (901) i nasjonalt tillegg av Eurokoden gir rettleidende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i Pålitelighetsklasser (CC/RC) 1-4 [13]. Veiledning til valg av konsekvensklasse er gitt i Håndbok V220 [12]. Iht. N200 er pålitelighetsklasse direkte knyttet til konsekvensklasse.

Pr.1400-1470

Delstrekningen plasseres i konsekvens- og pålitelighetsklasse 3 med bakgrunn i grunnforhold, topografi og geoteknisk kategori. Det vil si i samme kategori som «Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller» iht. tabell NA.A1 (901) [13] og «andre geotekniske tiltak med stor bruddkonsekvens» iht. tabell 0-1 [7]. Konsekvensklasse CC/RC 3 blir i tabell B1 beskrevet som "stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser" [13].

Pr.1470-1650

Delstrekningen plasseres i konsekvens- og pålitelighetsklasse 2 med bakgrunn i grunnforhold,

topografi og geoteknisk kategori. Denne kategorien kan benyttes for både «Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller» og for «Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg for enkle og oversiktige grunnforhold» iht. tabell NA.A1 (901) [13] og «andre geotekniske tiltak med begrenset bruddkonsekvens og god evne til å tåle deformasjoner» iht. tabell 0-1 [7]. Konsekvensklasse CC/RC 2 blir i tabell B1 [13] beskrevet som "middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser".

A.3.3 Bruddmekanisme

Kvikkleire har erfaringsmessig sprø/kontraktant bruddutvikling, sand/grus har en dilatant bruddutvikling, mens silt/leire har normalt dilatant eller nøytral bruddutvikling.

Pr.1400-1470

Løsmassene består i hovedsak av et topplag med torv eller sand, grus og stein over siltig leire og derunder sand, grus og stein over berg. Det er påvist kvikkleire/sprøbruddmateriale og laget antas å strekke seg helt ut til front av skråning. Basert på en totalvurdering vurderes bruddmekanismen å være «sprø».

Pr.1470-1650

Løsmassene består i hovedsak av friksjonsmasser av sand, grus og morene i hele dybden. Mellom profil 1500 og 1570 består løsmassene i øvre del av skråningen av leirig silt med sandsjikt. Basert på en totalvurdering vurderes bruddmekanismen å være «nøytral».

A.3.4 Sikkerhetsnivå

Pr.1400-1470

Med konsekvensklasse «CC3 – meget alvorlig» og bruddmekanisme «sprø» krever håndbok N200 [7] en beregningsmessig partialfaktor på $\gamma_M \geq 1,6$ for lokalstabilitet for konstruksjoner eller konstruktive tiltak.

Pr.1470-1650

Med konsekvensklasse «CC2 – alvorlig» og bruddmekanisme «nøytral» krever håndbok V220 en beregningsmessig partialfaktor på $\gamma_M \geq 1,4$ for lokalstabilitet for konstruksjoner eller konstruktive tiltak.

A.3.5 Kontrollklasse og utførelseskontroll

Iht. N200 skal prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK/UKK for veiprosjekter velges på bakgrunn av både pålitelighetsklasse og geoteknisk kategori iht. tabell 203.1 og 203.3 i N200. Eurokode 0 og 7 gir videre føringer for krav til omfang av prosjekterings- og utførelseskontroll. For PKK 3 angir Statens vegvesen i kap. 203.4 i N200 hvilke punkter som skal kontrolleres. I tillegg gir Figur 0.9 og 0.12 i V220 veiledning til kontroller som forventes utført for de ulike klassene.

Egenkontroll- og intern systematisk kontroll gjennomføres etter vanlig praksis i Multiconsult for alle nivå for PKK/UKK. Utvidet kontroll innebærer at det utføres *uavhengig kontroll* av et uavhengig firma.

Pr.1400-1470

Delstrekningen plasseres i PKK/UKK 3 i samsvar med tabell 203.1 og 203.3 i N200. Kontrollen innebærer egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. Utvidet kontroll i PKK/UKK 3 skal gjennomføres som en faglig kontroll.

Pr.1470-1650

Delstrekningen plasseres i PKK/UKK 2 i samsvar med tabell 203.1 og 203.3 i N200. Kontrollen innebærer egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. Utvidet kontroll i PKK/UKK 2 kan begrenses til kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og kontrollert.

A.3.6 Seismisk grunntype og klasse

Seismisk grunntype bestemmes etter NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Eurokode 8: *Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning* [14].

Pr.1350-1470

Delstrekningen vurderes å ligge klasse Grunntype S₂.

Pr.1470-1650

Delstrekningen vurderes å ligge klasse Grunntype E.

Jordskjelv

Statens vegvesen utfører en ROS-analyse for reguleringsplan som inkluderer vurdering av konsekvenser ved jordskjelv.

Etter råd fra Statens vegvesen basert på foreløpig versjon av V220 (ikke utgitt) plasseres Fv. 481 i seismisk klasse II. Iht. Eurokode 8 tabell NA.4(902) vil støttemurer over 3 m plasseres i seismisk klasse II, og under 3 m i seismisk klasse I. Eventuelle andre konstruksjoner plasseres i seismisk klasse II, tilsvarende veien, med unntak av eventuelle broer som plasseres i seismisk klasse III.

A.4 Kvalitetssystem

Eurokode 0 krever at det ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal være et kvalitetssystem tilgjengelig [13]. Oppdraget er kvalitetssikret i henhold til Multiconsults styringssystem. Systemet er bygget opp med prosedyrer og beskrivelser som er dekkende for kvalitetsstandard NS-EN ISO 9001:2008. Multiconsults styringssystem tilfredsstiller sistnevnte krav, og kravet er således også ivaretatt for pålitelighetsklasse 3.

A.5 Bruddgrensetilstander

Følgende bruddgrensetilstander er aktuelle for geoteknisk design i prosjektet [13]:

- STR: *Intern svikt eller for stor deformasjon i konstruksjon eller bærende deler, medregnet f.eks. fundamenter, peler eller kjellervegger, der konstruksjonsmaterialenes fasthet gir et betydelig bidrag til motstanden.*
 $Ed \leq Rd$
- GEO: *Svikt eller for stor deformasjon i grunnen, der fastheten av jord eller berg gir et betydelig bidrag til motstanden.*
 $Ed \leq Rd$

A.6 Dimensjoneringsmetode (STR og GEO)

Dimensjoneringsmetode 3 blir benyttet for all annen geoteknisk prosjektering enn peler. Følgende sett av partialfaktorer blir benyttet for denne dimensjoneringsmetoden (2.4.7.3.4.4, ref. [15] og NA.A1.3.1(5) (side 7) [13]):

Påvirkninger / lastvirkninger: A1 (konstruksjonslaster) & A2 (geotekniske laster)
Grunnens egenskaper: M2
Motstand: R3

For peler benyttes dimensjoneringsmetode 2 der følgende sett av partialfaktorer blir benyttet (2.4.7.3.4.3, ref. [15] og NA.A1.3.1(5) [13]):

Påvirkninger / lastvirkninger: A1 (konstruksjonslaster)
Grunnens egenskaper: M1
Motstand: R2

A.7 Partialfaktorer påvirkninger/lastvirkninger (A)

For geotekniske laster benyttes lastfaktor 1,0 for permanente laster og 1,3 for variable laster (ECO: Tabell NA.A1.2(C), ref. [13]).

For gunstige lastvirkninger, og for beregninger i ulykkesgrensetilstand, regnes det med partialfaktor 1,0 på lasten.

Vedlegg B Materialparametere

Innholdsfortegnelse

B.1 Tolkning av beregningsparametere	1
B.1.1 Tyngdetetthet	1
B.1.2 Grunnvannsnivå og poretrykksfordeling med dybden.....	1
B.1.3 Tidligere overlagring	2
B.1.4 Plastisitetsindeks, I_p	2
B.1.5 Sensitivitet, S_t	3
B.1.6 CPTU tolkning	3
B.1.7 Udrenerte styrkeparametere.....	3
B.1.8 Effektivspenningsparametere.....	5
B.1.9 Materialparametere	5

B.1 Tolkning av beregningsparametere

Tolkning av parametere er utført på basis av utførte CPTU-sonderinger og opptatte 54 mm prøveserier, dokumentert i rapport 10203949-RIG-RAP-001 [2] samt tidligere grunnundersøkelser utført av Statens vegvesen rapport 30208-GEOT-2 [3]. Det er spesielt lagt vekt på tolkning av skjærfasthet fra CPTU-sonderingene. Det er også benyttet erfaringsverdier iht. Statens vegvesen Håndbok V220 [25].

B.1.1 Tyngdetetthet

Målt tyngdetetthet på opptatte prøver er benyttet som grunnlag. Ved store variasjoner i målte verdier er gjennomsnittlige verdier benyttet. For materialer som det ikke er målt tyngdetetthet på er det benyttet erfaringsverdier iht. Statens vegvesens Håndbok V220.

Se tegning nr. 10203949-RIG-TEG-200 t.o.m. -207 i rapport ref. [2].

B.1.2 Grunnvannsnivå og poretrykksfordeling med dybden

Det er installert to elektriske poretrykksmålere med minne og automatisk logging hver 6. time ved tiltak 15 (Prestefossen). Disse er satt ned i PZ. 102 på dybde 6,7 m og PZ. 109 på dybde 8,6 m under terreng. Tegning nr. -350 rev.01 viser målte poretrykk og valgt designlinje for poretrykk for måleresultater frem til 30. november 2018.

Tabell 1-1 viser målte poretrykk og tilsvarende grunnvannsnivå.

Tabell 1-1: Poretrykksregistreringer.

BP.	Kote terreng	Kote pz-spiss	Løsmasser ved pz-spiss	Høyeste avleste poretrykk [kPa]	Grunnvannsnivå fra poretrykk [kote]	Avlesingsperiode
102	16,7	10,0	Siltig kvikkleire med sandsjikt	6,15	+10,6*	Hver 6. time fra 24.08-30.11.2018
109	27,4	18,8	Sand, grus og stein	3,15	+19,1*	Hver 6. time fra 24.08-30.11.2018

*Antar hydrostatisk poretrykksfordeling basert på løsmasser ved pz-spiss, lagdeling og terrengformasjon.

Grunnvannstanden varierer normalt med årstider og nedbør. Erfaringsmessig kan grunnvannsnivået stå vesentlig høyere i perioder med nedbør og/eller snøsmelting. Poretrykksmålingene bør videreføres for å dokumentere poretrykksvariasjoner over tid

I tolkning av CPTU og stabilitetsberegninger er følgende poretrykk lagt til grunn:

- **BP. 102:** Målt poretrykk i piezometer 6,7 m under terreng tilsvarer en grunnvannstand 6,1 m under terreng. Antatt hydrostatisk poretrykksfordeling opptil kote 10,6. Det er målt små variasjoner i grunnvannstanden.
- **BP. 116:** Grunnvannstand 6,1 m under terreng og hydrostatisk poretrykksfordeling.
- **BP. 109:** Målt poretrykk i piezometer 8,6 m under terreng tilsvarer en grunnvannstand 8,3 m under terreng. Antatt hydrostatisk poretrykksfordeling opptil kote 18,9. Det er målt små variasjoner i grunnvannstanden.
- **BP. 1526:** Grunnvannstand 6,1 m under terreng og hydrostatisk poretrykksfordeling.

CPTU 116 og 1526 er plassert i nærheten (mellom 12 og 20 m) fra CPTU 102 der det også er satt ned et piezometer. CPTU 102 ligger på kote 16,7, mens CPTU 116 og 1526 ligger på henholdsvis kote 18,1 og 13,6. Ved tolkning av trykksonderingene har vi lagt til grunn at den målte dybden til grunnvannstanden ved CPTU 102, også gjelder for CPTU 116 og 1526.

Vannstand i Anga varierer med årstidene og nedbør/snøsmelting. Vannstanden er ikke registrert, men i beregningene er det valgt å legge vannstanden på kote 3 i profil I-I, II-II og VI-VI, mens i profil III-III og IV-IV er vannstanden satt til kote 5.

B.1.3 Tidligere overlagring

Ødometerforsøk

Ødometerforsøk utført på opptatt prøve PR.114 i dybde 4,8 m, indikerer at grunnen er overkonsolidert med prekonsolideringsspenning rundt $\sigma'_c = 150$ kPa, se 10203949-RIG-TEG-400.1 i ref. [2].

Antar grunnvannstand 6,1 m under terreng. Dette gir $\sigma'_0 = 4,8 \text{ m} \cdot 19 \text{ kN/m}^3 = 91,2 \text{ kN/m}^2$ og $\text{OCR} = 150/91,2 = 1,6$.

Prekonsolideringsspenningen og overkonsolideringsforholdet er også tolket på bakgrunn av utførte CPTU sonderinger, se RIG-TEG-500.7 og 500.8 tom 503.7 og 503.8 i ref. [2].

B.1.4 Plastisitetsindeks, I_p

For laget med siltig leire varierer plastisitetsindeksen, I_p , mellom 2 og 10 % se Tabell 1-2, med et gjennomsnitt på omtrent 5 %. I tolkning av CPTU er det valgt et gjennomsnitt på $I_p = 5$ %.

Tabell 1-2: Oversikt over sensitivitet og plastisitetsindeks i prøvene av siltig leire.

Borpkt.	I_p	S_t
102	4,5	11-250
113	6,8	3-6, forstyrret
114	5,6; 10,3; 7,2; 4,9; 3,4	12-108
115	4,6; 2,9; 4,7; 5,3; 1,9	68-360
116	6,2; 10,5; 5,5; 5,6	43-130
1561	4,7;	1-12

B.1.5 Sensitivitet, S_t

Det er stor variasjon i målt sensitivitet, S_t , på prøvene av siltig leire se Tabell 1-2. Årsaken er delvis at prøvene er forstyrret. I de videre vurderingene har vi lagt til grunn at alle prøvene har sensitivitet $S_t > 15$.

B.1.6 CPTU tolkning

Vi har lagt inn grunnvannstand 6,1 m under terreng i CPTU 102, 114 og 1526.

I CPTU 102, 114 og 1526 er tyngdetetthet satt til $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$.

B.1.7 Udrenerte styrkeparametere

c_u fra enaks og konus

Verdier for c_u fra rutineundersøkelser på opptatte prøver (enaks og konus) er i våre vurderinger benyttet som verdier for direkte skjærfasthet, c_{uD} . Rutineundersøkelsene viser store variasjoner i målt udrenert skjærfasthet og indikerer varierende prøve kvalitet. I plott av c_{uA} tolket fra CPTU er c_{uD} omregnet til c_{uA} .

c_{uA} fra treksialforsøk

SVV har utført treksforsøk i BP. 1526, se tegning 450.1 til 450.3 i 10203949-RIG-RAP-001.rev01. Basert på overkonsolideringsrate (OCR) og volumtøyning (ϵ_{vol}) klassifiseres kvaliteten på forsøket som akseptabel. Karakteristiske verdier (c_{uA}) er tatt ut nær brudd (1-2 %). Forsøket viser udrenert skjærfasthet på $c_{uA} = 36 \text{ kPa}$ og attraksjon 5 kPa.

Treksforsøket er kjørt med en antatt grunnvannstand på 3 m dybde, mens vi ut i fra resultat fra piezometerene tolker grunnvannstanden til ca. 6 m dybde.

c_{uCPTU} fra CPTU-sonderinger

For bestemmelse av udrenert skjærfasthet er CPTU-sonderingene korrelert iht. empirisk baserte tolkningsfaktorer etter Karlsrud m. fl., se ref. [21], [22] og [23]. For finkornige masser med relativt homogene forhold betraktes tolkning av CPTU på poretrykksbasis ($N_{\Delta u}$) som den mest egnede metoden, mens ved finkornige masser med drenerende sjikt/lag som gir dårlig poretrykksrespons betraktes tolkning av CPTU på spissmotstand (N_{kt}) som den mest egnede metoden. CPTU'ene er tolket basert på både poretrykksrespons og spissmotstand. Udrenert skjærstyrke tolket på bakgrunn

av tolkningsfaktor N_{kt} kan gi noe for høye verdier for c_{uA} , mens ved å benytte $N_{\Delta u}$ kan verdiene bli noe for lave verdier. Årsaken finner vi i tolkningsfaktorene N_{kt} og $N_{\Delta u}$.

Samlet tolkning av aktiv udrenert skjærstyrke c_{uA}

Utførte rutineundersøkelser viser at prøvene er forstyrret. I tillegg er det usikkerhet knyttet til hvorvidt resultatene fra rutineundersøkelser skal korrigeres for å få den aktive styrken. Vi har følgelig ikke lagt vekt på disse resultatene ved valg av design linje for udrenert skjærstyrke.

Det er kun utført et treaksforsøk i området i siltig leire og dette gir noe lavere aktiv udrenert skjærstyrke enn resultatene fra trykksonderingene. Årsaken kan være at tolkning av udrenert skjærstyrke er basert på blokkprøver, mens treaksforsøket er fra 54 mm stempelprøvetaker. Blokkprøvene er generelt mindre forstyrret enn prøver tatt med 54 mm stempelprøvetaker, og gir dermed høyere verdier for udrenert skjærstyrke. Dette er årsaken til at vi i mindre grad har vektlagt dette prøveresultatet ved valg av design linje for udrenert skjærstyrke.

Det er følgelig tolkning av CPTU-sonderingene som i hovedsak er grunnlag for vår designlinje for aktiv udrenert skjærstyrke. Vi har tolket c_{uA} , korrelert mot poretrykksforholdet og korrelert mot S_t , OCR og I_p . *I prosjekteringsfasen må det gjøres en vurdering av behov for ytterligere prøvetaking og treaksforsøk for å vurdere valg av skjærstyrke i kvikkleire fra CPTU-tolkningene.*

Vi har funnet en samlet designlinje for de tre CPTU-sonderingene og vi benytter en konstant udrenert skjærstyrke med dybden på $c_{uA}=40 \text{ kN/m}^2$.

Vår vurdering er at denne designlinjen kan benyttes for laget med siltig leire også i punkene der det kun er utført totalsonderinger. Vi legger her til grunn at laget med siltig leire i den nedre delen av skråningen og på flaten mot elven, har vært konsolidert til minimum det samme nivået som løsmassene i den øvre delen av skråningen der CPTU-sonderingen er utført.

Udrenert skjærfasthet i kvikkleire er ikke redusert med 15 % for aktiv styrke. Dette etter avtale med SVV, årsaken er at i forslag til revidert håndbok V220 skal ikke aktiv styrke reduseres med 15 %. Valgt designlinje er vist på tegning nr. -500.5 og -500.6 t.o.m. 503.5 og -503.6.

Anisotropi

Det er ikke utført laboratorieundersøkelser for å fastlegge forholdet mellom aktiv, passiv og direkte udrenert skjærfasthet. Vi har benyttet ADP-faktorer iht. NIFS rapport nr. 14/2014 [24] se Tabell 1-3.

Tabell 1-3: ADP faktorer iht. ref. [24]

I_p	c_{uD}/c_{uC}	c_{uE}/c_{uC}
$I_p \leq 10 \%$	0,63	0,35
$I_p > 10 \%$	$0,63 + 0,00425 * (I_p - 10)$	$0,35 + 0,00375 * (I_p - 10)$

Følgende anisotropiforhold er benyttet for både leire og kvikkleire:

$$\frac{c_{uD}}{c_{uC}} = 0,63$$

$$\frac{c_{uE}}{c_{uC}} = 0,35$$

I valgte styrkeprofiler er det lagt inn verdi for c_{uA} basert på rutinedata (c_{ut} og c_{uk} er multiplisert med anisotropiforholdet) og tolket styrke fra treaksialforsøk.

B.1.8 Effektivspenningsparametere

Effektivspenningsparametere i kvikkleire/sprøbruddmateriale er basert på treaksialforsøk, samt vurdert opp mot erfaringsverdier iht. Statens vegvesen Håndbok V220.

For friksjonsmaterialene er det benyttet erfaringsverdier iht. Statens vegvesen Håndbok V220.

Kvikkleire/sprøbruddmateriale

SVV har utført tre treaksforsøk presentert i sin rapport 30208-GEOT-2 ref. [3] Forsøket i BP. 1526 er utført på en prøve som er tatt på den delen av strekningen som Multiconsult har ansvaret for. Resultater fra forsøket er vist på tegning 450.1 til 450.3 i 10203949-RIG-RAP-001.rev01, ref. [2]. Bruddstyrken er tatt ut ved 1-2 % tøyning. Ut i fra dette treaksialforsøket vurderes karakteristisk friksjonsvinkel til å være $\phi_k = 30,5^\circ$ ($\tan \phi_k = 0,58$) og attraksjon $a = 5$ kPa. For tolket friksjonsvinkel fra forsøket se vedlegg D.

SVV har presentert valgte parametervalg i stabilitetsberegningene i tabell 6 i rapport 30208-GEOT-2 ref. [3]. Her er friksjonsvinkelen satt til $\phi=30$ og attraksjon $a=5$ kN/m². Videre ønsker SVV at det skal benyttes samme karakteristiske parametere på hele strekningen, dvs. både den som SVV og den som MC har ansvar for (se e-post fra Rolf Aasland datert 14.11.2018). Følgelig har vi benyttet $\phi=30$ og attraksjon $a=5$ kN/m² for laget med siltig leire.

I prosjekteringsfasen må det gjøres en vurdering av behov for ytterligere laboratorieforsøk for å vurdere denne parameteren. Omfanget av videre undersøkelser er avhengig av om hvorvidt det er $a\phi$ - eller c_u -analysen som er dimensjonerende i stabilitetsberegningene.

B.1.9 Materialparametere

Valgte styrkeparametere benyttet ved beregningene er angitt i Tabell 1-4 under.

Tabell 1-4: Materialparametre

Materiale	Tyngdetetthet, γ / γ' [kN/m ³]	Friksjon, $\tan \phi_k$ [-]	Attraksjon, a [kPa]
Torv med sand og grus	15,0/5,0	0,60 ($\phi_k=31,0^\circ$)	0
Sand og grus, humusholdig	18,0/8,0	0,70 ($\phi_k=35,0^\circ$)	0
Silt, leirig	20,0/10,0	0,60 ($\phi_k=31,0^\circ$)	0
Sand	20,0/10,0	0,70 ($\phi_k=33,0^\circ$)	0
Kvikkleire/sprøbruddmateriale, siltig	19,0/9,0	0,58 ($\phi_k=30,0^\circ$)	5
Sand, grus og stein	19,0/9,0	0,78 ($\phi_k=38,0^\circ$)	5
Sprengsteinsfylling, komprimert	19,0/11,0	0,90 ($\phi_k=42,0^\circ$)	5

Vedlegg C

Stabilitetsberegninger

Innholdsfortegnelse

C.1 Stabilitetsberegninger	1
C.1.1 Generelt	1
C.1.2 Beregningsverktøy	1
C.1.3 Materialparametere	2
C.1.4 Laster	2
C.1.5 Beregninger	2
C.1.5.1 Profil I	2
C.1.5.1 Profil II	3
C.1.5.2 Profil III	4
C.1.5.3 Profil IV	5
C.1.5.4 Profil VI	6

C.1 Stabilitetsberegninger

C.1.1 Generelt

I forbindelse med valg av veilinje ble det utført beregninger for 5 utvalgte profiler. Profilene er antatt å være mest kritiske på bakgrunn av grunnforhold og topografi, samt å gi en oversikt over dagens situasjon ved Prestefoss:

- Profil I
- Profil II
- Profil III
- Profil IV
- Profil VI

Veilinje 11002 er markert i stabilitetsprofilene og en del av beregningene baserer seg på denne, men resultatene kan også anvendes ved vurdering av veilinje 10008. Veilinjen 11002 er omtalt i rapport ref. [1].

Det er utført beregninger ved effektivspenningsbasis for alle profilene og totalspenningsbasis der det er relevant mht. grunnforholdene. For beregninger på totalspenningsbasis (ADP-analyser) er det benyttet anisotropisk jordmodell. Anisotropifaktorer er gitt i Vedlegg B – Materialparametere.

I beregningene er det forutsatt drenerte vegfyllinger av sprengstein. Det vil si at det må legges ut drenering i bunn av alle fyllinger.

C.1.2 Beregningsverktøy

Stabilitetsberegningene er utført med beregningsprogrammet «GeoSuite Stability» versjon 16.0.0 med beregningsmetode Beast 2003. Beregningsmetoden er basert på grenselikevektsmetode, og anvender en versjon av lamellmetoden som tilfredsstiller både kraft- og momentlikevekt.

Programmet søker selv etter kritisk sirkulærsylindrisk glideflate for definerte variasjonsområder av sirkelsentrum. Det er også mulig å definere egne glideflater i programmet.

C.1.3 Materialparametere

Materialparametere benyttet i geoteknisk vurderinger er tatt ut fra utførte laboratorieforsøk på opptatte prøver. For jordmaterialer som det ikke er tatt prøver av er det benyttet erfaringsverdier iht. håndbok V220.

Valgte materialparametere er vist i Vedlegg B.

C.1.4 Laster

Ved stabilitetsberegningene er det benyttet en jevnt fordelt trafikklast på $F_{rep} = 15$ kPa for hele vegens bredde inkludert skuldre, inkludert gang-og sykkelveg. Dette er konservativt da det for gang- og sykkelveg skal benyttes jevnt fordelt last på $F_{rep} = 10$ kPa. Det benyttes partialfaktor for trafikklast $\gamma_Q = 1,3$ (eller 0 hvis laster har gunstig virkning) [7].

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

Ved eventuelle andre laster må last og lastfaktor vurderes særskilt.

C.1.5 Beregninger

I de videre kapitlene vurderes lokalstabiliteten for veglinje 10008. Områdestabilitet er vurdert av Statens vegvesen, rapport nr. 30208-GEOT-2 [2].

Beregnet sikkerhetsfaktor for kritiske skjærflater for de ulike beregningsprofilene er presentert i tabeller i teksten nedenfor. På vedlagte tegninger kan det være vist flere enn de kritiske skjærflatene presentert i tabellen.

C.1.5.1 Profil I

For tolkning av grunnforholdene har vi benyttet resultat fra borpunkt 102, 103, 113, 114, 129 og 133.

Grunnvannstanden er vurdert ut ifra piezometer i BP. 102. Videre er det lagt til grunn at grunnvannstanden følger terrengoverflaten og er i nivå med elven på kote 3 i enden av profilet.

Ved oppfylling vil pålastning fra fyllmasser kunne medføre destabiliserende poretrykkoppbygging i finkornige masser. På bakgrunn av poretrykksforholdet B_q , fra CPTU 102 vil vi anta en poretrykkoppbygging i grunnen tilsvarende 60 % av vekten av det oppfylte laget. Gjennomsnittlig fyllingshøyde på motfyllingen er omtrent 1,5 m. Det vil si at laget med siltig leire får en portrykkoppbygging på $\Delta u = 1,5 \text{ m} \cdot 19 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,6 = 17 \text{ kN/m}^2$.

Trafikklast er lagt på lokalveien, denne virker i aktiv eller direkte sone av de ulike skjærflatene, og er tatt med i beregningene for alle skjærflatene. Trafikklast på fylkesveien virker i aktiv sone for skjærflater som starter i fylkesveien og går ned mot elven, og er tatt med i beregningene for disse. For de øvrige skjærflatene virker trafikklasten fra fylkesveien i passiv sone og er ikke inkludert.

Beregnet sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate for dagens situasjon, veilinje 10008 og 11002 er vist i tabellen under.

Tabell C-1: Beregnet sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate for profil I, dagens situasjon, veilinje 10008 og 11002.

Tegning nr.	Analyse	Beskrivelse / kommentar	Sikkerhetsfaktor γ_M for kritisk skjærflate
Dagens situasjon			
-810.1	ADP	Skråning nord for Fv. 481.	1,26
	ADP	Øvre del av skråning nord for Fv. 481. Glideflaten er styrt til å komme opp i lokalvei (tiltak for VL 10008).	1,88
	ADP	Nedre del av skråning nord for Fv. 481. Glideflaten er styrt til å starte i lokalvei (tiltak for VL 10008).	1,79
	ADP	Stabilitet i elveskråning	2,10
-810.2	aφ	Skråning nord for Fv. 481.	2,10
	aφ	Øvre del av skråning nord for Fv. 481. Glideflaten er styrt til å komme opp i lokalvei (tiltak for VL 10008).	2,47
	aφ	Stabilitet i elveskråning	1,73
Veilinje 11002			
-810.3	ADP	Ny veg 11002 med terrengtiltak	1,62
	ADP	Stabilitet fra ny Fv.481 og ned til elven	1,84
-810.4	aφ	Ny veg 11002 med terrengtiltak	2,66

I aφ-beregningene er ikke økt poretrykkoppbygging tatt med. Årsaken er at både størrelsen og utbredelsen av poretrykkoppbyggingen vil være begrenset, i tillegg til at aφ-beregningene viser betydelig høyere partialfaktor enn ADP-beregningene. Det vil si at aφ-beregningene ikke er dimensjonerende.

Beregningene viser at stabiliteten for dagens situasjon ikke er tilstrekkelig.

For etablering av veilinje 10008 er det behov for konstruksjonstiltak. Konstruksjonen vil bryte opp glideflatene som går gjennom hele skråningen. Beregninger viser at stabiliteten på oversiden av konstruksjonstiltaket har tilstrekkelig sikkerhet og at konstruksjonen kan etableres i lokalveien. Det er også tilstrekkelig sikkerhet på nedsiden av konstruksjonen for dagens terreng.

Beregningene for veilinje 11002 viser at terrengtiltak i form av avlastning i topp skråning og motfylling i fot skråning gir stor effekt på sikkerheten.

C.1.5.1 Profil II

For tolkning av grunnforholdene har vi benyttet resultat fra borpunkt 100, 101, 116, 1526 og 1548.

Grunnvannstanden er vurdert ut ifra piezometer i BP. 102. Videre er det lagt til grunn at grunnvannstanden følger terrengoverflaten og er i nivå med elven på kote +3 i enden av profilet.

Trafikklast er lagt på lokalveien, denne virker i aktiv eller direkte sone av de ulike skjærflatene, og er tatt med i beregningene for alle skjærflatene.

Beregnet sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate for dagens situasjon, veilinje 10008 og 11002 er vist i tabellen under.

Tabell C-2: Beregnet sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate for profil II, dagens situasjon, veilinje 10008 og 11002.

Tegning nr.	Analyse	Beskrivelse / kommentar	Sikkerhetsfaktor Y_M for kritisk skjærflate
Dagens situasjon			
-811.1	ADP	Skråning nord for Fv. 481.	1,26
	ADP	Øvre del av skråning nord for Fv. 481. Glideflaten er styrt til å komme opp i lokalvei (tiltak for VL 10008).	2,50
	ADP	Nedre del av skråning nord for Fv. 481. Glideflaten er styrt til å starte i lokalvei (tiltak for VL 10008).	1,42
-811.2	aφ	Skråning nord for Fv. 481.	1,77
	aφ	Skråning nord for Fv. 481. Kritisk sirkel fra lokalvei.	1,40
	aφ	Øvre del av skråning nord for Fv. 481. Glideflaten er styrt til å komme opp i lokalvei (tiltak for VL 10008).	2,29
Veilinje 11002			
-811.3	ADP	Ny veg 11002 med terrengtiltak	1,64
-811.4	aφ	Ny veg 11002 med terrengtiltak	1,60

Motfyllingen er i all hovedsak plassert over lag med friksjonsmasser og vil i svært liten grad kunne gi poretrykkoppbygging i laget med siltig leire. Poretrykkoppbygging er derfor ikke inkludert i aφ – beregningene.

For aφ-beregningene er kritisk skjærflat grunn og treffer kun den øvre delen av laget med kvikkleire. Grunnere skjærflater må ivaretas med erosjonssikring av skråningen.

Beregningene viser at stabiliteten for dagens situasjon ikke er tilstrekkelig.

For etablering av veilinje 10008 er det behov for konstruksjonstiltak. Konstruksjonen vil bryte opp glideflatene som går gjennom hele skråningen. Beregninger viser at stabiliteten på oversiden av konstruksjonstiltaket har tilstrekkelig sikkerhet og at konstruksjonen kan etableres i lokalveien. Det er ikke tilstrekkelig sikkerhet på nedsiden av konstruksjonen for dagens terreng. Sikkerheten øker jo lenger frem i lokalveien glideflaten starter. Massene må dermed graves bort eller det må utføres tiltak for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet.

Beregningene for veilinje 11002 viser at terrengtiltak i form av avlastning i topp skråning og motfylling i fot skråning gir stor effekt på sikkerheten.

C.1.5.2 Profil III

For tolkning av grunnforholdene har vi benyttet resultat fra borpunkt 105, 1549 og 1551. I disse borpunktene er det kun registrert friksjonsmasser.

Grunnvannstanden er vurdert ut ifra piezometer i BP. 102. Videre er det lagt til grunn at grunnvannstanden følger terrengoverflaten og er i nivå med elven på kote +5 i enden av profilet.

Beregnet sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate for dagens situasjon er vist i tabellen under.

Tabell C-3: Beregnet sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate for profil III, dagens situasjon.

Tegning nr.	Analyse	Beskrivelse / kommentar	Sikkerhetsfaktor Y_M for kritisk skjærflate
Dagens situasjon			
812.1	aφ	Skråning nord for Fv. 481. Glideflatene er styrt for å vise dypere sirkler enn overflateutglidninger. Resultatene viser at glideflatene følger styrelinjen og at sikkerheten er lavere for grunne glideflater.	1,08 / 1,18
Veilinje 10008			
812.2	aφ	Skråning nord for Fv. 481. Åpen utgraving med helning 1:1,5. Glideflatene er styrt for å vise dypere sirkler enn overflateutglidninger. Grunnvannstanden er tilpasset nytt terreng.	1,41

Beregningene viser at stabiliteten for dagens situasjon ikke er tilstrekkelig.

I profil III står det i dag en eldre tørrmur som ikke tilfredsstiller dagens krav. Ved etablering av veilinje 10008 vil muren utgå. Ved etablering av konstruksjon ved topp skråning er det ingen kritiske glideflater på oversiden av konstruksjonen. Massene på nedsiden av konstruksjonen, mellom konstruksjon og veilinje, vil graves bort i etterkant.

Stabilitetsberegning viser at det er mulig å etablere veilinje 10008 ved åpen utgraving med helning 1:1,5.

C.1.5.3 Profil IV

For tolkning av grunnforholdene har vi benyttet resultat fra borpunkt 107, 108, 109, 1550 og 1562. I disse borpunktene er det kun registrert friksjonsmasser. *I øvre del av skråningen er det lag med leirig silt som medfører at behov for totalspenningsanalyse må vurderes. Kornfordelingskurven viser stor andel middels og grov silt som indikerer at materialet vil ha en drenert oppførsel. I tillegg står grunnvannstanden i underkant av laget med leirig silt. I profilet er det en naturlig løsmasserygg og planlagt veilinje medfører ikke pålastning av den. Det er derfor kun utført effektivspenningsanalyser i profil IV.*

Grunnvannstanden er vurdert ut ifra piezometer i BP. 109. Videre er det lagt til grunn at grunnvannstanden følger terrengoverflaten og er i nivå med elven på kote +5 i enden av profilet.

Trafikklast på fylkesveien virker i aktiv sone for skjærflater som starter i fylkesveien og går ned mot elven, og er tatt med i beregningene for disse. For de øvrige skjærflatene virker trafikklasten fra fylkesveien i passiv sone og er ikke inkludert.

Beregnet sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate for dagens situasjon og veilinje 10008 er vist i tabellen under.

Tabell C-4: Beregnet sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate for profil IV, dagens situasjon og veilinje 10008.

Tegning nr.	Analyse	Beskrivelse / kommentar	Sikkerhetsfaktor Y_M for kritisk skjærflate
Dagens situasjon			
813.1	aφ	Skråning nord for Fv. 481	1,41
		Øvre del av skråning nord for Fv. 481	1,39
	aφ	Elveskråning. Grunnforhold og terreng er antatt i elven og er derfor usikre.	1,15

Beregningene viser at stabiliteten for dagens situasjon er tilfredsstillende på oversiden av Fv. 481, men at stabiliteten i elveskråningen ned mot Anga ikke er tilstrekkelig.

For etablering av veilinje 10008 er det behov for konstruksjonstiltak. Konstruksjonen vil bryte opp glideflatene som går gjennom hele skråningen. Beregninger viser at stabiliteten på oversiden av konstruksjonstiltaket har tilstrekkelig sikkerhet og at konstruksjonen kan etableres på platå på ca. kote +19 ovenfor Fv. 481. Massene på nedsiden av konstruksjonen, mellom konstruksjon og veilinje, vil graves bort i etterkant.

Grunnforholdene og topografien i elveskråningen er ukjent og dermed er skråningsstabiliteten usikker. Basert på antatte forhold er stabiliteten ikke tilstrekkelig. Det er utført beregninger som ikke er presentert som viser at tolkning av grunnforhold og terreng har stor innvirkning på glideflatene. Forholdene må kartlegges for å kunne dokumentere tilstrekkelig sikkerhet eller vurdere nødvendige tiltak både for veilinje 10008.

C.1.5.4 Profil VI

For tolkning av grunnforholdene har vi benyttet resultat fra borpunkt 102, 114, 116, 1546 og 1547. Profil VI starter mellom BP. 103 og 116. I BP. 103 er det ikke registrert siltig leire, mens i BP. 116 er laget tolket til å ha en mektighet på 2,5 m. Vi har konservativt antatt at laget med siltig leire har en mektighet på 2,5 m i starten av profilet.

Grunnvannstanden er vurdert ut ifra piezometer i BP. 102. Videre er det lagt til grunn at grunnvannstanden følger terrengoverflaten og er i nivå med elven på kote +3 i enden av profilet.

Det er kontrollert at trafikklaster på lokalveien ikke virker drivende på stabiliteten for skråningen, og den er følgelig ikke tatt med i beregningene.

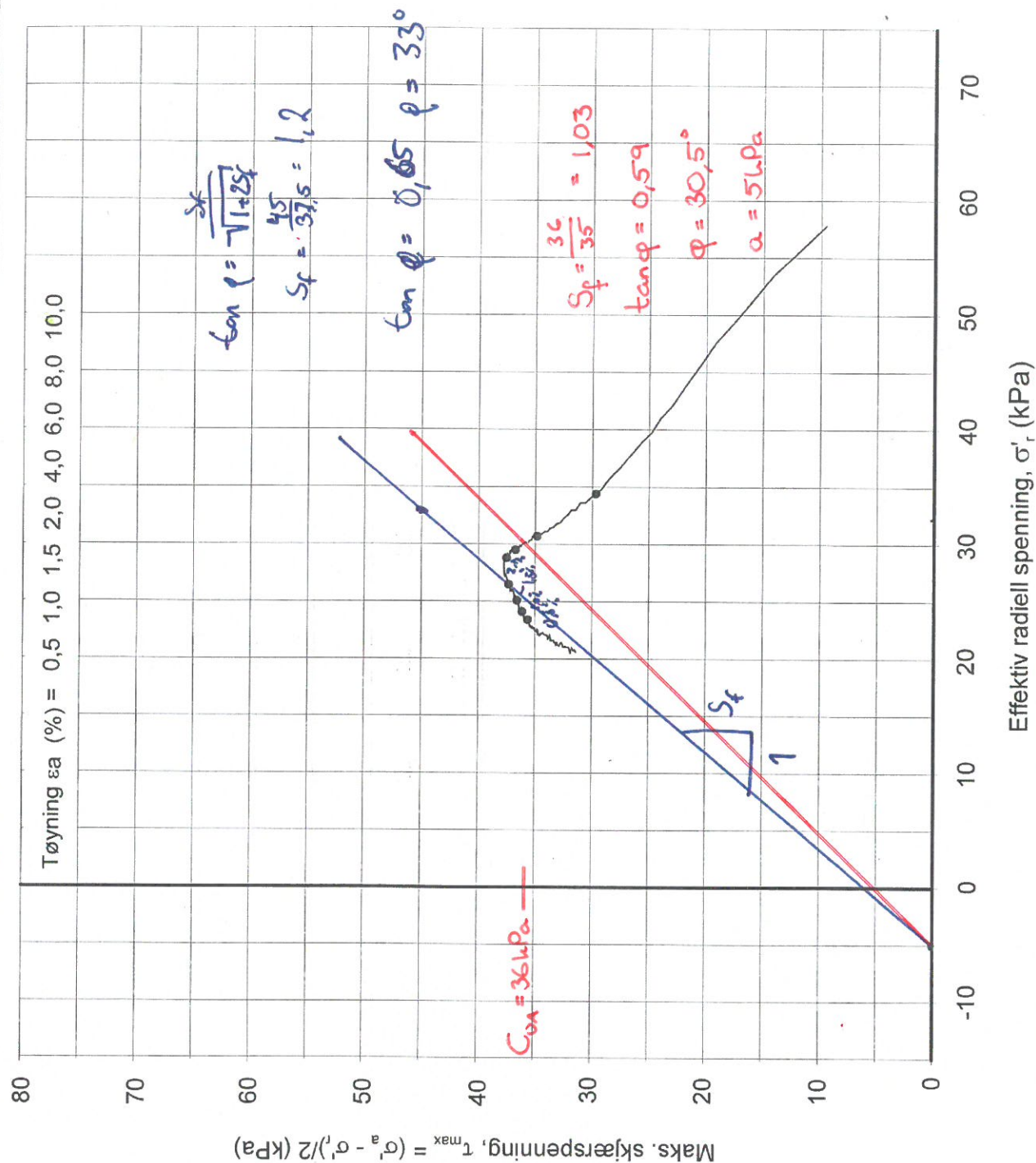
Beregnet sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate for veilinje dagens situasjon og veilinje 10008 er vist i tabellen under.

Tabell C-3: Beregnet sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate for profil VI for dagens situasjon.

Tegning nr.	Analyse	Beskrivelse / kommentar	Sikkerhetsfaktor γ_M for kritisk skjærflate
Dagens situasjon			
-814.1	ADP	Skråning nord for Fv. 481	1,41
	ADP	Lang skjærflate fra topp skråning til elveskråning	1,63
	ADP	Øvre del av skråning nord for Fv. 481. Glideflaten er styrt til å komme opp i lokalvei (tiltak for VL 10008).	1,60
	ADP	Lang skjærflate fra lokalvei til elveskråning (tiltak VL 10008).	1,79
-814.2	aφ	Skråning nord for Fv. 481	2,50

Beregningene viser at stabiliteten for dagens situasjon ikke er tilstrekkelig.

For etablering av veilinje 10008 er det behov for konstruksjonstiltak. Konstruksjonen vil bryte opp glideflatene som går gjennom hele skråningen. Beregninger viser at stabiliteten på oversiden av konstruksjonstiltaket har tilstrekkelig sikkerhet og at konstruksjonen kan etableres nord i lokalveien, eventuelt rett på oversiden. Det er også tilstrekkelig sikkerhet på nedsiden av konstruksjonen for dagens terreng.

**Forsøksdata**

Dybde: 5,40 m	$\gamma_i = 18,4 \text{ kN/m}^3$	$w_i = 31,5 \%$	$\sigma'_{vo} = 75,9 \text{ kPa}$
Gvs. = 3,000 m	$\epsilon_{vol} = \Delta V/V = 2,34 \%$	$w_f = 28,0 \%$	$\sigma'_{ac} = 75,1 \text{ kPa}$
	$\Delta e/e_0 (-) = 0,049$	$w_p = 20,0 \%$	$\sigma'_{rc} = 57,7 \text{ kPa}$
		Tan. $\phi_f = -$	
		Attraksjon = - kPa	

Treaksialforsøk CAUA1 Deviatorspenningsti. NTNU-plott

Borpunkt:
1526

Statens Vegvesen

Dato:
29.05.2017

Fv. 481 Angeldalsvegen.



Statens vegvesen

Tegnet
TomKyn

Kontrollert:

Godkjent:

Oppdragsnr.
3170059Tegning nr.:
5_5D

Rev nr.