

---

RAPPORT

# Esefjorden - geoteknikk

---

OPPDRAKSGJEVAR

Vestland fylkeskommune

EMNE

Geoteknisk vurderingsrapport

DATO / REVISJON: 10. januar 2022 / 01

DOKUMENTKODE: 10214181-RIG-RAP-003

---



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

OPPDRAG	<b>Esefjorden - geoteknikk</b>	DOKUMENTKODE	10214181-RIG-RAP-003
EMNE	Geoteknisk vurderingsrapport	TILGJENGELEGHEIT	Open
OPPDRAGSGJEVAR	<b>Vestland fylkeskommune</b>	OPPDRAGSLEIAR	Svein Arne Haugen
KONTAKTPERSON	Ingar Hals	UTARBEIDA AV	Svein Arne Haugen
KOORDINATER	SONE: NTM 6    AUST: 101100    NORD: 1358000	ANSVARLEG EINING	10233011 Geoteknikk Vest
GNR./BNR./SNR.	310/8-17-261,317/9,318/5, mfl., Sogndal kommune		

01	10.01.2022	Revidert etter uavhengig kontroll	Svein Arne Haugen	Joar Tistel	Svein Arne Haugen
00	01.10.2021	Klar for uavhengig kontroll	Svein Arne Haugen	Joar Tistel	Svein Arne Haugen
REV.	DATO	SKILDRING	UTARBEIDA AV	KONTROLLERT AV	GODKJEND AV

---

## SAMANDRAG

Vurderingane i denne rapporten viser at bru over Esefjorden er mogleg å etablere som planlagt når det gjeld geoteknikk, men det er registrert områder med kvikkleire/låg stabilitet som det må takast omsyn til i vidare arbeid.

### Nordsida av fjorden

Det er vurdert to alternativ: «Alt. 2C» og «Alt. 2C - heva». For begge alternativa er det anteke mogleg å direktefundamentere landkar på berg ved for eksempel å etablere ei byggegropp med spunt, alternativt korte pelar/pilarar til berg.

Vest for landkaret er stabiliteten lågare enn kravet for eksisterande veg, ny veg bør ikkje hevast frå dagens vegnivå. Bruk av lette fyllmassar eller flytte vegen lenger frå fjorden vil betre stabiliteten. Ved god kontroll på grunnforholda og liten endring frå dagens situasjon kan det vurderast om stabilitet lågare enn kravet kan akseptast.

Aust for landkaret er det påvist kvikkleire i to punkt og låg stabilitet der vegen kjem nær fjorden. Avgrensa djupn til berg gjer at det kan vere mogleg å masseutskifte, men utføringa må planleggast nøye for å sikre stabilitet i anleggsfasen. I tillegg kan det vere naudsynt med for eksempel peling for å fundamentere mur nær fjorden. «Alt. 2C – heva» vil krevje meir omfattande tiltak for å sikre tilstrekkeleg stabilitet enn «Alt. 2C».

### Sørsida av fjorden

Det er antakelse at landkar kan direktefundamenterast, alternativt på korte pelar/pilarar til berg. Det er for det meste faste massar slik at veg og eventuell mur på nedsida kan antakeleg fundamenterast utan spesielle tiltak.

Ny veg kjem inn i skråninga på sørsida, ved gunstige forhold kan det seksjonsvis gravast mellombels helling 1:1. Det kan bli naudsynt å sikre graveskråninga med røyrvegg i nokre områder, alternativt jordnagling. Det er planlagt murar, der det vert avgravid til berg bør det brukast betongmur, medan det er egna med tørrmur der murfundament kjem i lausmassar.

### Fundamentering av brukar

Fundament for brukar kan bestå av ei løysing med pelehovud i sjø, stålrøyrspelar vert vurdert som ei god løysing. Massefortrengande pelar kan føre til redusert stabilitet pga. sensitiv/kvikk leire i fjorden. Det er då gunstig med boring i staden for ramming, boring kan vere dyrare og gir ein god del boreslam, men mindre støy enn ramming. Enkle vurderingar viser at brukara kan plasserast slik at dei ikkje kjem i estimerte losneområde for undersjøiske skred. Det kan ikkje utelukkast at dei kjem i utløpsområde, dette må undersøkast nærare. Dersom pelegruppene kjem i utløpsområdet må pelegruppa dimensjonerast for ei skredlast. Kva konsekvensar dette vil medføre avheng av storleiken på skredlasta og kapasiteten til pelegruppa for horisontallast. For å finne storleiken på skredlasta må omfanget og hastigheita til skredet bestemast. I denne fasen er det anteke at pelegruppene kan dimensjonerast for dei påkjenningane eit eventuelt skred vil påføre pelane, det anbefalast at dette vert vurdert nærare i forkant av detaljprosjekteringa for å dokumentere gjennomførbarheita.

### Områdestabilitet

Aust for landkaret i sør er det funne kvikkleire i fleire punkt på land, det er her avgrensa ei faresone for områdeskred av kvikkleire. Korttidsstabiliteten er under kravet slik at det er liten robustheit mot tilleggsbelastningar, langtidsstabiliteten som forutset at det ikkje skjer lastendringar er over kravet. Dersom det seinare kan dokumenterast at eit eventuelt skred ikkje får konsekvensar for brua er det ikkje krav om sikring av området, men grunnforholda og sjøbotnen bør uansett kartleggast nøyare.

Det er to metodar for sikring som er vurdert nærare: jetpel som er ein betongsyndar som vert støypt ut i bakken utan behov for graving og røyrspunt som er ein tett vegg av bora røyr med spuntlås mellom. Røyrspunt er anbefala løysing, hovudsakleg på grunn av riggareal/logistikk og slam som vert vurdert som krevjande for jetpelar.

## INNHALD

<b>1</b>	<b>Innleiing.....</b>	<b>6</b>
1.1	Generelt .....	6
<b>2</b>	<b>Grunnlag.....</b>	<b>7</b>
2.1	Regelverk .....	7
2.2	Jordskjelv .....	7
2.3	Grunnundersøkingar .....	7
2.4	Bergmodell.....	8
2.4.1	Grunnlagsmateriale .....	8
2.4.2	Metode .....	9
2.4.3	Bruk av modellen og usikkerheit.....	9
<b>3</b>	<b>Geotekniske vurderingar.....</b>	<b>9</b>
3.1	Geotekniske vurderingar – nordsida av fjorden .....	9
3.2	Geotekniske vurderingar – sørsida av fjorden .....	13
3.3	Geotekniske vurderingar – fundamentering av brukar.....	15
3.4	Undersjøiske skred.....	16
<b>4</b>	<b>Utgreiing av områdestabilitet etter NVE 1/2019 .....</b>	<b>18</b>
4.1	«Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området» .....	19
4.2	«Avgrens områder med mulig marin leire» .....	19
4.3	«Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred» .....	20
4.4	«Bestemm tiltakskategori» .....	21
4.5	«Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løснеområde» .....	22
4.6	«Befaring».....	22
4.7	«Gjennomfør grunnundersøkelser» .....	22
4.8	«Vurder aktuelle skredmekanismer og avgrens løсне- og utløpsområder» .....	22
4.9	«Klassifiser faresoner».....	25
4.10	«Dokumentér tilfredsstillende sikkerhet» .....	26
4.10.1	Resultat frå laboratorieanalyser og CPTU .....	26
4.10.2	Jordparameterar og berekningsresultat .....	30
4.11	«Meld inn faresoner og grunnundersøkelser» .....	32
4.12	Metodar for sikring .....	32
4.12.1	Jetpel.....	33
4.12.2	Røyrspunt (RD-pelar) .....	35
4.12.3	Anbefala løysing; jetpel vs. Røyrspunt .....	38
<b>5</b>	<b>Konklusjonar og supplerande undersøkingar .....</b>	<b>39</b>
5.1	Supplerande undersøkingar.....	40
<b>6</b>	<b>Referansar .....</b>	<b>43</b>

## TEGNINGER

10214181-RIG-TEG	-700	Borplan med brualternativ
	-800	Profil S1, Stabilitetsberegning ADP
	-801	Profil S2, Stabilitetsberegning ADP
	-802	Profil S1, Stabilitetsberegning AFI
	-803	Profil S2, Stabilitetsberegning AFI
	-804	Veg 16050 profil 1020, Stabilitetsberegning ADP
	-805	Veg 16050 profil 1130, Stabilitetsberegning ADP
	-806	Veg 24050 profil 30, Stabilitetsberegning ADP
	-807	Veg 16060 profil 1030, Stabilitetsberegning ADP
	-808	Veg 16060 profil 1140, Stabilitetsberegning ADP
	-809	Veg 24060 profil 140, Stabilitetsberegning ADP

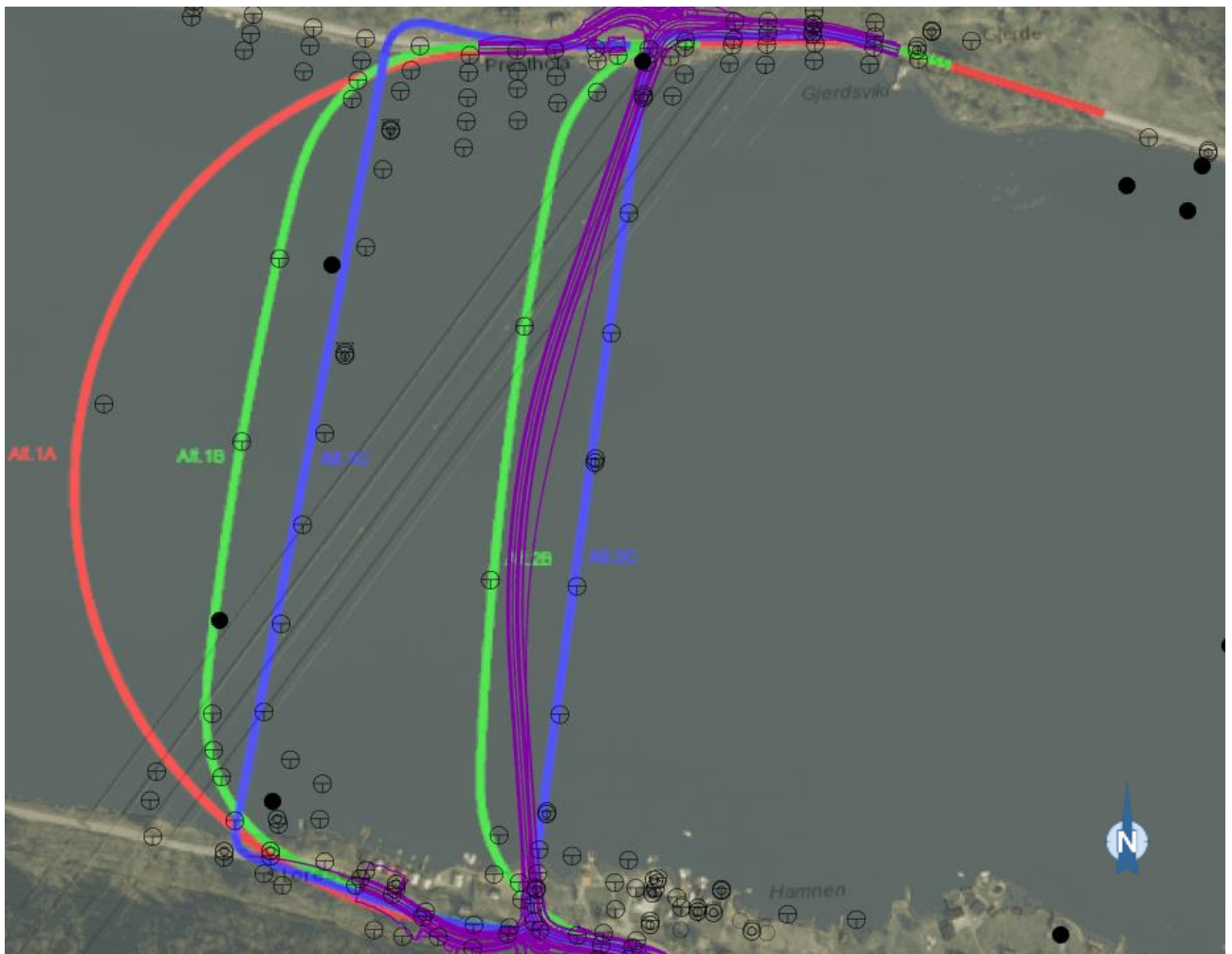
# 1 Innleiing

## 1.1 Generelt

Vestland fylkeskommune skal utarbeide reguleringsplan for bru over Esefjorden ved Balestrand i Sogndal kommune. I samband med utarbeiding av reguleringsplanen har Multiconsult Norge AS tidlegare rapportert resultatane frå geotekniske grunnundersøkingar på sjø og land i området for planlagt bru.

Denne rapporten presentera geotekniske vurderingar for reguleringsplan samt utgreiing av områdeskredfare etter NVE veileder 1/2019.. Vurderingane i dette notatet må sjåast på som innleiande vurderingar i reguleringsplanfasen slik at ansvarleg for geoteknisk prosjektering må gjere egne vurderingar.

Eit oversiktskart over området med plassering av tidlegare brualternativ og utførte grunnundersøkingar er vist i Figur 1, brualternativ «Alt. 2C» som er vurdert vidare i denne rapporten er vist med lilla. Borplan med brualternativ er i tillegg vist i vedlagte RIG-TEG-700.



Figur 1: Oversikt over tidlegare brualternativ og utførte grunnundersøkingar, «Alt. 2C» som er vurdert vidare i denne rapporten er vist med lilla.

## 2 Grunnlag

### 2.1 Regelverk

Under er ein oversikt over regelverk som kan vere aktuelt ved prosjektering av tiltaket:

- Statens vegvesen (SVV), Vegnormal N200 Vegbygging, juni 2021 [1]
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, 6. utgave, juni 2018 [2].
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, april 2012 (rev 2014) [3]
- Statens vegvesen (SVV), Vegnormal N400 Bruprosjektering, januar 2022 [4]
- NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 (Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner) [5]
- NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2016 (Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler) [6]
- NS-EN 1997-2:2007 + NA:2008 (Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver) [7]
- NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021 (Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger) [8]
- NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 (Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer) [9]
- NS-EN 1998-5:2004 + NA:2014 (Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold) [10]
- Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), NVEs veileder nr. 1/2019, Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper [8]

### 2.2 Jordskjelv

I prosjekteringa av både bru- og landkar må det tas omsyn til at brua skal dimensjonert for jordskjelv. Det er anteke at landkara vert direktefundamentert på berg/korte pelar/pilarar til berg og dermed vil få tilstrekkeleg kapasitet til å ta opp seismisk last, medan det for brukara er anteke mogleg å bruke ei pelegruppe med tal pelar og dimensjon som vil ha kapasitet for seismisk last.

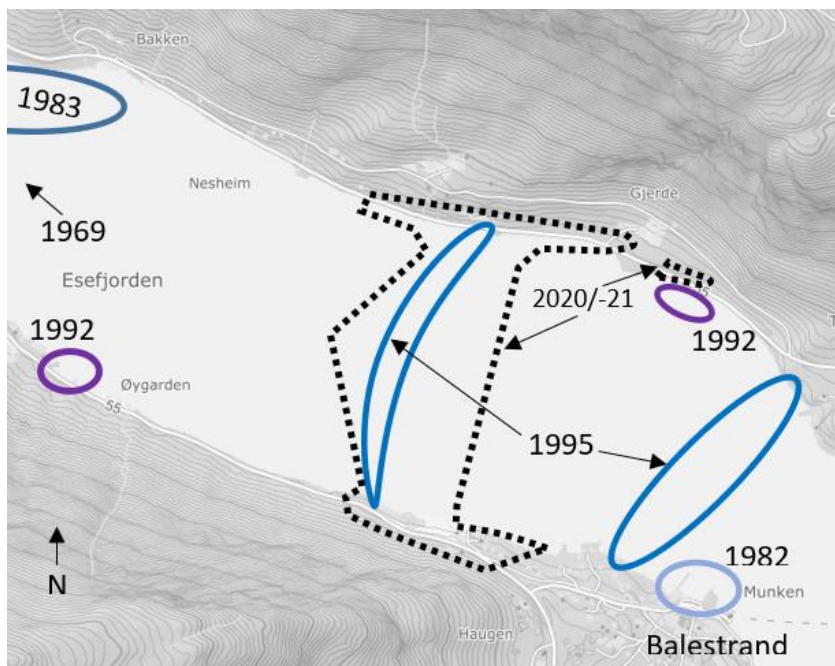
I følgje vegnormal N200 [1] skal det i samband med ROS-analysen vurderast om jordskjelv er ein aktuell problemstilling for veg mellom konstruksjonar. I ROS-analysen for bru over Esefjorden er det vurdert at sidan det er ferjekai i Balestrand er det mogleg med omkøyning dersom det skulle bli skadar frå jordskjelv og at ny veg er tryggare enn eksisterande veg slik at det ikkje er naudsynt å dimensjonere veg mellom konstruksjonar for jordskjelv.

### 2.3 Grunnundersøkingar

Aktuelle grunnundersøkingar er samla i Tabell 2-1 og omtrentleg plassering er vist på kart i Figur 2-1. Resultat frå tidlegare undersøkingar og undersøkingar i samband med utarbeiding av reguleringsplan er samanfatta i rapport 10214181-RIG-RAP-001\_rev01 [11].

Tabell 2-1: Relevante tidlegare grunnundersøkingar.

Rapport-nummer	Utført av	År	Oppdragsgjevar	Oppdragsnamn/ skildring
47-S 24 A	Veglaboratoriet	1969	Statens vegvesen	Fylling over Esebotn
Sd 163	Distrikts-laboratoriet	1982	Statens vegvesen	Balestrand sentrum. Grunnundersøking for utfylling av eventuell overskotsmasse
Sd 171	Distrikts-laboratoriet	1983	Statens vegvesen	Grunnundersøking parsell Esebotn - Bakkaviki
92.007-1	Geovest AS	1992	Balestrand kommune	Grunnundersøkingar for båthammer
S-190A rapport nr. 1	Veglaboratoriet	1995	Statens vegvesen	Bru over Esefjorden
10214181-RIG-RAP-001_rev01	Multiconsult	2020/-21	Vestland fylkeskommune	Bru over Esefjorden



Figur 2-1: Oversikt over omtrentleg plassering av grunnundersøkingar som er utført i området.

## 2.4 Bergmodell

Som del av arbeidet har Multiconsult laga bergmodell i Quadri-modellen Fv55\_Bru-Esefjorden\_307694 i Novapoint med namn «Bergoverflate beregningsgrunnlag», modellen kan blant anna nyttast til å gje ein overordna oversikt over omfang av berg- og lausmasseskjeringar. Grunnlagsmateriale, metode som er brukt til utarbeiding av bergmodellen og bruk av bergmodellen/usikkerheit er skildra under.

### 2.4.1 Grunnlagsmateriale

Som grunnlagsmateriale for modellering av lag i grunnen er det nytta:

- Berg i dagen innmålt med GPS.

- Bergnivå tolka frå utførte grunnundersøkingar. Det er nytta undersøkingar utført av Statens vegvesen for Vestland fylkeskommune i 2021 [11] og av Statens vegvesen i 1995 [12]. Usikkerheit ved tolking av bergnivå frå totalsonderingar er nærare skildra i rapporten frå grunnundersøkinga,

Koordinatsystem for bergmodell: EUREF 89, NTM-sone 6 og høgdesystem NN2000.

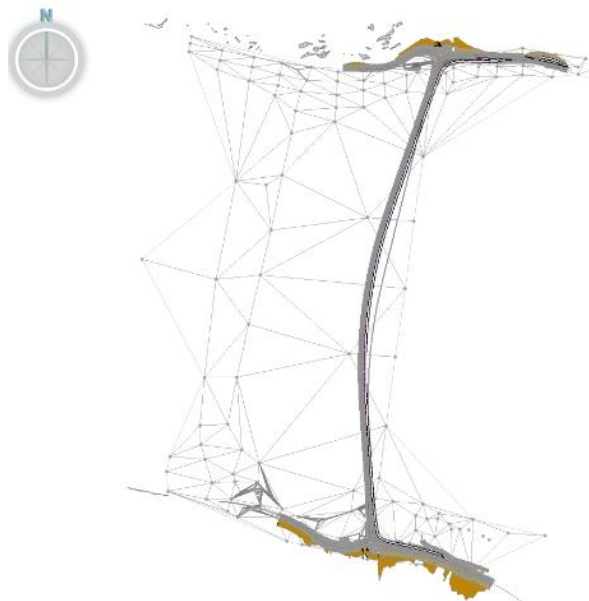
#### 2.4.2 Metode

Novapoint er nytta som modelleringsverktøy for bergmodellen og det er brukt ein maksimal sidelengde på trekantsider langs ytterkant av trianguleringa på 250 m. Resultata frå grunnundersøkinga er importert til Novapoint som geosuite-prosjekt (autograf.dbs) medan innmåling av berg i dagen er importert som dwg.-filer. Deler av området, i hovudsak på land, vil vere utanfor området som dekkast av triangelmodell frå grunnundersøkinga og berg i dagen, her er det anteke 3 m djupn til berg frå terrenget.

#### 2.4.3 Bruk av modellen og usikkerheit

Det er berre i dei punkta der det er målt inn berg i dagen eller det er utført grunnundersøkingar at nivå på berg kan antakast med rimeleg tryggleik, i dei andre områda er det knytt usikkerheit til nivået.

Ved prosjektering av konstruksjonar og for andre problemstillingar der det er viktig å ha god tryggleik når det gjeld nivå på lag i grunnen skal ikkje denne modellen nyttast. Då må prosjekteringa baserast på grunnlaget som er presentert i datarapporten og eventuelt supplerande undersøkingar som vert utført på seinare tidspunkt.



Figur 2-2: Utsnitt frå Novapoint med vegmodell «Alt. 2C – T-kryss til rett bru», innmålt berg i dagen og totalsonderingar markert med punkt med linjer mellom punkta som er grunnlag for bergmodellen.

## 3 Geotekniske vurderingar

### 3.1 Geotekniske vurderingar – nordsida av fjorden

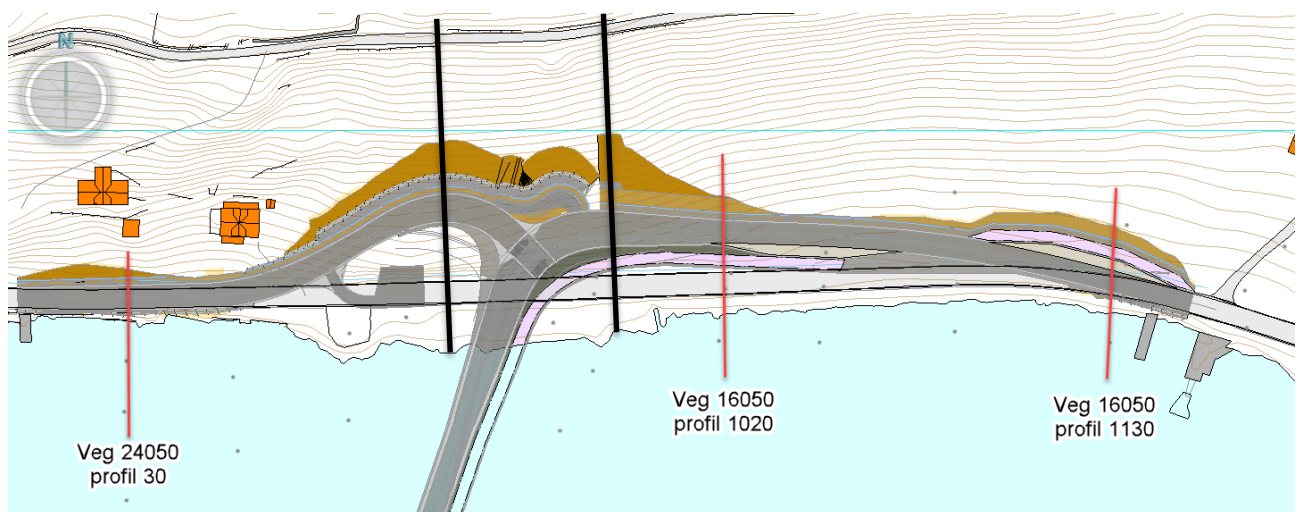
På nordsida av fjorden er det to vegalternativ med nokolunde lik plassering som er aktuelle, der det eine alternativet, «Alt. 2C – heva» er heva i forhold til opprinneleg alternativ, «Alt. 2C», for å få større

avstand mellom underkant bru og sjø i området ved landkaret. Ut frå vurderingane under er begge alternativa gjennomførbare, men «Alt. 2C – heva» vil krevje meir omfattande tiltak for å sikre tilstrekkeleg stabilitet enn «Alt. 2C».

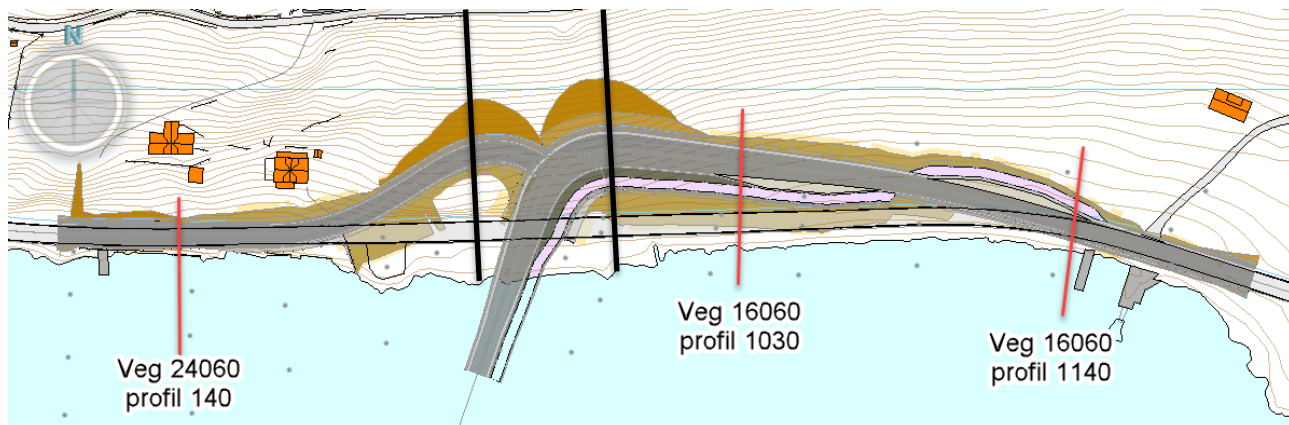
Det er eit flatare parti på ca. kote +1,5 på utsida av eksisterande veg der det er mogleg å plassere landkar på nordsida, i borpunkta nær dette området er anteke berg mellom kote +0,8 og kote -3,0. Her kan det vere mogleg å direktefundamentere landkaret på berg for eksempel ved å etablere ei byggegrop med spunt for å hindre vatn i å komme inn, alternativt fundamentering på korte pelar/pilarar til berg.

Det er utført innleiande stabilitetsberekningar i tre profil for kvart av dei to alternativa. Stabilitetsberekningane er utført i GeoSuite Stability versjon 22.0.1.0, det er ikkje brukt 3D-effektar. Det er knytt usikkerheit til val av jordparameter for massane under vegen då det ikkje har blitt teke prøvar av desse, det er difor naudsynt med supplerande prøvetaking av desse massane som grunnlag for stabilitetsberekningar i seinare fasar. I berekningane er det brukt ein dimensjonerande trafikklast på  $q_d = 15 \text{ kN/m}^2 * 1,3 = 19,5 \text{ kN/m}^2$  (Vegnormal N200). Plassering av profila er vist i Figur 3-1 og Figur 3-2, resultatane er vist i Tabell 3-1. Ved å plassere vegen i konsekvensklasse «CC3 Meget alvorlig» og nøytral brotmekanisme vert krav til partialfaktor 1,50. Val av nøytral brotmekanisme forutset at kvikkleira er i passiv sone der erfaring tilseier at brotutviklinga ikkje vil vere sprø/kontraktant.

Geometri og jordparameter som er nytta saman med kritisk skjærflate er vist på teikning RIG-TEG-804 til -809. I sjøen er det modellert eit lag med leire med skjærfastheit  $c_{uA} = 4 \text{ kN/m}^2 + 0,25p_0$  som er anteke å vere konservativ.



Figur 3-1: Plassering av berekningsprofil for alternativ «Alt. 2C – T-kryss til rett bru», totalsonderingar vist som grå punkt. Svarte linjer viser profil som er brukt til vurdering av lausmasseskjering på oppsida av ny veg.



Figur 3-2: Plassering av berekningsprofil for alternativ «Alt. 2C – T-kryss heva i nord», totalsonderingar vist som grå punkt. Svarte linjer viser profil som er brukt til vurdering av lausmasseskjering på oppsida av ny veg.

Tabell 3-1: Partialfaktorer frå stabilitetsberekningar.

Brualternativ	Berekningstilfelle	Partialfaktor frå berekning, $\gamma_M$	Teikningsnr.
«Alt. 2C»	Veg 16050 profil 1020	1,79	RIG-TEG-804
«Alt. 2C»	Veg 16050 profil 1130	1,54	RIG-TEG-805
«Alt. 2C»	Veg 24050 profil 30	1,20	RIG-TEG-806
«Alt. 2C – heva»	Veg 16060 profil 1030	1,50	RIG-TEG-807
«Alt. 2C – heva»	Veg 16060 profil 1140	1,25	RIG-TEG-808
«Alt. 2C – heva»	Veg 24060 profil 140	1,11	RIG-TEG-809

Rett aust for planlagt landkar viser berekningane tilstrekkeleg stabilitet for «Alt. 2C», «Alt. 2C – heva» har stabilitet akkurat på kravet som gjer at det kan bli trong for tiltak for å betre stabiliteten, for eksempel mur for å redusere fyllingsutslaget eller masseutskifting.

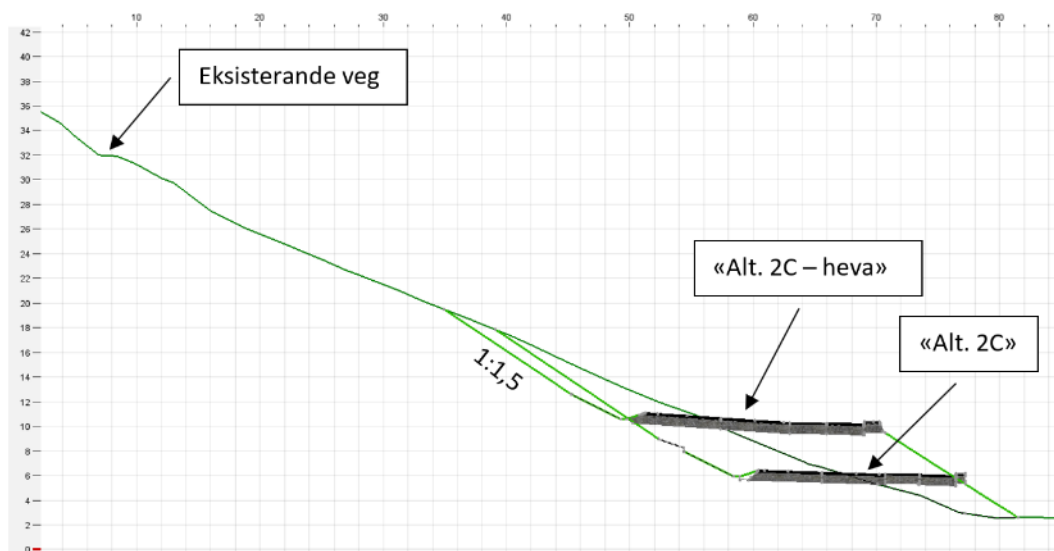
I profila lengst aust er stabiliteten for «Alt. 2C» like over kravet medan «Alt. 2C – heva» ikkje har tilstrekkeleg stabilitet. Det er her registrert kvikkleire i eit punkt som er planlagt masseutskifta, for «Alt. 2C – heva» er det naudsynt med masseutskifting under vegen for å betre stabiliteten, det kan òg bli naudsynt med masseutskifting for «Alt. 2C». Ut frå boringane må det masseutskiftast ned til ca. kote -2. Utføringa av masseutskiftinga er krevjande med blaute massar under kote 0 og må planleggast for å sikre stabiliteten i anleggsfasen. Omfang av masseutskifting må vurderast etter supplerande prøvetaking, det kan vere aktuelt med masseutskifting frå ca. profil 1050 i vest til forbi området med påvist kvikkleire i aust. Det bør vurderast bruk av gravemaskin med lang arm (stikke) og vurderast å sette grense for vibrasjonar frå komprimering. For «Alt. 2C – heva» er det lagt inn ein mur i ytterkant av eksisterande veg, avhengig av masseutskiftingsomfang kan det bli krevjande å få tilstrekkeleg stabilitet for denne. Aktuelle tiltak kan vere lette fyllmasser for å redusere horisontallast på muren eller å fundamentere muren på pelar.

For profila i vest er stabiliteten for låg for begge alternativa. Her bør ikkje vegen hevast over eksisterande nivå, masseutskifting vil betre stabiliteten, men det vil truleg vere trong for å flytte vegen lenger inn for å oppnå stabilitet betre enn kravet. Vegnormal N200 [1] krev at ved utbetringar av eksisterande veg skal i utgangspunktet tryggleiksnivået vere tilsvarande som for ny veg. For

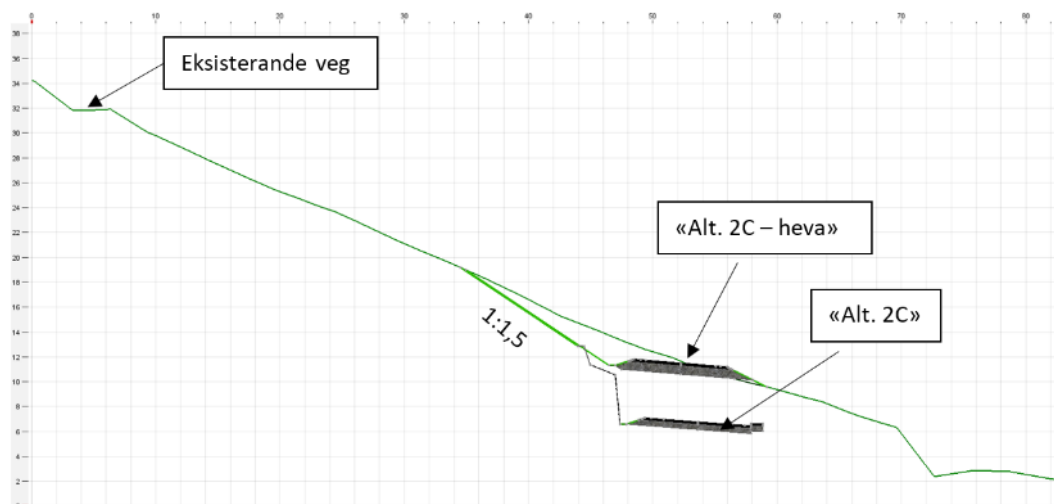
mindre utbetringar kan det i samråd med byggherre i enkelte tilfelle akseptert at det ikkje kan oppnåast same krav som for ny veg, dette kan vere aktuelt for denne delen som vert ein lokalveg når brua er teken i bruk. Satellittdata (insar.ngu.no) som viser lite deformasjon i området og at det ser ut til å vere friksjonsmassar under vegen er moment som gjer det meir aktuelt å akseptere lågare berekningsmessig tryggleik. I slike tilfelle bør prosjektet gjennomgå utvida prosjekteringskontroll og det skal vurderast om det er naudsynt med spesielle kontrolltiltak eller avgrensingar ved utføringa. Det må sikrast minimal påverknad frå tiltaket og gjerast ein god kartlegging av grunnforholda.

Det er planar om ein parkeringsplass på nedsida av vegen vest for landkaret, denne er plassert i eit område med bergskjering eller liten djupn til berg og vil ha tilstrekkeleg stabilitet. Det er i utgangspunktet ikkje anbefalt andre terrengtilpassingar som medfører oppfylling, stabiliteten må i tilfelle vurderast.

Figur 3-3 og Figur 3-4 viser lausmasseskjering og eksisterande veg på oppsida, vest- og austsida av landkaret, for dei to alternativa. Det er ikkje utført grunnundersøkingar i skråninga, dette bør gjerast som del av prosjekteringa. Ut frå tilgjengeleg grunnlag ser det ut som det kan gravast med stabile graveskråningar, om naudsynt kan det vurderast støttekonstruksjonar tilsvarande som på sørsida, sjå kapittel 3.2.



Figur 3-3: Lausmasseskjering og eksisterande veg på oppsida, austsida av landkaret.



Figur 3-4: Lausmasseskjering og eksisterande veg på oppsida, vestsida av landkaret.

### 3.2 Geotekniske vurderingar – sørsida av fjorden

På sørsida av fjorden er det i området for planlagt landkar på det meste 2,5 m med lausmasse i borpunkta og anteke berg er på kote -1,1 m på det lågaste. I strandsona er det eit parti med innmålt berg i dagen i planlagt brutrasé. Her er det anteke at landkaret kan direktefundamenterast på berg, men det kan bli naudsynt med tiltak for å sikre tørr byggegropp, alternativt kan det fundamenterast på korte pelar til berg.

Aust for landkaret er det eit område der det er registrert kvikkleire både på land og sjø. Det vurderast å sikre delen av kvikkleireområdet som er på land. Ut frå val av sikringstiltak må det takast omsyn til dette i planlegging av gjennomføringa av tiltaket, som for eksempel krav til vibrasjonar.

Grunnundersøkingane for tilkomstvegane til brua viser for det meste faste massar slik at veg og eventuell mur på nedsida kan antakeleg fundamenterast utan spesielle tiltak. Store delar av ny veg vil kome lenger inn i skråninga på sørsida som medfører lausmasseskjeringar med stor høgde og murar der totalsonderingar viser faste massar av sand, grus og stein.

Det anbefalast følgjande framgangsmåte for etablering av ny veg som kjem inn i skråninga:

- Forutsett gunstige forhold med lite finstoff i massane og låg grunnvasstand kan midlertidig graveskråning etablerast seksjonsvis med helling 1:1, det kan vere naudsynt å dekke til overflata for å unngå erosjon. Det bør prøvegravast i området for å kontrollere om det er mogleg med denne hellinga.
- I områder der det ikkje er mogleg med midlertidig graveskråning 1:1 kan halve gravehøgda etablerast med slakare graveskråning og deretter sikre resten av utgravinga med ein midlertidig røyrvegg. Som alternativ til røyrvegg kan det nyttast jordnagling.
- I modellen er det lagt inn ein mur med høgde på opptil 3 m i botn av lausmasseskjeringa. Der muren fundamenterast på berg bør muren etablerast som betongmur med forankring i berg. I enkelte områder vil det vere gunstig med noko høgare betongmur enn 3 m for å redusere skråningsutslaget. Alternativt kan det brukast tørrmur, men det krevst då enten betongfundament eller pigging av fundament i berg.
- Der muren skal fundamenterast på lausmassar er det eigna med tørrmur.
- Skråninga bak muren er planlagt med helling 1:1,5, det bør leggest ut eit tynt jordlag med erosjonsnett for å kunne etablere vegetasjonsdekke i skråninga og der det er naudsynt må det leggest inn steinsatte renner. Behov for erosjonssikring, for eksempel fiberduk og eit lag med puk, må vurderast når ein har detaljkunnskap om massane i skjeringa. I ei sone på 1 m bak muren må det fyllast tilbake med sprengstein, elles kan stadlege massar brukast bak muren om dei er eigna til det.

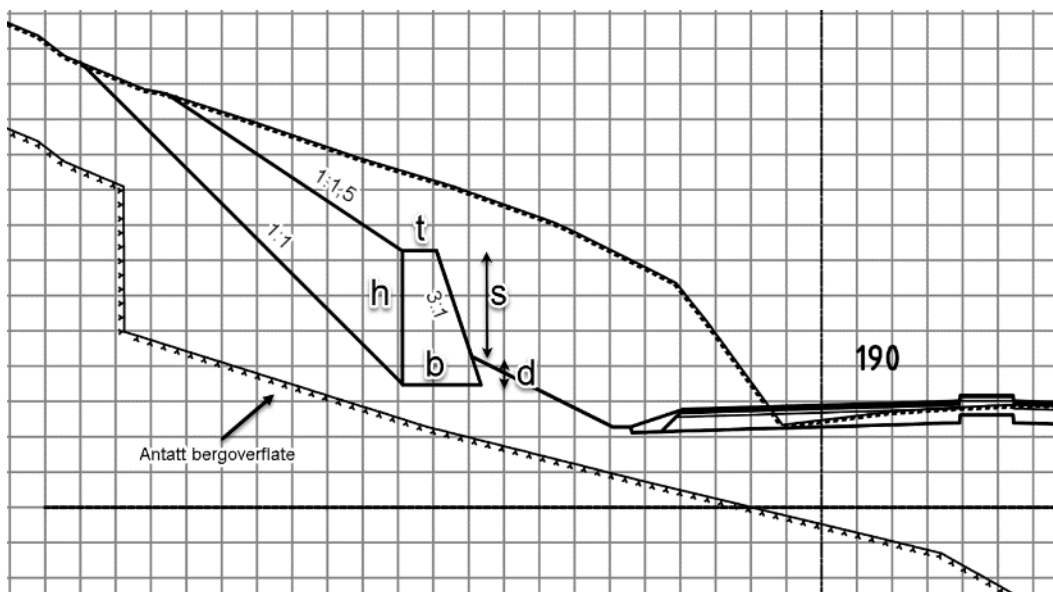
Det er gjort overslagsberekningar av naudsynt breidde for tørrmur på lausmassar med rekneark utarbeida av Multiconsult. Tørrmurar dimensjonerast etter krav i Vegnormal V220 [2]. Regnearket tilfredsstillar òg krav frå del 1 av NS-EN 1997-1 [6] om at tørrmurar skal ha tilfredsstillande tryggleik mot gliding, velting og bæreevnebrot. Jordparameterar er gitt i Tabell 3-2 som gir breidder som vist i Tabell 3-3 basert på geometri i Figur 3-5. Berekingane viser at for synleg murhøgde på 3,0 m kan tørrmuren etablerast utan spesielle tiltak. Ved bruk av tørrmur med synleg høgde 4,0 m er det behov for stor breidde, alternativt som for eksempel fundamentering av muren på betongplate bør då vurderast.

Tabell 3-2: Karakteristiske jordparameterar, tørrmurberekning.

Materiale	Tyngdetettheit, $\gamma/\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Friksjonsvinkel, $\tan \phi$	Attraksjon, $a$ (kN/m <sup>2</sup> )
Tilbakefylte massar bak mur av sand, grus og stein	19/9	0,90	0
Sand, grus og stein under mur	19/9	0,90	10

Tabell 3-3: Murdimensjonar frå berekningar for mur på lausmassar.

Total murhøgde, $h$ [m]	Synleg murhøgde, $s$ [m]	Overdekning i front, $d$ [m]	Toppbreidde, $t$ [m]	Botnbreidde, $b$ [m]
3,8	3,0	0,8	1,00	2,26
5,0	4,0	1,0	1,40	3,06



Figur 3-5: Tørrmurgeometri basert på veg 24050 profil 190.

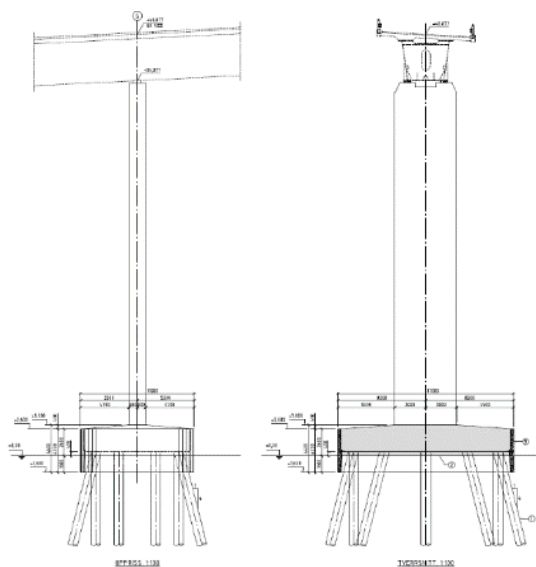
Ved å plassere muren i seismisk klasse II som gir seismisk faktor  $\gamma_I = 1,0$ ,  $a_{gR} = 0,45 \text{ m/s}^2$  for Sogndal kommune (EC1998-1 Tabell NA.3.2(907)) og forutsette grunntype A,  $S = 1,0$ , gir dette maksimal horisontal akselerasjon:  $a_{gS} = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S = 1,0 \cdot 0,45 \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,45 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

Med disse forutsetningane er maksimal horisontal akselerasjon mindre enn utelatingskriteriet,  $a_{gS} \leq 0,50 \text{ m/s}^2$  (EC1998-1 NA.3.2.1(5)), påvisning av kapasitet for seismisk påverknad kan dermed utelatast.

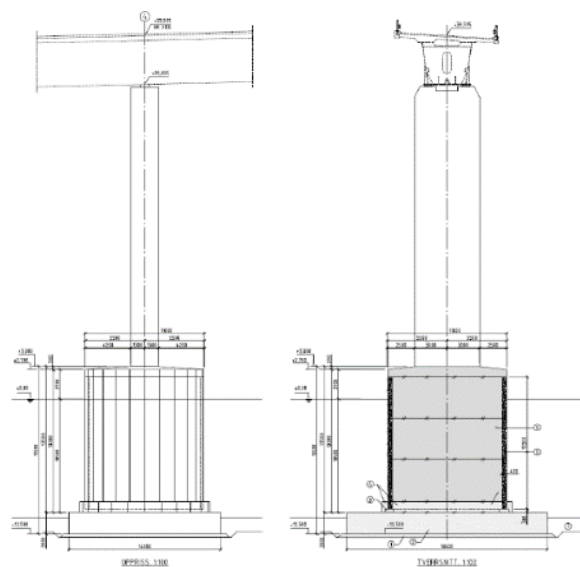
### 3.3 Geotekniske vurderingar – fundamentering av brukar

Brukara er plassert ute i fjorden, der den generelle lagdelinga består av eit blautt lag av sediment over eit fastare lag over berg. Tjukn av det blaute laget variera frå nokre meter i strandsona til om lag 35 - 40 meter på det djupaste punktet langs bruaksane. Fundament for brukar kan bestå av ei løysing med pelehovud i sjø (i/ved overflata), illustrert i Figur 3-6.

Utstøyppte stålrørspelar med bergspiss vert vurdert som ei god løysing (bergspiss dersom pelane skal installerast ved ramming). Pelane skal då rammast eller borast gjennom lausmasse og deretter skal spissen rammast eller borast inn i berg. Pelane må installerast frå lekter, vassdjupna langs bruaksen er opp til 15 m. Det er stor mektigheit av blaute sediment (om lag 35 - 40 meter på det djupaste). Det vert avgrensa lateralstivheit i omkringliggende sediment, og det er stor djupne til berg. Det må difor nyttast robuste pelar. Det vert i denne evalueringa antekke Ø1016 x 20 mm eller 1220 x 20 mm stålrørspelar.



Figur 3-6: Pilarar (utanfor seglingsløp) [13].



Figur 3-7: Senkekassar for pilarar i seglingsløpet [13].

Det vil vere ein fordel med stor godstjukn på pel grunna korrosjon, for å motstå rammespenningar ved installasjon og eventuelle laster frå undersjøiske skred.

Om det skal vere senkekassar, sjå Figur 3-7, for å gjere brua meir robust med omsyn til skipsstøt, eller om det skal vere pelehovud i sjø må vurderast av brukonstruktørane. Ei eventuell senkekasse må fundamenterast på pelar. Direktefundamentert brukar vil ikkje fungere med grunntilhøva som er registrert i Esefjorden. Alternativet som eventuelt kunne utgreiast ville då vere ein prefabrikkert senkekasse med lange skjørt som kunne installerast med bruk av undertrykk inne i skjørtekamera, liknande Condeep/GBS\* konstruksjonane nytta innan olje og gass industrien. Eit slikt alternativ ville ved dette høvet bli særst kostbart samanlikna med ei pela løysing, det er heller ikkje sikkert at eit slikt konsept ville fungere.

\*GBS - Gravitasjons Basert Struktur

#### **Installasjonsmetode pelar**

Det er registrert sensitiv og stadvis kvikk leire i sedimenta i fjorden. Massefortrengande pelar kan føre til poretrykksoppbygging og redusert sikkerheit med omsyn på stabilitet. Eit alternativ til

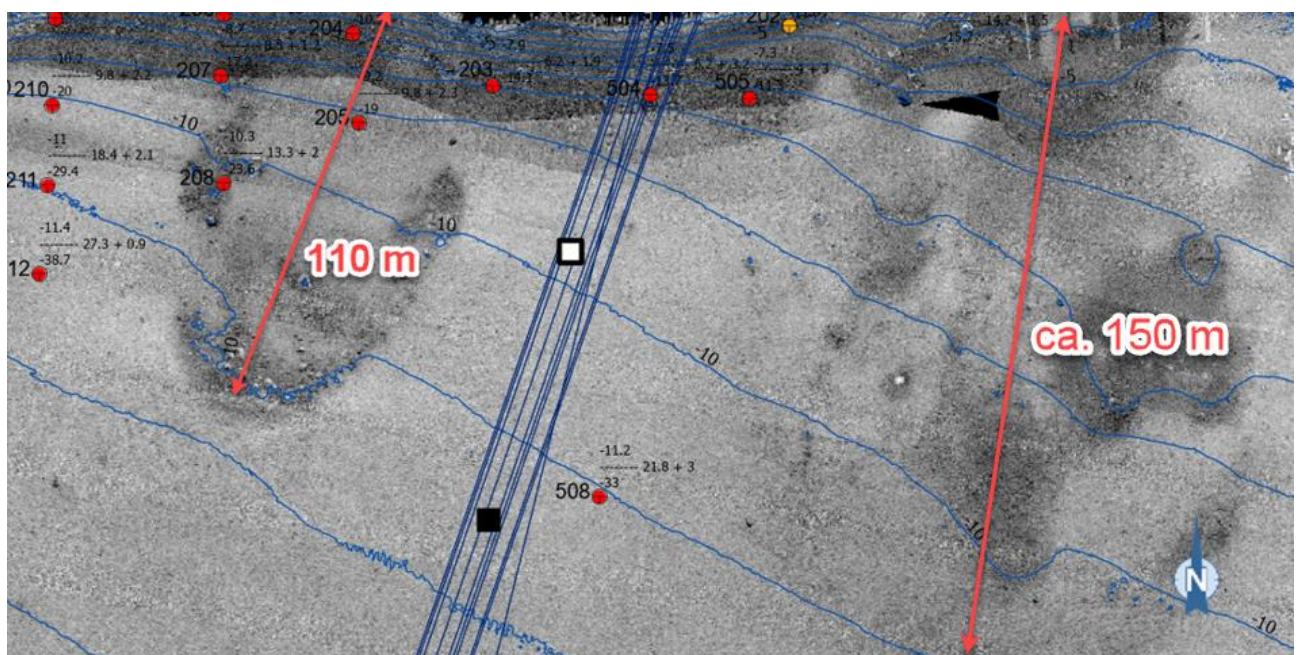
ramming vil då vere å installere pelane ved boring (bora stålrørspelar). Dette kan vere ein noko dyrare installasjonsmetode, men det har likevel etter kvart blitt utført slike installasjonar av stålrørspelar, det er fleire av dei større pele-entreprenørane som no har denne type ustyr for relativt grove pelar. Boring vil medføre mindre støy enn ramming, men produsera ein god del boreslam som må handterast. Avhengig av krav frå statsforvaltar kan dette gjerast med siltgardin eller ved å frakte vekk massane på lekter. Eit anna aspekt ved ramming er støypåverknad på levande organismar i sjøen, dette vil ikkje vere ei problemstilling dersom pelane blir installert med boring.

Prøvepeling er anbefala dersom det vert aktuelt med ramming. Ein bør då også utføre innleiande rammeanalysar for å vurdere storleik på fallodd (pelehammar). Erfaringsmessig vil det truleg vere naudsynt med eit akselererande fallodd i storleiksorden 12 – 14 tonn.

### 3.4 Undersjøiske skred

Last frå undersjøiske skred må takast med i peledimensjoneringa dersom brukara plasserast slik at dei er i eit potensielt losne- eller utløpsområde for undersjøiske skred. Undersjøiske skred har i initialfasen mykje til felles med skred på land, men interaksjon med vatn med effektar som «hydroplaning», hydrodynamiske krefter og overgang til turbiditet gjer at utløpsdistanse under sjø typisk er mykje lengre enn på land.

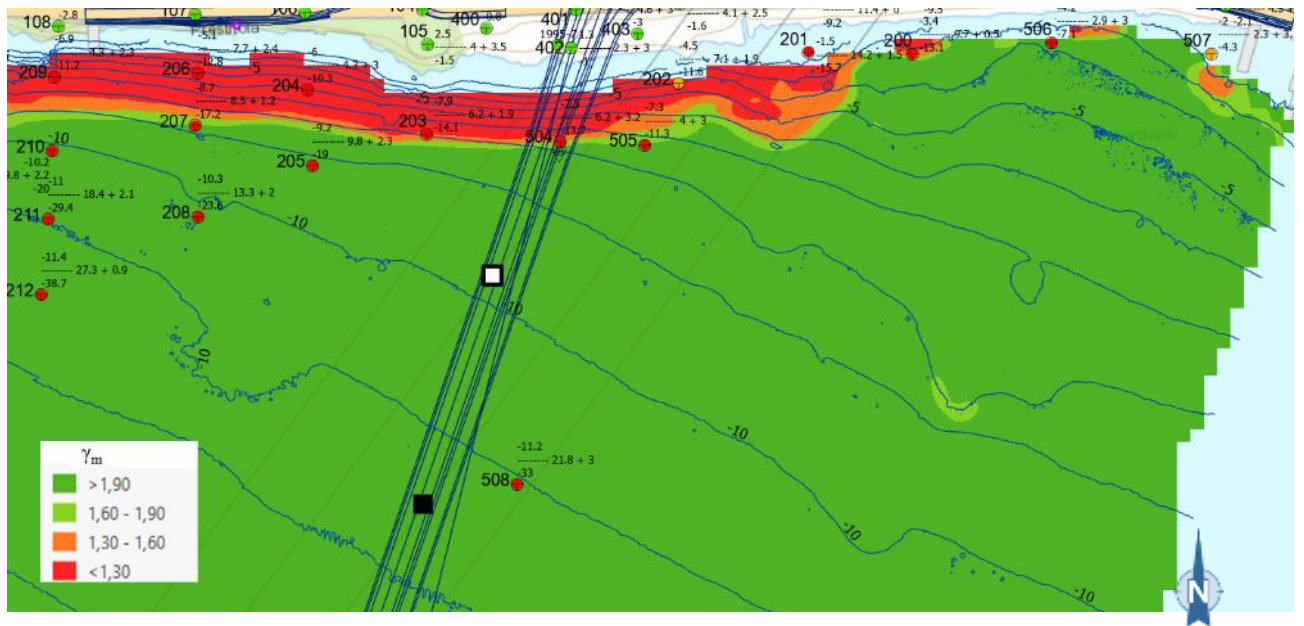
Ein indikasjon på om området er utsett for undersjøiske skred er om det har vore skred i området tidlegare. Ut frå batymetri og backscatter-data ser det ut til å ha vore skred som har losna frå strandsona på nordsida av fjorden, kan hende i samband med utfylling, med ein utløpsdistanse på ca. 110 m, sjå Figur 3-8.



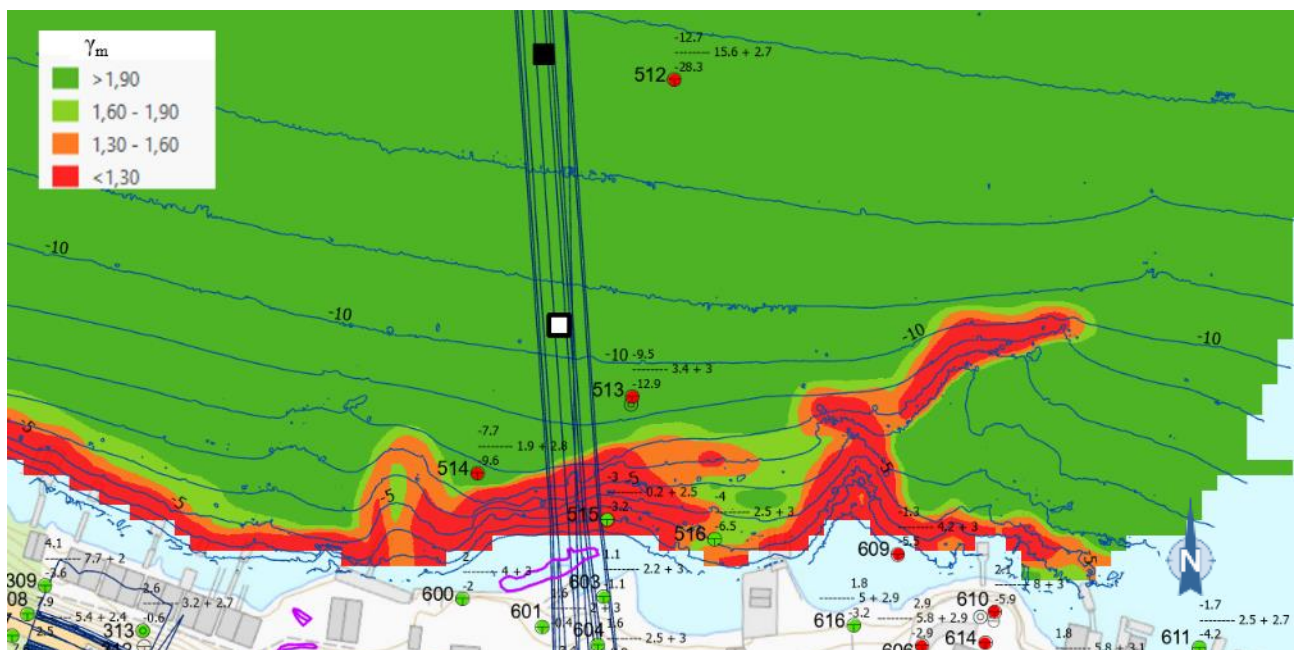
Figur 3-8: Botnkotekart med reflektivitetsdata (backscatter) for nordsida av fjorden med markering av mogleg tidlegare skredaktivitet.

Vidare må sjøbotnstabiliteten vurderast. Innleiande 1-dimensjonale vurdering basert på terrenghelling utan å ta omsyn til grunnforhold med formel under gir ein anteke konservativ oversikt over potensielle losneområder som vist på figur. Ut frå dette er brukara slik dei er plassert ikkje i losneområde, men nokre kan vere i utløpsområde.

$$\gamma_m = \frac{c_u}{(p'_0 * \cos\beta * \sin\beta)}$$



Figur 3-9: Overslag over skråningsstabilitet for nordsida av fjorden basert på terrenghelling og  $c_u/p'_0=0,25$ . Anteken plassering av brukar vist med kvit firkant med svart ramme (betongbru) og svart firkant (betong- og stållu).



Figur 3-10: Overslag over skråningsstabilitet for sørsida av fjorden basert på terrenghelling og  $c_u/p'_0=0,25$ . Anteken plassering av brukar vist med kvit firkant med svart ramme (betongbru) og svart firkant (betong- og stållu).

Vidare metodikk for å berekne last på pelar er å bestemme initielt skredvolum, retning på skredforløp, geotekniske jordparametar og interaksjonskoeffisientar mellom vatn og skred. Deretter kan tidsdomene-analysar nyttast til å finne mellom anna utløpsdistanse, hastigheitsforløp, dynamisk last på konstruksjonselement.

Erfaringsmessig vil last frå undersjøiske skred bli større om brukaret plasserast i losneområdet enn i utløpsområdet. Slik som brukara er plassert i Figur 3-9 og Figur 3-10 vil dei ikkje komme i losneområdet basert på innleiande vurderingar. Ved detaljprosjektering av brukara må utløpssona avgrensast og pelane for dei brukara som kjem innanfor utløpssona må dimensjonierast for last frå undersjøisk skred.

#### 4 Utgreiing av områdestabilitet etter NVE 1/2019

Kapittel 3.2 i NVE veileder 1/2019 [14] beskriv prosedyre for identifisering og avgrensing av kvikkleireområder med potensiell skredfare og aktsomheitsområder (punkt 1-3), avgrensing og faregradsevaluering av faresoner (punkt 4-9) og deretter stabilitetsanalyser (punkt 10) og innmelding av faresoner og grunnundersøkingar (punkt 11).

Tal punkt i prosedyren som må vurderast er avhengig av planfase og krav for nøyaktigheit av utgreiingane. Utgreiinga er utført på reguleringsplannivå som gjer at alle punkta må vurderast dersom grunnforholda er slik at det er fare for områdeskred. Dersom det under gjennomgang av prosedyren kan konkluderast med at det ikkje er fare for områdeskred, og ikkje naudsynt å gå vidare i prosedyren, avsluttast utgreiinga.

Tabell 4-1 oppsummera gjennomgangen av prosedyren for vurdering av områdestabilitet for sørsida av Esefjorden. Vurdering av punkta er detaljert skildra i påfølgjande underkapittel.

Tabell 4-1: Samanstilling/sjekkliste av prosedyre for utgreiing av aktsomheitsområde og faresoner.

Punkt	Krav	Vurdering
1	Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området	Det er ikkje registrerte faresoner i området.
2	Avgrens områder med mulig marin leire	Heile området ligg under marin grense, det er dermed naudsynt med vidare utgreiing.
3	Avgrens områder med terreng som kan være utsett for områdeskred	Terrenget er slik at det ut frå kriteria for helling og høgdeskilnad er utsett for områdeskred.
4	Bestem tiltakskategori	Ut frå Tabell 3 er tiltaket (ÅDT=650, 2015-tal) vurdert å være i tiltakskategori K3.
5	Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løsneområde	Terrenget tilseier at det er potensielle losneområder og det er påvist kvikkleire i grunnundersøkingane som gjer det naudsynt med vidare utgreiing.
6	Befaring	Det er utført synfaring i samband med planlegging av grunnundersøkingane.
7	Gjennomfør grunnundersøkelser	Det er utført grunnundersøkingar som har påvist kvikkleire i moglege losneområder som kan påverke tiltaket, det er dermed naudsynt med vidare utgreiing.
8	Vurder aktuelle skredmekanismer og avgrens løsne- og utløpsområder	Losneområder er avgrensa på land og sjø, utløpsområder på sjø er ikkje avgrensa då dette må detaljutgreiast. Det er naudsynt å gå vidare med prosedyren sidan det ikkje kan utelukkast at brukara kan kome i utløpsområdet.

9	Klassifiser faresoner	Faresona er klassifisert i faregradklasse middels, konsekvensklasse alvorleg og risikoklasse 3.
10	Dokumentér tilfredsstillende sikkerhet	Det er utført stabilitetsberekningar som viser at tryggleiken ikkje er tilfredsstillande. Aktuelle metodar for sikring er diskutert i kapittel 4.12.
11	Meld inn faresoner og grunnundersøkingar	Grunnundersøkingane vert meld inn til NADAG av Vestland fylkeskommune. Faresona vil bli meld inn til NVE etter at vurderingane er kvalitetssikra av uavhengig foretak.

#### 4.1 «Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området»

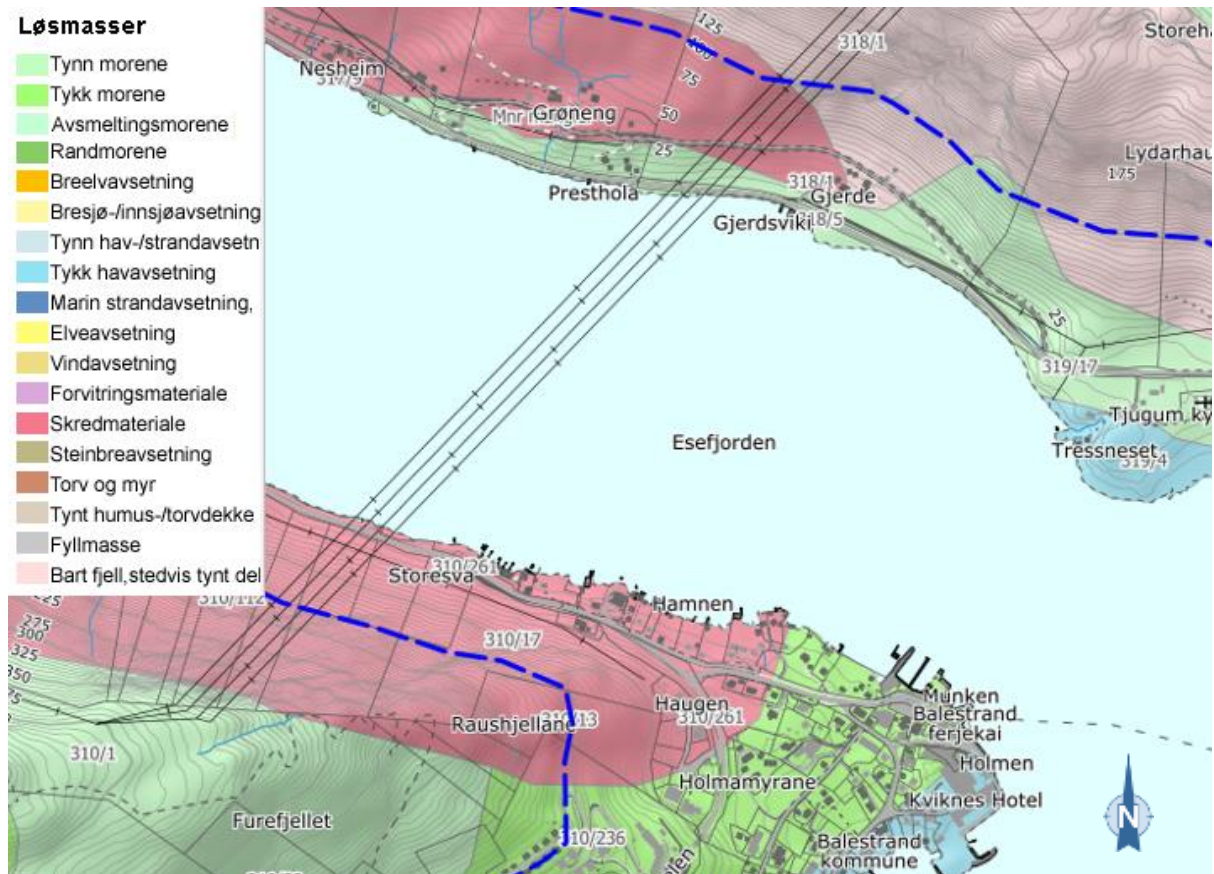
I følge NVE Atlas [15] er det ikkje registrert faresoner (kvikkleiresoner) i området tidlegare, men det er påvist kvikkleire i tidlegare grunnundersøkingar, sjå rapport 10214181-RIG-RAP\_rev01 [11].

Det har tidlegare i prosjektet blitt avklart i e-post frå NVE [16] at det der som det berre er kvikkleire i sjø ikkje er naudsynt med faresone, men at det bør lagast ei hensynssone i sjø med tilhøyrande bestemmelsar. Dette vil bli lagt inn i reguleringsplanen for den delen av planområdet der det er kvikkleire i sjø, men ikkje på land.

#### 4.2 «Avgrens områder med mulig marin leire»

Heile området ligg under marin grense som er på ca. kote 100 i området, sjå utsnitt av kvartærgeologisk kart med markering av marin grense i Figur 4-1. På austsida av Balestrand sentrum og på Tressneset viser kartet tjukk havavsetning, medan det i området for planlagt bru viser tunn morene og skredmateriale.

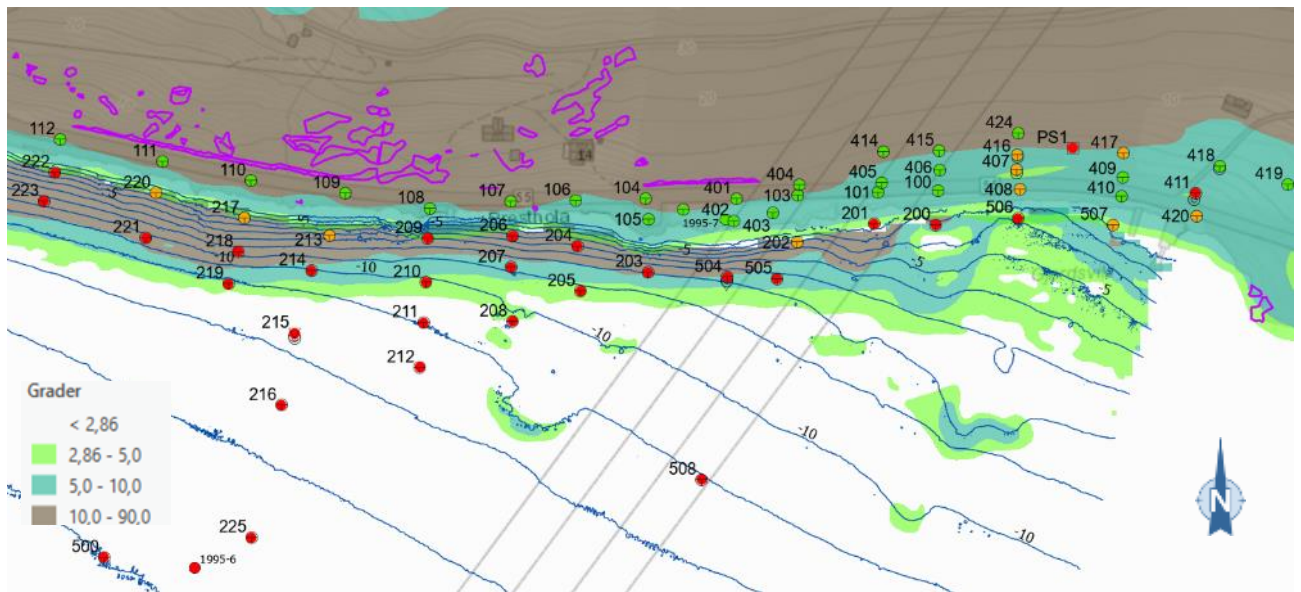
Det kvartærgeologiske kartgrunnlaget gjev ein visuell oversikt over landskapsformande prosessar over tid, samt overordna fordeling av lausmassane. Utgangspunktet for desse oversiktskarta er i all hovudsak visuell overflatekartlegging, og berre i avgrensa omfang fysiske undersøkingar. Karta gjev ingen informasjon om lausmassefordeling i djupna og berre avgrensa informasjon om lausmassemektigheit. Sidan området ligg under marin grense er det dermed trong for undersøkingar for å avgrense områder med marin leire.



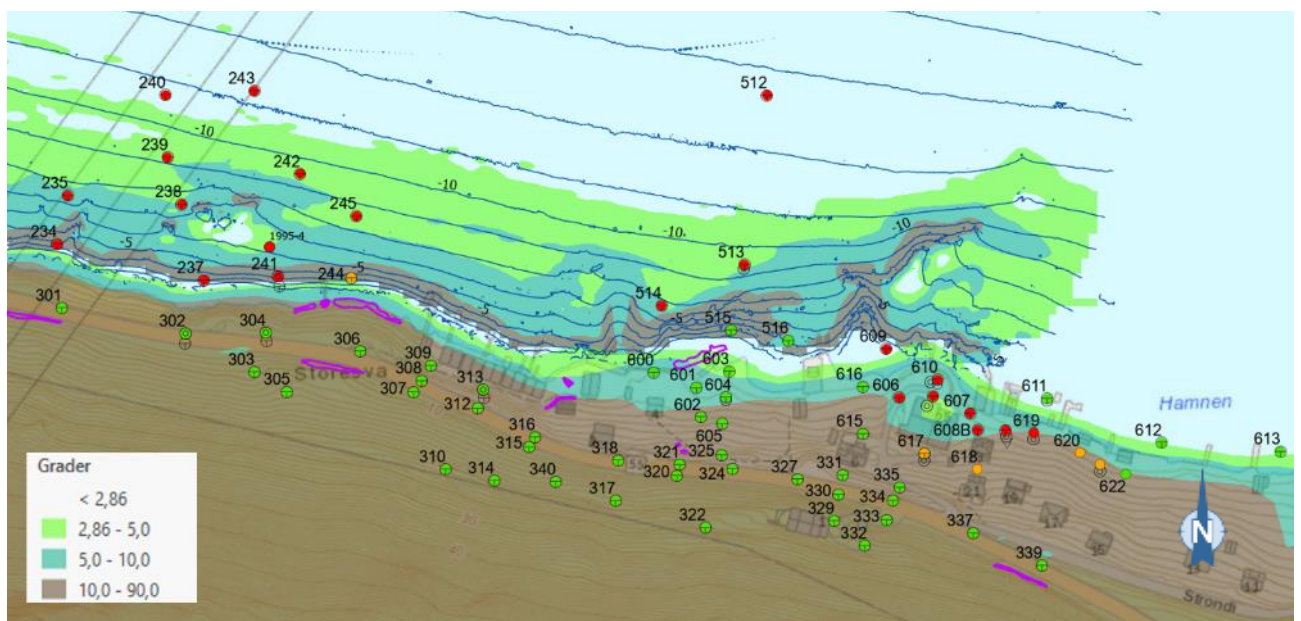
Figur 4-1: Kvartærgeologisk kart - lausmassar [17].

### 4.3 «Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred»

For jamt hellende terreng er kriteriet for aktsemdområde sett til terreng med helling brattare enn 1:20 og høgdeskilnad større enn 5 m. GIS-analyse viser at i praksis er alt landareal ved planlagt bru brattare enn 1:20 både på nord- og sørsida av fjorden, samt opptil ca. 50 m ut i fjorden på nordsida og opptil ca. 100 m ut i fjorden på sørsida, sjå Figur 4-2 og Figur 4-3. Terrenghelling er ikkje vist i fjorden lengst aust og enkelte stadar rett under kote 0 på grunn av at sjøbotnen ikkje er kartlagt i desse områda.



Figur 4-2: Terrenghelling på nordsida av fjorden, områder som er brattare enn 1:20 (2,86 grader) er markert med farger.



Figur 4-3: Terrenghelling på nordsida av fjorden, områder som er brattare enn 1:20 (2,86 grader) er markert med farger.

#### 4.4 «Bestemm tiltakskategori»

Ut frå Tabell 4-2 er tiltaket (ÅDT=650, 2015-tal) vurdert å være i tiltakskategori K3, det er ferjekai i Balestrand som gjer at det er mogleg med omkøyring og dermed ikkje naudsynt å definere tiltaket i K4. Tiltakskategori K3 medfører at vurderingane av områdekredfare skal kvalitetssikrast av uavhengig foretak.

Tabell 4-2: Utdrag av Tabell 0-2 i SVV Håndbok V220.

Tiltakskategori TEK 17 / NVE. Type tiltak som inngår i tiltakskategorien	Forslag til tiltakskategorier i vegprosjekter. Type tiltak som inngår i tiltakskategorien *)
K3: Tiltak som medfører tilflytting av personer med inntil to boenheter, begrenset personopphold eller tiltak med stor verdi (utover tiltak i K0-K2). Ved planlagt større tilflytting/personopphold gjelder K4. Eksempler er bolighus og fritidsbolig med inntil to boenheter, større driftsbygninger i landbruket, mindre utendørs publikumsanlegg, mindre næringsbygg, større VA-anlegg.	K3: $\dot{A}DT \leq 1500$  Veger med stor betydning og/eller manglende omkjøringsmulighet vurderes klassifisert i K4. Klassifiseringen baseres på en helhetlig vurdering ut ifra risiko og sårbarhetsanalyser og andre relevante hensyn.
K4: Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold enn tiltak i K3 samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner. Eksempler er mer enn to eneboliger /fritidsboliger, rekkehus/boligblokk, bolig- og hyttefelt, skole og barnehage, sykehjem, større næringsbygg, kontorbygg, idretts- og industrianlegg, større utendørs publikumsanlegg, lokale beredskapsinstitusjoner.	K4: $\dot{A}DT > 1500$  Veger med $\dot{A}DT \leq 1500$ av stor betydning og/eller manglende omkjøringsmulighet vurderes klassifisert i K4. Klassifiseringen baseres på en helhetlig vurdering ut ifra risiko og sårbarhetsanalyser og andre relevante hensyn.

\*) Det vises til nærmere omtale av tiltakskategorier i veiledning til Byggteknisk forskrift (TEK 17) §7-3 (Ref. 4).

#### 4.5 «Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løsneområde»

Det har vore utført undersøkingar i området i fleire omgangar der det først vart påvist kvikkleire på sjø, deretter vart det påvist kvikkleire på land og det vart vidare utført fleire undersøkingar på land for avgrensing av området med kvikkleire.

Sjølve tiltaket er ikkje planlagt i losneområdet på land, men fundamenta for brua i sjøen kan komme i utløpsområde. Det er difor naudsynt med vidare utgreiing.

#### 4.6 «Befaring»

Multiconsult har vore på synfaring i området to gonger i samband med planlegging av grunnundersøkingar, den 15. oktober 2019 og den 29. oktober 2020.

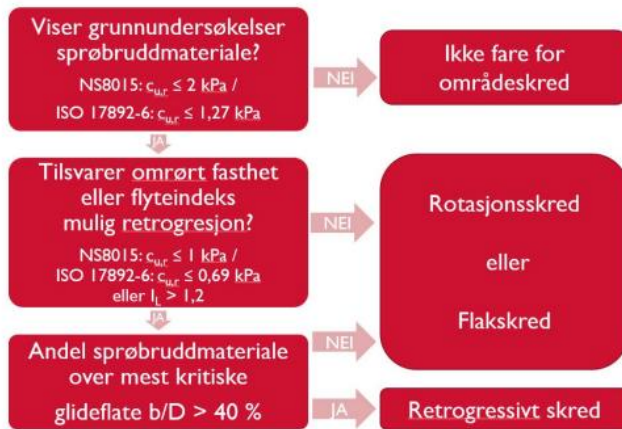
#### 4.7 «Gjennomfør grunnundersøkelser»

Det er utført grunnundersøkingar i området i fleire omgangar. Omfanget er vurdert å vere tilstrekkeleg for vurderingane som er utført no på reguleringsplannivå. Faresona er avgrensa basert på tilgjengeleg grunnlag, men det må gjerast fleire undersøkingar både på land og sjø for å få ei meir nøyaktig avgrensing av faresona.

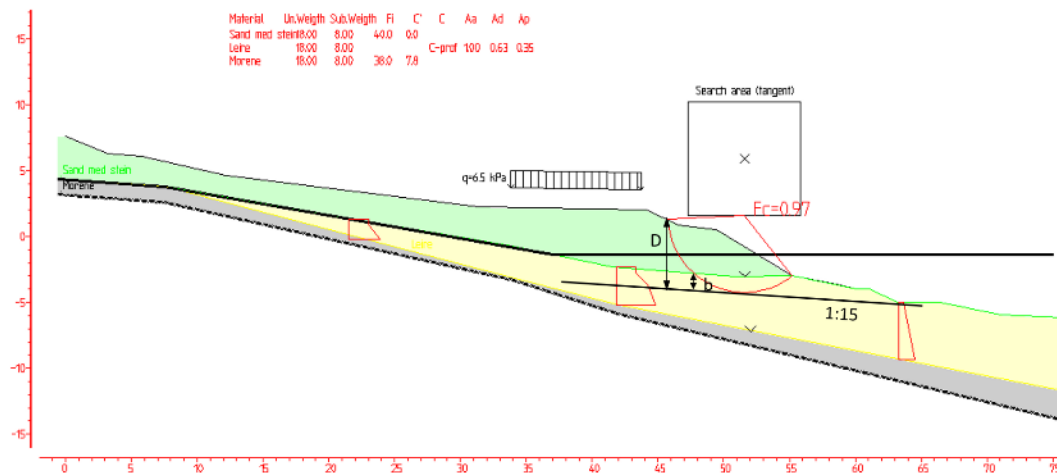
#### 4.8 «Vurder aktuelle skredmekanismer og avgrens løsne- og utløpsområder»

Aktuell skredmekanisme avheng blant anna av terrengforhold, plassering av sprøbrotmaterialet og omrørt skjærfastheit. Alle prøvane ved punkt nr. 608A, 610 og 614 har omrørt skjærfastheit  $c_{u,r} \leq 1,0$  kN/m<sup>2</sup> som medfører mogleg retrogresjon, sjå Figur 4-4. Det er utført berekningar for to profil, der

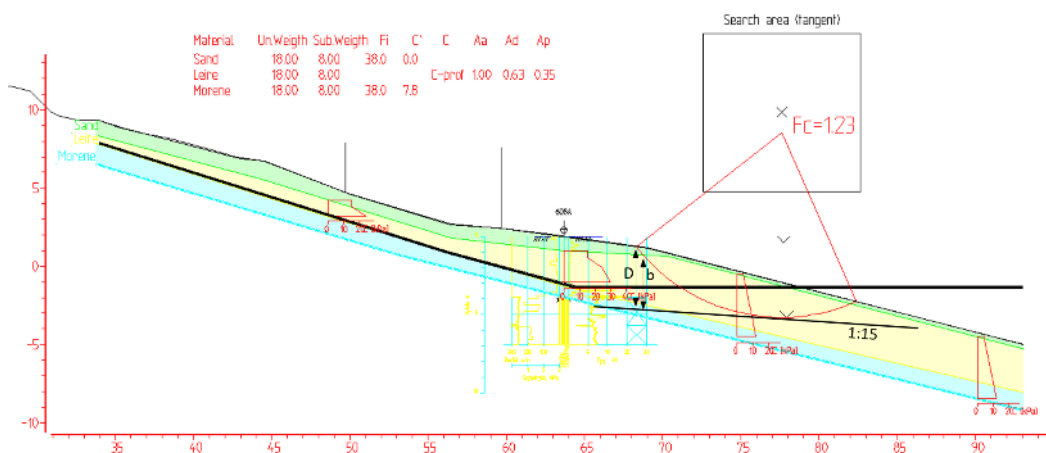
profil S1 har andel sprøbruddmateriale over mest kritiske glideflate  $b/D < 40\%$  som gir skredmekanisme rotasjons- eller flakskred, sjå Figur 4-5, medan Profil S2 har  $b/D > 40\%$  som gir retrogressiv skredmekanisme, sjå Figur 4-6.



Figur 4-4: Utsnitt av Figur 4.3 i NVE veileder 1/2019, flytskjema for vurdering av aktuell skredmekanisme.



Figur 4-5: Profil S1 med markering av andel sprøbruddmateriale over den mest kritiske glideflate  $b/D$ .



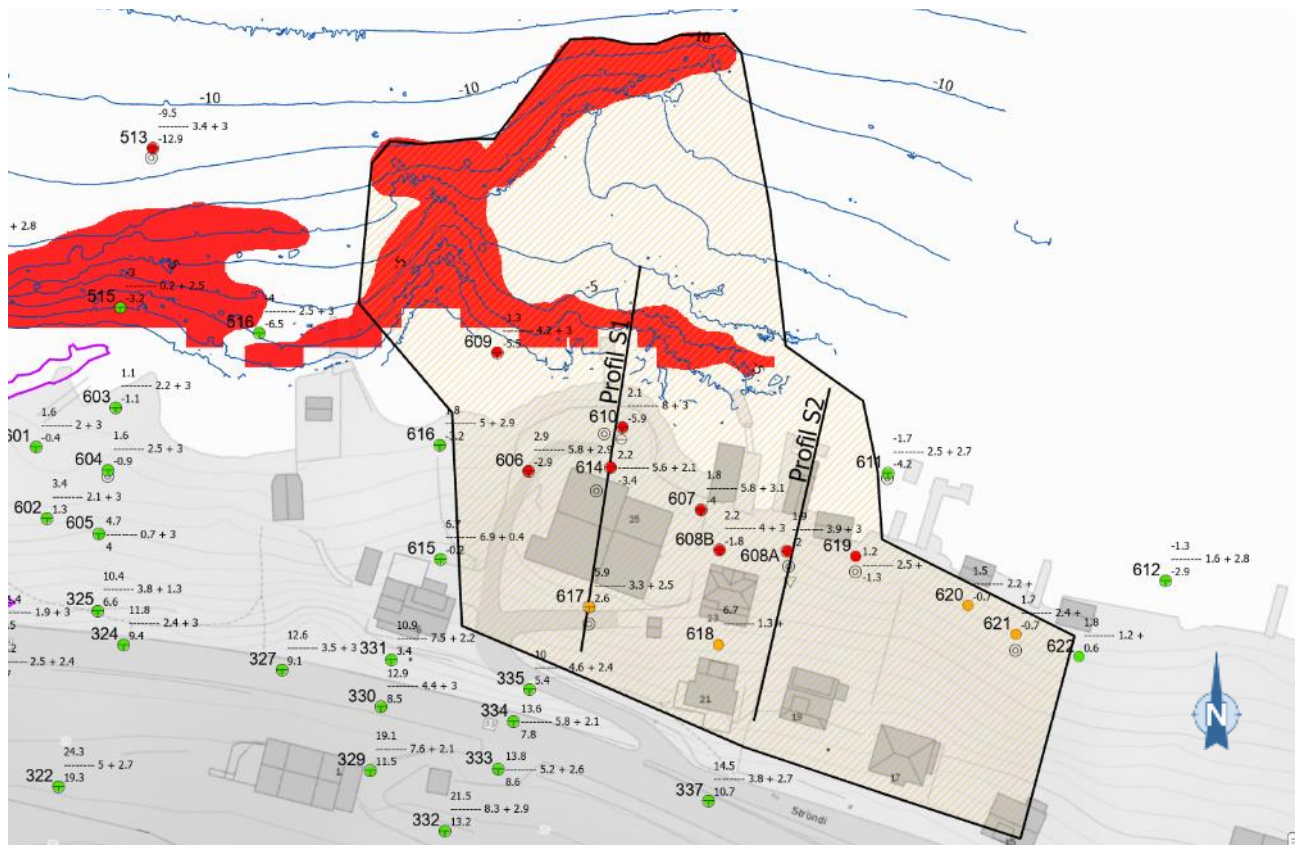
Figur 4-6: Profil S2 med markering av andel sprøbruddmateriale over den mest kritiske glideflate  $b/D$ .

Avgrensa faresone på sørsida av fjorden er vist i Figur 4-7, mot sør er avgrensinga basert på at ut frå terrenghellinga vil løsnemrådet strekke seg så langt opp i skråninga som det er sprøbruddmateriale

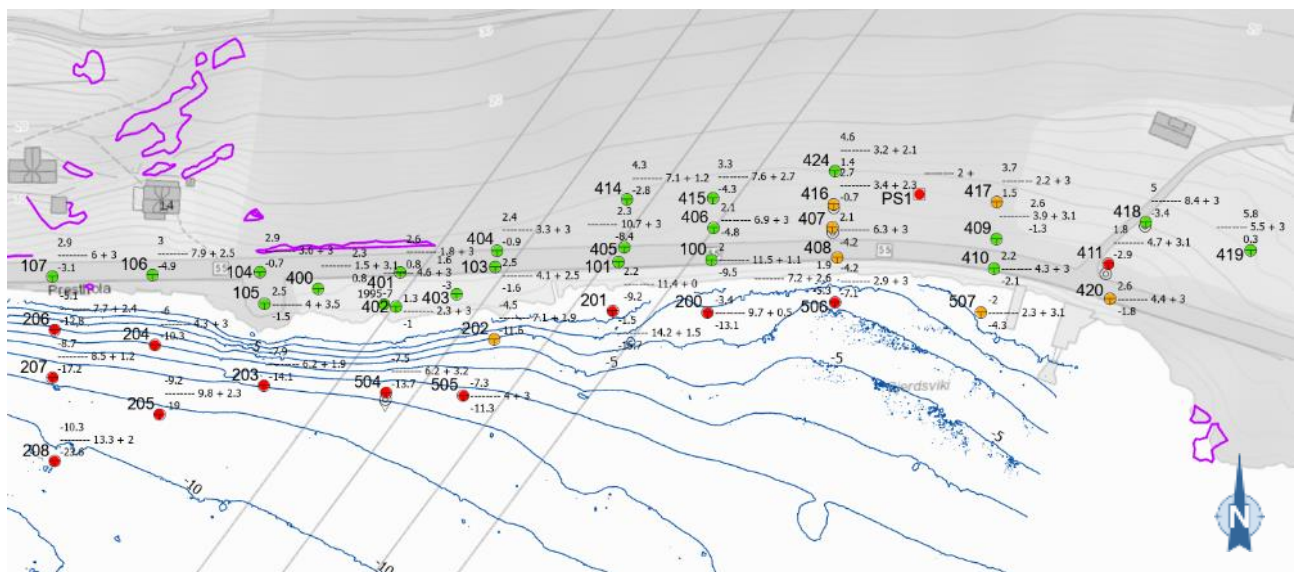
og det er valt å inkludere to punkt der det er usikkert om det er sprøbrotmateriale, 617 (ikkje målt omrørt skjærfastheit) og 618 (enkel sondering utan prøve). Mot vest er faresona avgrensa mot totalsonderingar med faste massar og i aust mot to enkle sonderingar der det truleg ikkje er sprøbrotmateriale, men ikkje kan utelukkast. I nord er losneområder i sjø teke med i faresona slik at den dekker områder med helling brattare enn 1:6, utløpsområder i sjø kan bli vesentleg større enn på land og må detaljutgreiast, men trengs ikkje å takast med i faresona i følge NVE ekstern rapport nr. 9/2020 [18].

I nord er det påvist sprøbrotmateriale i to punkt, 417 og PS1. I PS1 har Vestland fylkeskommune i september 2021 teke prøve frå ei prøvegropp av eit lag med mektighet 0,2-0,3 m over anteke berg, som er i dybde ca. 2,0 m, av siltig, sandig leire som med omrørt skjærfastheit  $c_{u,r} = 0,1 \text{ kN/m}^2$  vert klassifisert som kvikleire. Sidan det her er snakk om relativt tynne lag i liten dybde og det ikkje er andre tiltak enn vegen i nærleiken er det vurdert at det ikkje er trong for å lage faresone, men det må takast omsyn til at det er funne kvikleire i prosjekteringa og utføringa av ny veg.

Det kan ikkje utelukkast at brukara vil kome i utløpsområdet, det er derfor naudsynt med vidare utgreiing av områdekredfare.



Figur 4-7: Avgrensing av faresone med plassering av berekningsprofil og områder på sjø med helling brattare enn 1:6 markert med raudt. Sonderingspunkt med raudt tyder at sprøbrotmateriale er påvist frå prøveseriar eller tolka frå totalsonderingar, oransje at det er usikkert om det er sprøbrotmateriale og grønt at sprøbrotmateriale ikkje er påvist frå prøveseriar eller tolka frå totalsonderingar. Lilla linje viser innmålt berg i dagen.



Figur 4-8: Oversikt over grunnundersøkingar på nordsida av fjorden. Sonderingspunkt med raudt tyder at sprøbrotmateriale er påvist frå prøveseriar eller tolka frå totalsonderingar, oransje at det er usikkert om det er sprøbrotmateriale og grønt at sprøbrotmateriale ikkje er påvist frå prøveseriar eller tolka frå totalsonderingar. Lilla linje viser innmålt berg i dagen.

#### 4.9 «Klassifiser faresoner»

Evaluering av faresone og konsekvens er utført basert på mest kritiske snitt, profil S1

Tabell 4-3 Evaluering av faregrad for faresone.

Faktorer	Vekttall	Score	Poeng	Merknad/vurdering
Tidl. skredaktivitet	1	1	1	I følge grunneigar har det vore utglidingar i samband med utfylling i området, på nordsida av fjorden viser botnkotekart tidl. skredaktivitet.
Skråningshøyde	2	0	0	Skråningshøgde < 15 meter.
OCR	2	3	6	Har ikkje målt OCR i profil S1, prøver på land viser høg OCR, medan prøver på sjø viser låg OCR. Vel låg OCR som konservativ vurdering.
Poretrykk	+3/-3	0	0	Hydrostatisk poretrykk basert på måling.
Kvikkleire-mektighet	2	0	0	Tunt lag.
Sensitivitet	1	2	2	Sensitivitet 30-100 frå konusforsøk
Erosjon	3	0	0	Anteke liten erosjonsrisiko
Inngrep	+3/-3	3	9	Inngrep i form av utfylling med meir enn 4 m høgde.
Sum poeng			18*	Faregradklasse «Middels»

\*Faregrad vert klassifisert ut frå sum poeng som følger: 0-17 låg faregrad, 18-25 middels faregrad og 26-51 høg faregrad.

Tabell 4-4: Evaluering av skadekonsekvens for faresone.

Faktorer	Vekttall	Score	Poeng	Merknad/vurdering
Boligheter, antall	4	2	8	Fem bustadar, spreidd busetnad
Næringsbygg, personer	3	0	0	Ingen næringsbygg
Annen bebyggelse, verdi	1	0	0	Ingen andre bygg
Vei, ÅDT	2	1	2	Veg med ÅDT=650 (2015-tal)
Toglinje, baneprioritet	2	0	0	Ingen toglinje
Kraftnett	1	0	0	Ingen kraftlinje
Oppdemning/flo dbølge	2	2	4	Skred i sjø kan medføre flodbølge med stor rekkevidde.
Sum poeng			14	<b>Skadekonsekvensklasse «Alvorleg»</b>

\* Skadekonsekvens vert klassifisert ut frå sum poeng som følger: 0-6 mindre alvorleg, 7-22 alvorleg og 23-45 meget alvorleg.

Risiko er lik prosent av maksimal poengverdi for faregrad multiplisert med prosent av maksimal poengverdi for skadekonsekvens som gir:

$$\frac{18}{51} \cdot \frac{14}{45} = 35 \% \cdot 31 \% = 1098 \text{ (Risikoklasse 3)}$$

\*Risiko vert klassifisert ut frå sum poeng som følger: 0-170 risikoklasse 1, 171-630 risikoklasse 2, 631-1900 risikoklasse 3, 1901-3200 risikoklasse 4 og 3201-10000 risikoklasse 5.

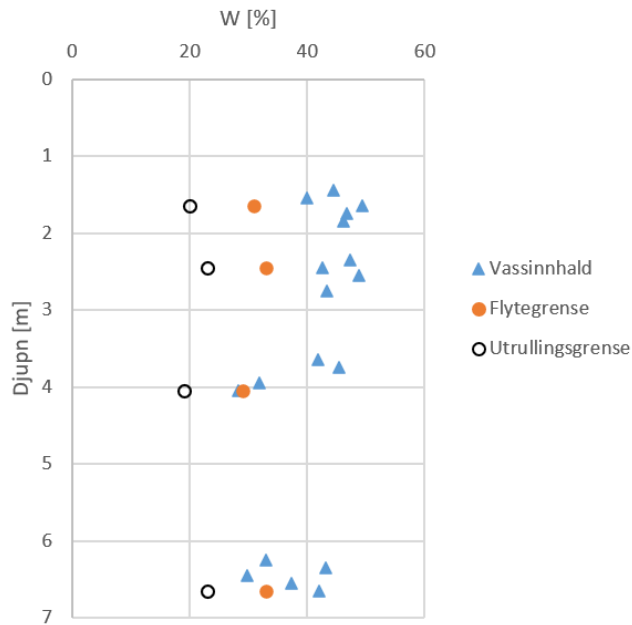
#### 4.10 «Dokumentér tilfredsstillende sikkerhet»

Det er utført stabilitetsberekningar i to profil, aktuelle resultat frå laboratorieanalyser og CPTU, berekningsgrunnlag og resultat frå stabilitetsberekning er samanfatta i etterfølgjande underkapittel.

##### 4.10.1 Resultat frå laboratorieanalyser og CPTU

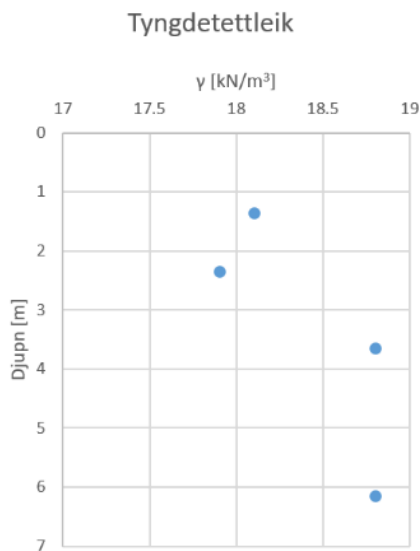
Det er teke opp prøvar på land i området ved punkt nr. 608A, 610 og 614, i tillegg er det utført ein CPTU ved punkt nr. 608A.

Vassinnhaldet i prøvane er for det meste i intervallet 35 % til 50 % og er stort sett høgare enn flytegrensa, noko som er typisk for sprøbrotmateriale/kvikkleire, sjå Figur 4-9. Plastisitetsindeksen,  $I_p$ , er på ca. 10 % som ut frå NIFS rapport nr. 14/2014 gir ADP-faktorar  $C_{uD}/C_{uC} = 0,63$  og  $C_{uE}/C_{uC} = 0,35$ .



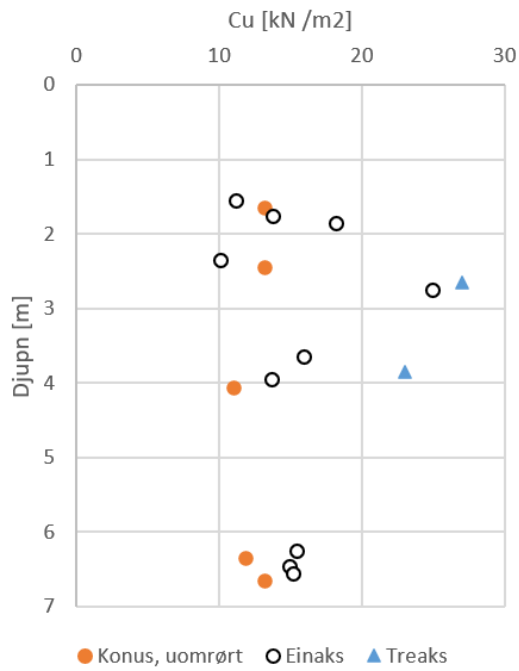
Figur 4-9: Vassinnhald, flytegrense og utrullingsgrense for prøvar ved punkt nr. 608A, 610 og 614.

Tyngdetettleik for prøvane variera mellom 17,9 og 18,8 kN/m<sup>3</sup>, sjå Figur 4-10.

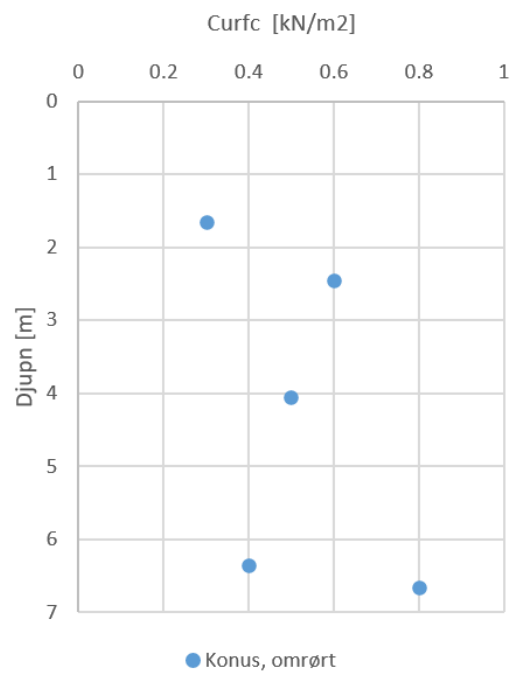


Figur 4-10: Tyngdetettleik for prøvar ved punkt nr. 608A, 610 og 614.

Resultat frå uomrørt konus, einaks og treaks er samla i Figur 4-11 medan resultat frå omrørt konus er vist i Figur 4-12. Alle prøvane har omrørt skjærfastheit under grensa for sprøbrotmateriale ( $c_{u,r} \leq 2,0$  kN/m<sup>2</sup>) og tre av prøvane er klassifisert som kvikkleire ( $c_{u,r} \leq 0,5$  kN/m<sup>2</sup>). Av einaks-forsøka har fire av forsøka brottøying under 5 % som indikera god prøve kvalitet, fem av forsøka har brottøying mellom 5 og 10 % som tyder på mogleg prøveforstyring og eitt forsøk har brottøying >10 % som tyder på at desse prøvane kan vere svært forstyrta.

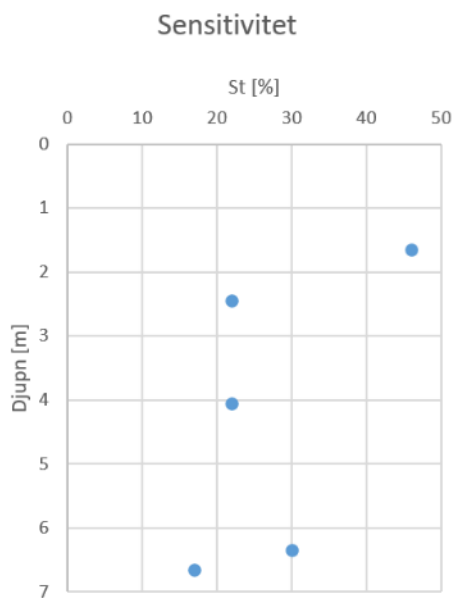


Figur 4-11: Resultat frå uomørt konus, einaks og treaks for prøvar ved punkt nr. 608A, 610 og 614.

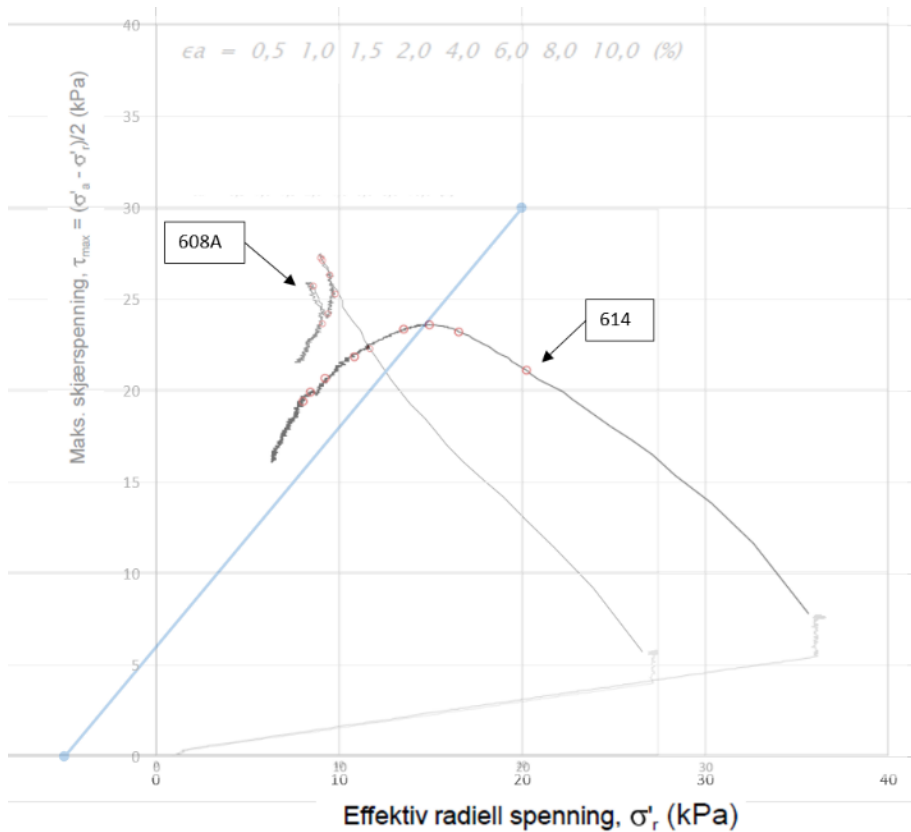


Figur 4-12: Resultat frå omørt konus for prøvar ved punkt nr. 608A, 610 og 614.

Sensitivitet for prøvane frå konusforsøk er vist i Figur 4-13, prøvane er stort sett middels sensitive, men med ein prøve som er meget sensitiv.



Figur 4-13: Sensitivitet frå konusforsøk for prøvar ved punkt nr. 608A, 610 og 614



Figur 4-14: Samleplott som viser resultat frå treaksforsøk, NTNU-plott, punkt nr. 608 A djupn 2,65 m og punkt nr. 614 djupn 3,85 m.

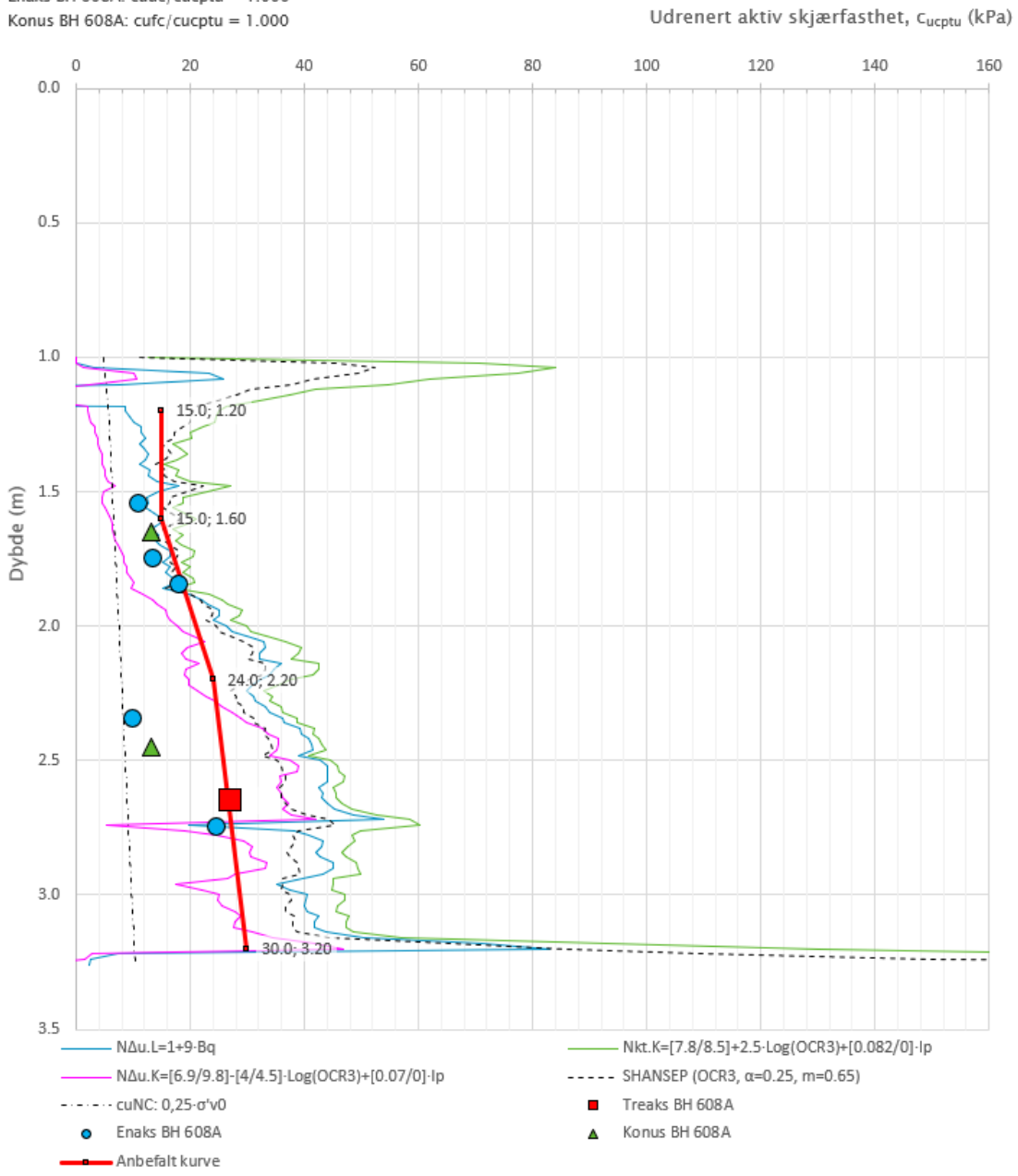
Udrenert aktiv skjærfastheit frå CPTU ved punkt nr. 608A saman med resultat frå laboratorieforsøk er vist i Figur 4-15. Treaksforsøket ved punkt nr. 608A vert vurdert som godt basert på utpressa porevatn og meget godt basert på porefall, forsøket ved punkt nr. 614 vert vurdert som akseptabelt basert på utpressa porevatn og godt til bra basert på porefall.

Det er utført eitt ødometerforsøk på land på ein prøve i 2,5 m djupn ved punkt nr. 608A som viser at den er overkonsolidert med OCR på ca. 3-4.

Udrenert aktiv skjærfastheit frå CPTU ved punkt nr. 608A saman med laboratorieresultat og valt skjærfastheitprofil er vist i Figur 4-15. Tolking av skjærfastheit frå CPTU er basert på OCR tolka frå spissmotstand som gir ein OCR som variera mellom ca. 4 og 9.

## Geoteknisk vurderingsrapport

Anisotropiforhold i figur:

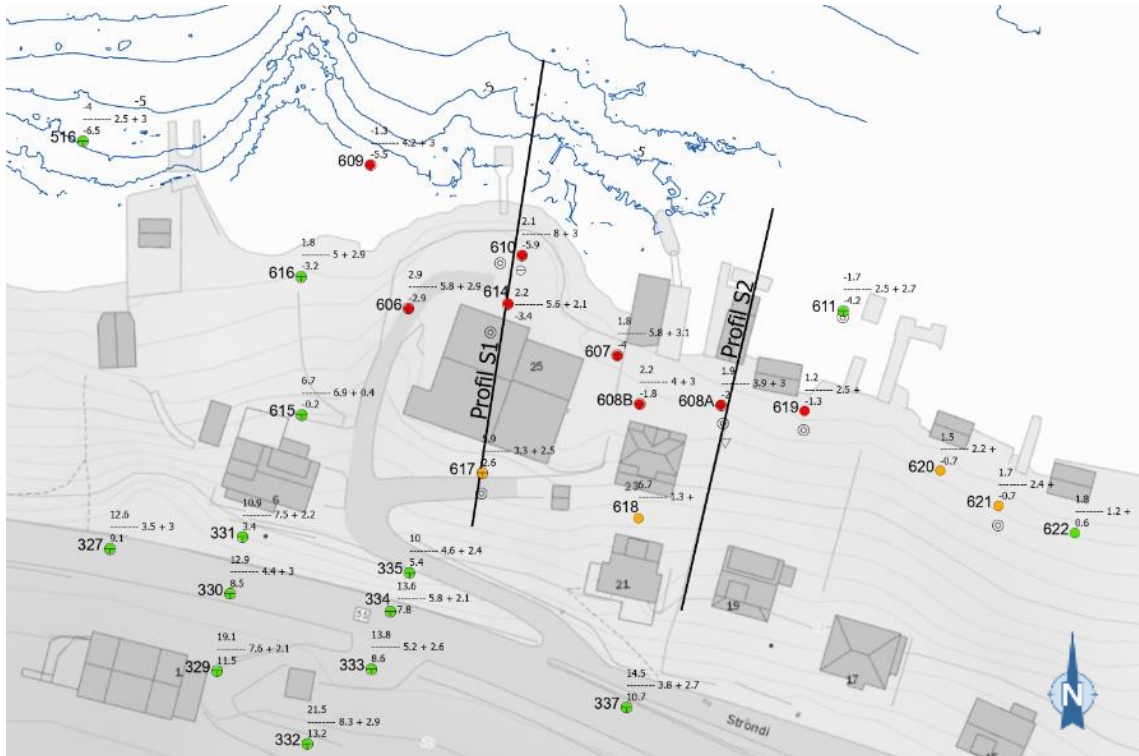
Treaks BH 608A:  $c_u c / c_{ucptu} = 1.000$ Enaks BH 608A:  $c_{uc} / c_{ucptu} = 1.000$ Konus BH 608A:  $c_{ufc} / c_{ucptu} = 1.000$ 

Figur 4-15: Udrenert aktiv skjærfastheit frå CPTU ved punkt nr. 608A saman med resultat frå laboratorieforsøk

#### 4.10.2 Jordparameterar og berekningsresultat

Det er utført berekningar i to profil som vist på Figur 4-16 med jordparameterar som samanfatta i Tabell 4-5. Berekningane er utført med føresetnader som angitt i NVE veileder nr. 1/2019: vasstanden er sett til lågvatn med 20 års gjentaksintervall som for Balestand er på kote -1,35 [19] (NN2000) og utanom dimensjonerande last på  $q_d = 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,3 = 6,5 \text{ kN/m}^2$  på det flate partiet i Profil S1 er det ikkje teke med terrenglast i berekningane. Geometri og lagdeling saman med kritisk skjærflate er vist på teikning RIG-TEG-800 til -804 og berekna partialfaktor for dei ulike tilfella er vist i Tabell 4-6. Stabilitetsberekningane er utført i GeoSuite Stability versjon 22.0.1.0, det er ikkje brukt 3D-effektar.

## Geoteknisk vurderingsrapport



Figur 4-16: Plassering av berekningsprofil S1 og S2.

Tabell 4-5: Karakteristiske jordparametere.

Materiale	Tyngdetettheit, $\gamma/\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Friksjonsvinkel, $\tan \phi$	Attraksjon, $a$ (kN/m <sup>2</sup> )	Udrenert skjærfastheit $c_{uA}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Leire	18/8	0,65	5	Basert på lab/cptu på land, $c_{uA} = 4 \text{ kN/m}^2 + 0,25p_0$ på sjø
Sand	18/8	0,78	0	
Sand med stein	18/8	0,84	0	-
Morene	18/8	0,78	10	-

Tabell 4-6: Partialfaktorar frå stabilitetsberekningar.

Berekningstilfelle	Analyse	Partialfaktor frå berekning, $\gamma_\phi/\gamma_{cu}$	Krav til partialfaktor*, $\gamma_\phi/\gamma_{cu}$
Profil S1	ADP	0,98	1,20
Profil S2	ADP	1,23	1,20
Profil S1	a $\phi$	1,68	1,25
Profil S2	a $\phi$	2,81	1,25

\*Krav til partialfaktor i NVE veileder 1/2019 [14] for skrånningar i faresona som ligg utanfor influensområdet til tiltaket (tiltakskategori K3).

Berekningane viser at stabiliteten er under kravet når det gjeld korttidsstabilitet ( $\gamma_{cu}$ ) for profil S1 og like over kravet for S2, for langtidsstabilitet (situasjon der det ikkje forventast å skje lastendringar,  $\gamma_{\phi}$ ) har begge profila tilstrekkeleg stabilitet. Ved låg korttidsstabilitet har skråninga liten eller ingen robustheit for tilleggsbelastningar frå for eksempel auka nedbør, stor snøsmelting og/eller fjære sjø. I dei fleste tilfelle skal det ytterlegare påverknader til for utløyning av skred. Skråninga vil ikkje vere stabil for ein partialfaktor under 1,0 slik at stabiliteten i profil S1 må vere noko betre enn det som er berekna for korttidsstabilitet ( $\gamma_{cu}$ ). Det kan vere fleire årsaker til dette: det er ikkje utført grunnundersøkingar i sjøen utanfor profilet, sjøbotnen er ikkje kartlagt like under kote 0 og jordparameter frå leirelaget er delvis basert på CPTU i profil S2.

I følgje kapittel 4.8 i NVE veileder 1/2019 treng ikkje stabiliteten betrast dersom det kan dokumenterast at eit eventuelt skred ikkje medfører konsekvensar for tiltaket. Om dette kan dokumenterast i seinare fasar er det altså ikkje krav om sikring, men det bør uansett gjerast grunnundersøkingar og kartlegging av sjøbotnen for å ha betre oversikt over dagens situasjon og det må sikrast at området ikkje vert utsett for ytre påverknader som kan redusere stabiliteten. Dersom det i seinare fasar viser seg at eit eventuelt skred vil få konsekvensar for tiltaket må området sikrast, metodar for sikring er presentert i kapittel 4.12. Dersom området ikkje vert sikra må det takast omsyn til i vidare prosjektering, for eksempel krav til vibrasjonar og eventuell poretrykksoppbygging ved bygging av brua og særleg pelearbeida.

#### 4.11 «Meld inn faresoner og grunnundersøkingar»

Grunnundersøkingane vert meld inn til NADAG av Vestland fylkeskommune. Faresona vil bli meld inn gjennom innmeldingsløysinga til NVE, <https://kvikkleiresoner.nve.no/>, etter at vurderingane er kvalitetssikra av uavhengig føretak.

#### 4.12 Metodar for sikring

Val av sikringsmetode må gjerast med omsyn til mellom anna installasjonsmetode, nærliggande bygningar, tilgjengeleg areal (rigg-areal, maskinstorleik/vekt etc.), mellombels stabilitet medan tiltaket pågår, lagdeling i grunnen med meir. Fleire alternative metodar har vorte drøfta i denne fasen;

- Tradisjonell spuntvegg med stagforankring
- Masseutskifting
- Motfylling
- Kalk-sement stabilisering
- Jetpel
- Røyrvegg
- Røyrspunt
- «slissevegg»
- Avlasting i kombinasjon med andre alternativ

Det enklaste tiltaket for å betre sikkerheiten er avlasting av terrenget, dette er vurdert. Med visse føresetnader om jordparameterar, lagdeling og djupne til berg kan eit slikt tiltak føre sikkerheitsfaktor opp til eit nivå som tilfredsstiller kravet (gitt at bru-tiltaket har influens på området). Eit slikt tiltak vil medføre endring av terrenget i området, noko som kan føre til endra bruk for bebruarane. Dette er ikkje ønskeleg, det er derfor ikkje gjort vidare vurderingar av dette

alternativet. Bruk av motfylling vert vurdert som svært krevjande for dei aktuelle forholda sidan det vil vere naudsynt med omfattande motfyllingar for å oppnå krav om absolutt sikkerheitsfaktor. Kalksement stabilisering kan medføre midlertidig reduksjon av stabiliteten samt risiko for utslepp av kalk/sement til fjorden, denne metoden er derfor vurdert til å ikkje vere aktuell.

Sikring med jetpel og røyrspunt er difor behandla vidare i etterfølgjande kapittel. Desse metodane kan nyttast for å sikre stabiliteten i området. Den anbefala løysinga er presentert i kapittel 4.12.3. Sikring med jetpel eller røyrspunt vil gi betre sikkerheit enn avlastning av terreng.

#### **4.12.1 Jetpel**

Jetpelar kan nyttast som grunnforsterking i laget med sprøbrottsmateriale/kvikkleire. Jetpelen er ein betongsylindrar som vert støypt ut i bakken utan behov for graving. Ein jetpel vert installert ved at ein nyttar ein roterande høgtrykks veskestråle (sement og vatn) som eroderar vekk den opprinnelege jordstrukturen, sjå Figur 4-19. Jetpelen kan installerast skånsamt ved å justere spyletrykket tilpassa massane ein installerer pelen i. Metoden er godt eigna for å trenge ned i grove massar (stein og blokk).

#### **Teknisk løysing**

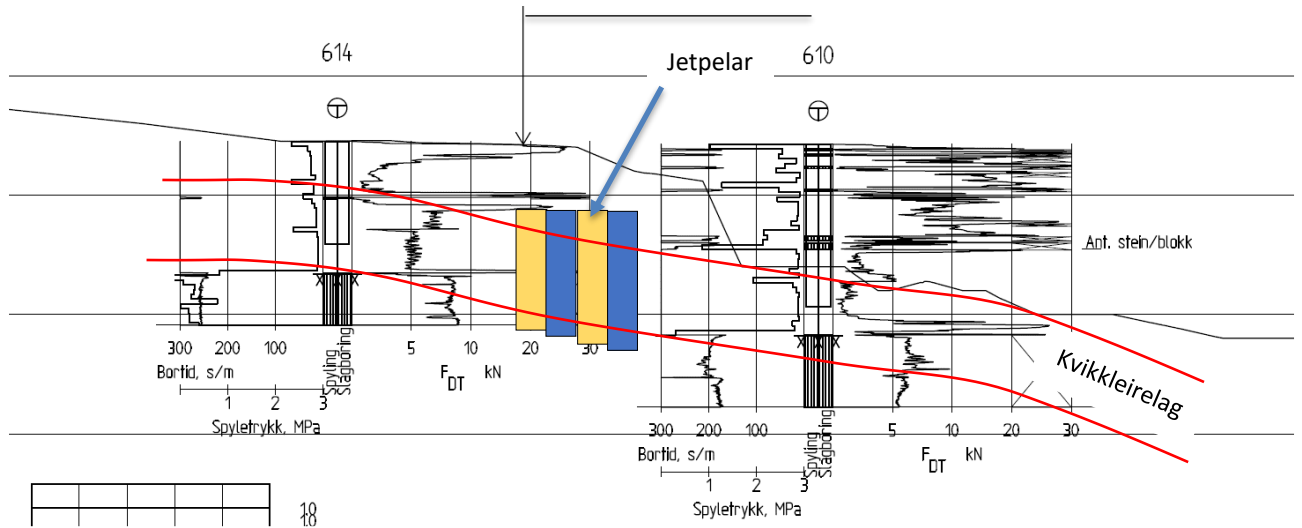
Jetpelen kan installerast i den djupna ein ynskjer, det er ikkje naudsynt å føre pelen heilt opp til terrenghøgden. Ein har også god erfaring med å spyle inn i berg og dermed etablere eit godt feste i berg, til dømes 0,5 – 0,7 m inn i berg.

Ein ser føre seg å installere eit ribbemønster med senteravstand på om lag 5 m – 6 m mellom kvar ribbe. Med  $\varnothing 1,6$  m diameter pel vert lysopninga 3,2 m – 4,2 m. Tomrommet mellom ribbene kan fyllast med ytterlegare jetpelar i boge-form for å danne eit tett sjikt. Pelane mellom ribbane kan setjast i ein boge for å oppnå ein arching effekt med opplegg i ribbene. Pelane installerast med overlapp for å sikre god lastoverføring og å danne ei kontinuerleg ribbe/vegg. Det vert først installert primærpelar, deretter vert sekundærpelane installert med overlapp inn i primærpelane etter at primærpelane har herda.

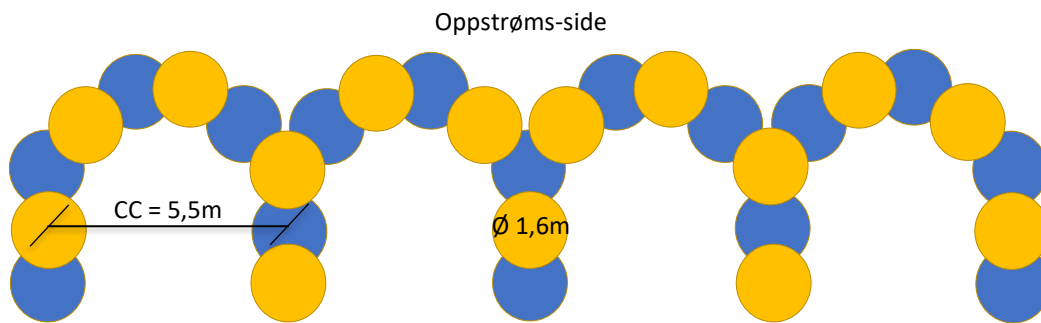
Skjærfastheit på mellom 5 – 10 MPa er vanleg for jetpelar, med ein slik fastheit vil ein oppnå tilstrekkeleg styrke for å sikre stabilitet i skråninga.

Basert på informasjon frå leverandør av denne type pelar kan det antakast at ein installerer om lag fire pelar på 4 løpemeter pr. dag, ein antek då også at ein borar kvar pel inn i berg. Dersom ein antek at ein sikringskonstruksjon må vere om lag 90 m lang i luftlinje, så tilsvarar dette om lag 7stk. x 90m/CC5,5m = 115 stk. pelar på 4m kvar pel. Dette tilsvarar om lag 29 effektive arbeidsdagar med peleinstallasjon. Legg ein til tid for opp og nedrigging og diverse plunder og heft kan ein rekne med at det vil gå med 2 månader til installasjon.

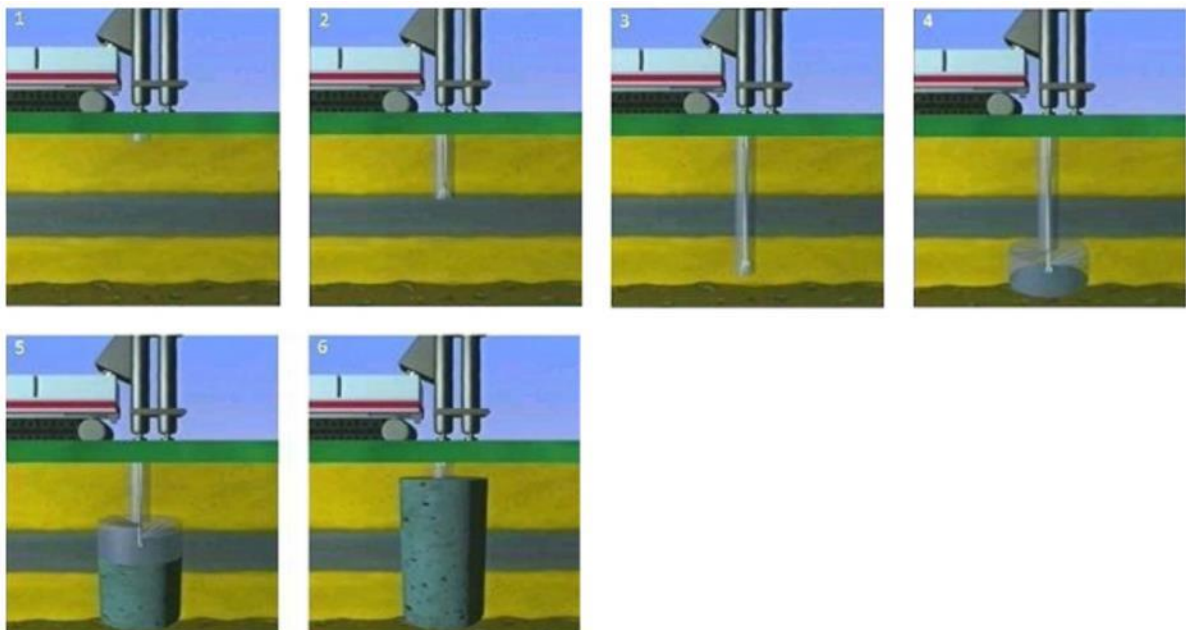
Installasjonssekvens av jetpelar er illustrert i Figur 4-19



Figur 4-17. Tverrsnittprofil som illustrerer installerte jetpelar i kvikkleirelaget.



Figur 4-18. Ribber av jetpelar med trykkbogar på oppstrøms-side. Blå = primærpel, gul = sekundærpel.



Figur 4-19. Jetpel, installasjons-sekvens (kilde: jetgrunn.no).

**Rigg**

Utstyret som krevst vert frakta til plassen med 5-6 semitrailerar. Riggarealet som krevst er typisk om lag 200 kvadratmeter, men dette kan justerast og optimaliserast. Blandeanlegget kan plasserast i noko avstand frå riggen men bør vere innan om lag 80 m avstand. Sjølve riggen har lengd på om lag 6 m og breidd på 2,6m.

Ein har ikkje erfaring med å installere utstyret på lekter, dette er difor ikkje tilrådeleg.

**Miljø**

Når ein installerar jetpelane vert det produsert returmassar med eit mengdeforhold på om lag 1,5, dvs. 1 volum-andel pel produserer 1,5 volum-andel returmassar/slam (når ein installerer i leire). Slammet må køyrast til deponi med mindre ein finn eigna bruksområde for det i samband med anlegget. Slammet har erfaringsmessig skjærfastheit på om lag 1-2 MPa grunna sementinnhaldet i massen.

Eit grovt estimat av volum pel som skal installerast tilsvarar som følgjer:

$$112\text{stk.} \times 4\text{lm} \times \pi \times (\varnothing 1,6\text{m}/2)^2 = 900 \text{ m}^3$$

Om ein antek volumforhold mellom returmassar og pelevolum lik 1,5 så tilsvarar dette om lag 1300 - 1500 m<sup>3</sup> slam som anten må nyttast på anlegget eller må transporterast vekk til deponi. Slam vert vanlegvis transportert med betongbil. Slammet har densitet på om lag 1,3t/m<sup>3</sup>.

Ein må etablere eit system for å hindre avrenning ned til og ut i sjø eller øvrige areal, til dømes avskjerande grøfter eller liknande. Dette må drøftast og planleggast saman med entreprenør i forkant av arbeida.

Det er lite støy knytt til installasjon av jetpelar, opptil 85 desibel i fylgje leverandør.

**4.12.2 Røyrspunt (RD-pelar)**

Røyrspunt er ein tett vegg av bora røyr med spuntlås mellom. Metoden er godt eigna i fyllmassar og friksjonsmassar der tradisjonell spunting kan vere utfordrande. Røyra vert bora i lås igjennom lausmassar og inn i berg slik at den ferdige veggen kan overføre laster frå veggen og ned i bergfestet. For å betre momentkapasiteten av veggen kan ein montere stålprofilar inne i røyra, røyra kan også støypast ut for å beskytte stålet mot korrosjon.

Vanlege dimensjonar i Noreg er i storleiksorden 168 – 406 mm. Større dimensjonar kan også installerast.

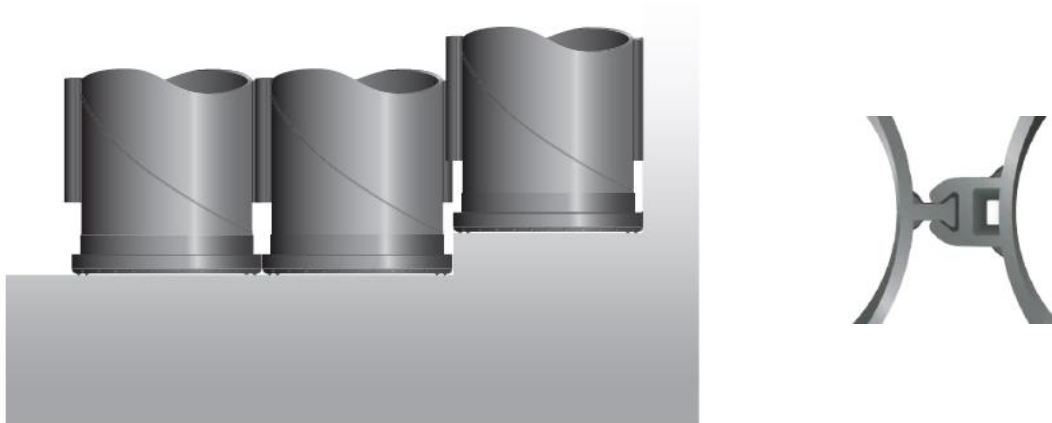
**Teknisk løysing**

Sikring av skråning kan utførast med uavstiva røyrspunt som er bora inn i berg. Det kan installerast H-profilar inn i røyra for å auke momentkapasiteten i veggen og deretter kan røyra støypast ut for å gjere konstruksjonen permanent.

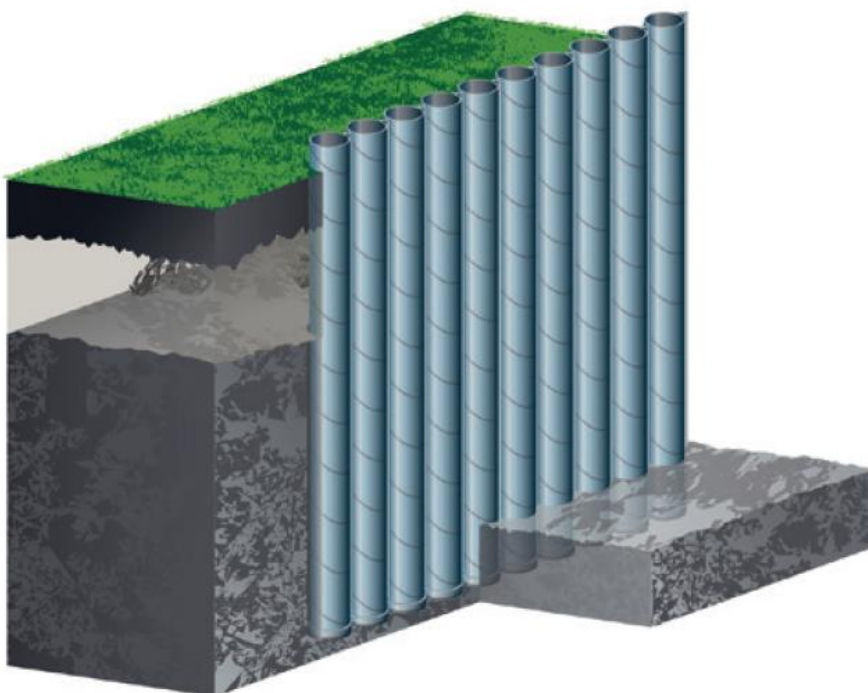
Terrenget ved fyllinga bør avlastast i forkant av installasjon for å gjere installasjonen tryggare, og for å redusere mengden av boring og røyr. Etter installasjon kan terrenget fyllast oppatt, evt. med lette massar i bakkant av spunt for å redusere jordtrykket mot veggen. Borpunkt 610 viser størst djupne til berg på kote -5,9. Terrenget er pr. i dag på kt. +2,1, dvs. ved dette punktet er det bora i 8 m lausmasse.

Røyrspunten vert bora i lås, der låsen på røyret kan prefabrikerast slik at den delen av pelen som installerast i berg ikkje har lås. Det finst ulike teknikkar for boring og installasjon av røyr, men

prinsippet i denne typen massar må vere at boringa må vere skånsam med omsyn til omkringliggende sensitiv leire.



Figur 4-20. RD-pel prinsipp, lås til høgre (ssab.com).



Figur 4-21. Illustrasjon, rørspunt (ssab.com)

Dersom ein borar med luft kan ein til ein viss grad justere trykket for å unngå eller redusere omrøring av omkringliggende massar. Boring med vannhammar kan også vere eit alternativ. Fordelar med å bore med vannhammar er at boreholet er vassfylt under heile boringa og det vert ingen ukontrollerte utblåsingar i grunnen. Vidare får ein transportert opp borkaks med lågare hastigheit.

Boring ved reversert sirkulasjon (luft) er eit system som samlar opp borkakset gjennom senter av borkrona og borstrengen. Dette systemet gjer det enklare å samle opp borkaks og reduserer slik utslepp av slam.

Det er i denne fasen anbefala 406 mm røyr, denne dimensjonen kjem med 10 mm eller 12,5 mm godstjukn der 10 mm er den vanlegaste. 12,5 mm tjukn gjev elles meir korrosjonsmonn.

Veggen må dimensjonerast for å ta opp krefter frå jordtrykk på oversida av veggen. I denne fasen er to metodar nytta for å få ein indikasjon på dimensjon av røyr. Metodane for lastberekning er:

- 1) Krafta frå lamellen som ligg i spuntlinja er funnen frå berekningsprogrammet *Geosuite stabilitet*
- 2) krafta er berekna som om veggen skal halde på plass massane på oversida utan støtte frå massane på nedstrøms side, dvs. som om massane på nedsida har rast ut.

Metode 2 gir størst kraft på veggen. Krafta som må takast opp av veggen er berekna som kviletrykk med tyngdetettleik av jord lik  $20 \text{ kN/m}^3$  og kviletrykkskoeffisient lik 0,5;

$$P_0 = \gamma \times Z^2 \times \frac{1}{2} \times k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \times (8\text{m})^2 \times \frac{1}{2} \times 0,5 = 320 \text{ kN}$$

Momentarm frå bergflata;  $8\text{m}/3 = 2,67 \text{ m}$

Moment:  $M = 320 \text{ kN} \times 2,67 \text{ m} = 854 \text{ kNm}$  pr. løpemeter vegg

Elastisk momentkapasitet (flytning i ytterste fiber) for 2 mm korrodert tverrsnitt er gitt i tabellen frå SSAB vist i Figur 4-22. Med stålkvalitet S440 er momentkapasiteten pr. løpemeter vegg lik 897 kNm/m. dvs. 5% høgare enn berekna moment frå jordtrykk tilsvarande 8m jord. Ved å installere HEB 200 profil i røyret oppnår ein ytterlegare 569 kNm kapasitet pr. HEB profil, dvs. dersom ein monterer ein profil i kvart røyr vert kapasiteten  $569 \times 1/0,47\text{m} = 1210 \text{ kNm/m}$ . 12,5mm veggjukn kan også vere eit alternativ til å montere HEB profil. Ein kan også montere HEB-profilen i annakvart eller tredjekvart røyr, alt etter behov.

Usikkerheit knytt til overslaget er djupne til berg og tyngd av jord, dette kan eventuelt kartleggjast ytterlegare med supplerande undersøkingar. Veggen må drenerast over grunnvasstand, til dømes ved å bore hol i veggen.

RD pile wall	Pile			Sectional properties and bending moment resistances of RD pile walls, with 2.0 mm corrosion allowance							
	d [mm]	t [mm]	G* [kg/m]	Weight [kg/m <sup>2</sup> ]	b [mm]	W <sub>el</sub> [cm <sup>3</sup> /m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]	S355J2H M <sub>el</sub> [kNm/m]	S440J2H M <sub>el</sub> [kNm/m]	S460MH M <sub>el</sub> [kNm/m]	S550J2H M <sub>el</sub> [kNm/m]
	Interlock type RM/RF										
RD220	219.1	10.0	65.7	232.0	283	918	20738	-	-	422	505
	219.1	12.5	77.8	274.8	283	1163	26275	-	-	535	640
RD270	273.0	10.0	79.0	234.3	337	1233	34839	438	-	567	678
	273.0	12.5	94.4	280.1	337	1574	44457	559	-	724	866
RD320	323.9	10.0	91.5	235.9	388	1537	51626	546	-	707	845
	323.9	12.5	110.1	283.8	388	1970	66176	699	-	906	1084
RD400	406.4	10.0	111.9	237.8	470	2039	86151	724	897	-	1121
	406.4	12.5	135.5	288.1	470	2626	110971	932	1156	-	1445

Figur 4-22. Tverrsnittskapasitet av RD pelar med 2 mm korrodert tverrsnitt (ssab.com).

Det vil ta om lag 3 månader å installere ein røyrvegg langs ei linje på 90 meter med gjennomsnitt røyr lengd på om lag 6m. Dette er eit grovt estimat som inkluderer både tilrigging og nedrigging på anlegget.

### Rigg

Det er stort sett borerigg og kran for handtering av røyr som krev plass i samband med installasjon. I tillegg krevst eit lagerområde for lagring av røyr. Det vert typisk nytta ein 25 t rigg med mål B x L = 3 m x 10 m for å installere 400-røyr dimensjon.

### Miljø

Installasjonsmetoden med boring fører til lågare støynivå enn til dømes ramming av pel. I følgje erfaren entreprenør så er det lyden av maskin og kompressor som vil vere dominerande.

Med RC boring (reversert sirkulasjon) kan ein samle opp borkaks gjennom senter av borkrona slik at det vert mindre utslepp til omgjevnadane. Ein kan i tillegg etablere eit system for å hindre avrenning ned til og ut i sjø eller øvrige areal, til dømes avskjerande grøfter eller liknande. Dette må drøftast og planleggast saman med entreprenør i forkant av arbeida.

Siltgardin i sjø kan også vere eit naudsynt tiltak for å redusere utslepp av finstoff i fjorden. Borkaket frå denne metoden inneheld berre materiale frå boreholet/massen det vert bora igjennom. Det vert berre bora med luft, ingen tilsetningsstoff vert nytta. Då massane er naturlege vil det ikkje vere krav om at dei skal fraktast til deponi – med mindre det vert bora i ureina massar.

#### **4.12.3 Anbefala løysing; jetpel vs. Røyrspunt**

##### **Vurdering av jetpel**

Jetpel er kanskje den beste løysinga med tanke på at jetpelane er permanent i rette forstand. Betongen korroderer ikkje slik som stålkonstruksjonar vil gjere. Det som gjer jetpelen mindre konkurransedyktig er riggareal og slamvolum. Ein jetpel konstruksjon vil nok også liggje i den øvre skalaen på pris (merk; det er ikkje berekna kostnader i denne fasen).

##### **Vurdering av røyrspunt**

Korrosjonshastigheiten i dei aktuelle massane må vurderast. Det kritiske laget består av naturleg avsette massar i form av leire-siltig, korrosjonshastigheiten er difor relativt låg då permeabiliteten i slike massar er låg. Om det korroderer i fyllmassane ovanfor leirlaget er likegyldig, då desse massane ikkje utgjer ein risiko.

NS-EN 1993-5, tabell NA.4.1 angir korrosjon lik 2,0 mm over ein periode på 100 år dersom det er stål i uberørt naturleg grunn (sand, silt, leire, skifer). Dersom det i ein seinare prosjekteringsfase likevel skulle vise seg at korrosjon er eit problem kan momentkapasiteten til røyrspunten aukast ved å installere H-profilar i røyra som deretter blir utstøypete. HEB200 profilar kan installerast i 400-røyr og oppnå 52 mm overdekning med betong. Låsen vil vere mest utsett for korrosjon.

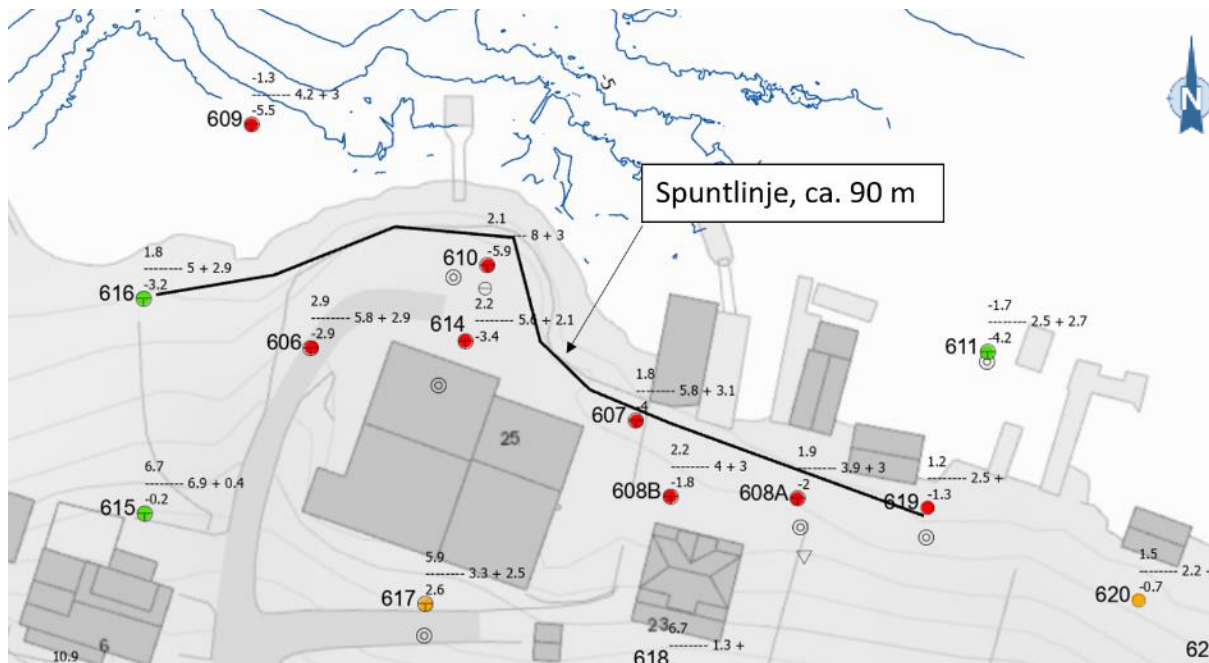
Metoden er konkurransedyktig med omsyn til riggareal og miljø. Kostnaden er til liks med jetpel i det øvre sjiktet, men likevel konkurransedyktig samanlikna med jetpelar.

##### **Samla vurdering**

Røyrspunt er anbefala løysing, hovudsakleg på grunn av riggareal/utstyr/logistikk på anlegget og slamvolumet/slambehandling som vert vurdert som krevjande for jetpelar. Følgjande dimensjonar er anbefala i denne fasen:

- Avlasting av terreng før installasjon av røyr. Kor mykje ein kan avlaste må vurderast grundig, det er særleg ute på fyllinga ved borepunkt 610 dette er aktuelt.
- 406,4 mm diameter røyr stålkvalitet S440J2H, veggjukn 10 mm, installerast i lås.
- Røyra skal borast 1,0 – 1,5 m inn i godt berg, bergkvalitet må vurderast.
- Momentkapasitet kan aukast ved å installere HEB200 profil dersom detaljprosjekteringa viser at dette er naudsynt.
- Samtlege røyr skal utstøypast.

Plassering av spuntlinje og lengd er vist på Figur 4-23, lengd av spuntlinje kan optimaliserast i ein seinare fase.



Figur 4-23: Omtrentleg plassering av spuntlinje.

## 5 Konklusjonar og supplerande undersøkingar

Vurderingane i denne rapporten viser at bru over Esefjorden er mogleg å etablere som planlagt når det gjeld geoteknikk, men det er registrert områder med kvikkleire og låg stabilitet som det må takast omsyn til ved prosjektering og utføring.

### **Nordsida av fjorden**

Det er vurdert to alternativ: «Alt. 2C» og «Alt. 2C - heva». For begge alternativa er det antoke mogleg å direktefundamentere landkar på berg ved for eksempel å etablere ei byggegrop med spunt, alternativt korte pelar/pilarar til berg.

Vest for landkaret er stabiliteten for eksisterande veg lågare enn kravet, ny veg bør ikkje hevast frå dagens vegnivå. Bruk av lette fyllmassar eller flytte vegen lenger frå fjorden vil betre stabiliteten. Ved god kontroll på grunnforholda og liten endring frå dagens situasjon kan det vurderast om stabilitet lågare enn kravet kan akseptast.

Aust for landkaret er det påvist kvikkleire i to punkt og låg stabilitet der vegen kjem nær fjorden. avgrensa djupn til berg gjer at det kan vere mogleg å masseutskifte, men utføringa må planleggast nøye for å sikre stabilitet i anleggsfasen. I tillegg kan det vere naudsynt med for eksempel peling for å fundamentere mur nær fjorden, men det må då kontrollerast at stabiliteten er tilstrekkelig.

### **Sørsida av fjorden**

Det er antake at landkar kan direktefundamentast, alternativt på korte pelar til berg. Det er for det meste faste massar slik at veg og eventuell mur på nedsida kan antakeleg fundamentast utan spesielle tiltak.

Ny veg kjem inn i skråninga på sørsida, ved gunstige forhold kan det brukast midlertidige graveskråningar med helling 1:1 ved seksjonsvis utgraving. Det kan bli naudsynt å sikre graveskråninga med røyrvegg eller jordnagling i nokre områder. Det er planlagt murar, der det vert avgravid til berg bør det brukast betongmur, medan det er egna med tørrmur der murfundament kjem i lausmassar.

### **Fundamentering av brukar**

Lagdelinga i fjorden består av eit blautt lag med mektigheit frå nokre meter til om lag 35 -40 m, med eit fastare lag over berg. Fundament for brukar kan bestå av ei løysing med pelehovud i sjø, utstøyppte stålørspelar vert vurdert som ei god løysing. Massefortrengande pelar kan føre til redusert stabilitet pga. sensitiv/kvikk leire i fjorden. Det er då gunstig med boring i staden for ramming, boring kan vere dyrare og gir ein god del boreslam, men mindre støy enn ramming.

Enkle vurderingar viser at brukara kan plasserast slik at dei ikkje kjem i losneområde for undersjøiske skred, men det kan ikkje utelukkast at det kjem i utløpsområde og dette må undersøkast nærare. Dersom pelegruppene kjem i utløpsområdet må pelegruppa dimensjonast for ei skredlast, karakteristiske verdiar for skredinduserte laster skal bestemmast i det enkelte tilfelle (kap. 5.14.4 i Vegnormal N400 [4]). Kva konsekvensar dette vil medføre avheng av storleiken på skredlasta og kapasiteten til pelegruppa for horisontallast. For å finne storleiken på skredlasta må omfanget og hastigheita til skredet bestemmast. I denne fasen er det antekt at pelegruppene kan dimensjonast for dei påkjenningane eit eventuelt skred vil påføre pelane, det anbefalast at dette vert vurdert i forkant av detaljprosjekteringa for å dokumentere gjennomførbarheita. Alternativet til dimensjonering for skredlast vil vere å sikre skråningane. Sikring av skråningane for eksempel med mudring og/eller motfylling vil krevje nøy oppfølging for å sikre stabiliteten i anleggsfasen og det vil vere naudsynt med omfattande inngrep i sjø som vil vere kostbare og ta lang tid, dette alternativet er difor ikkje vurdert nærare.

### **Områdestabilitet**

Aust for landkaret i sør er det funne kvikkleire i fleire punkt på land, det er her avgrensa ei faresone for områdeskred av kvikkleire. Korttidsstabiliteten er under kravet slik at det er liten robustheit mot tilleggsbelastningar, langtidsstabiliteten som forutset at det ikkje skjer lastendringar er over kravet. Dersom det seinare kan dokumenterast at eit eventuelt skred ikkje får konsekvensar for brua er det ikkje krav om sikring av området, men grunnforholda og sjøbotnen bør uansett kartleggast nøyare.

Det er to metodar for sikring som er vurdert nærare: jetpel som er ein betongsylindrar som vert støyppt ut i bakken utan behov for graving og røyrspunt som er ein tett vegg av bora røyr med spuntlås mellom. Røyrspunt er anbefala løysing, hovudsakleg på grunn av riggareal/logistikk og slam som vert vurdert som krevjande for jetpelar.

## **5.1 Supplerande undersøkingar**

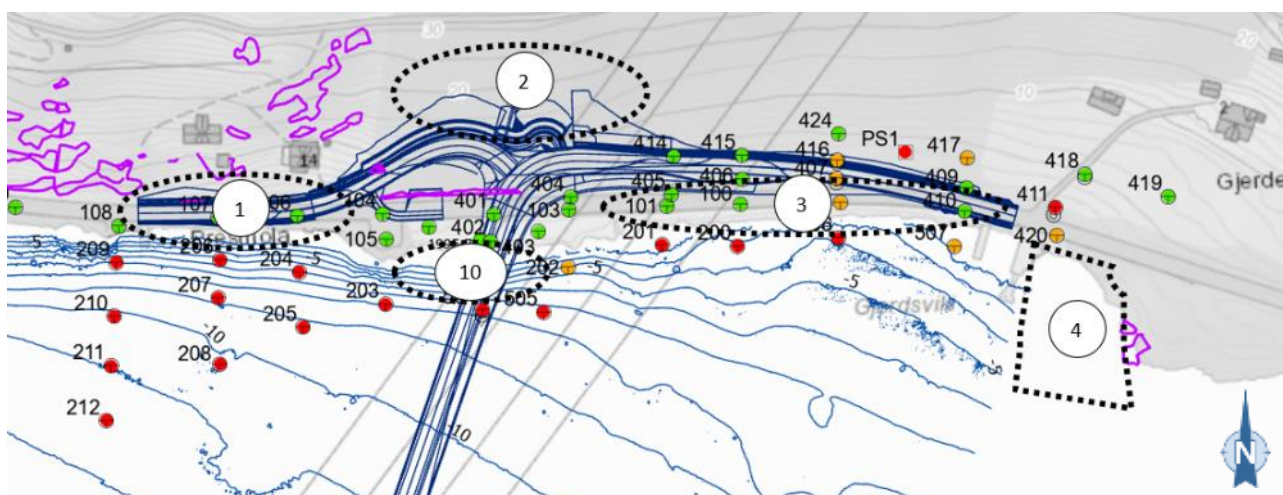
I arbeidet med denne rapporten har det blitt identifisert område der det bør gjerast supplerande grunnundersøkingar samt kartlegging av sjøbotnen, desse områda er samanfatta i Tabell 5-1 og vist i Figur 5-1 og Figur 5-2. Prosjekterande for detaljprosjektering må sjølv vurdere kva som er naudsynt av supplerande grunnundersøkingar basert på prosjekteringsval og risiko. For område 8 kan det vere aktuelt å unnlate supplerande grunnundersøkingar om det blir valt ei løysning utan sikring av området. For område 4 kan det vere tilstrekkeleg med kartlegginga av sjøbotn, avhengig av prosjekteringsval. Naudsynt omfang av grunnundersøkingar i område 5 vil bli redusert om det blir valt ei løysning utan sikring av området. For område 2, 7 og 9 kan det vere vanskeleg å kome til med geoteknisk borerigg, og undersøkingane kan vurderast utførast i ein sein fase, til dømes etter skoging og andre førebunde arbeid. I område 10 og 11 er det aktuelt med grunnundersøking som grunnlag for å vurdere skredlast frå undersjøisk skred.

Seismiske undersøkingar i ei linje over fjorden kan gje nyttig tilleggsinformasjon. I seinare fasar må det vurderast om det er naudsynt med supplerande undersøkingar i områder som me ikkje har oversikt over no, for eksempel:

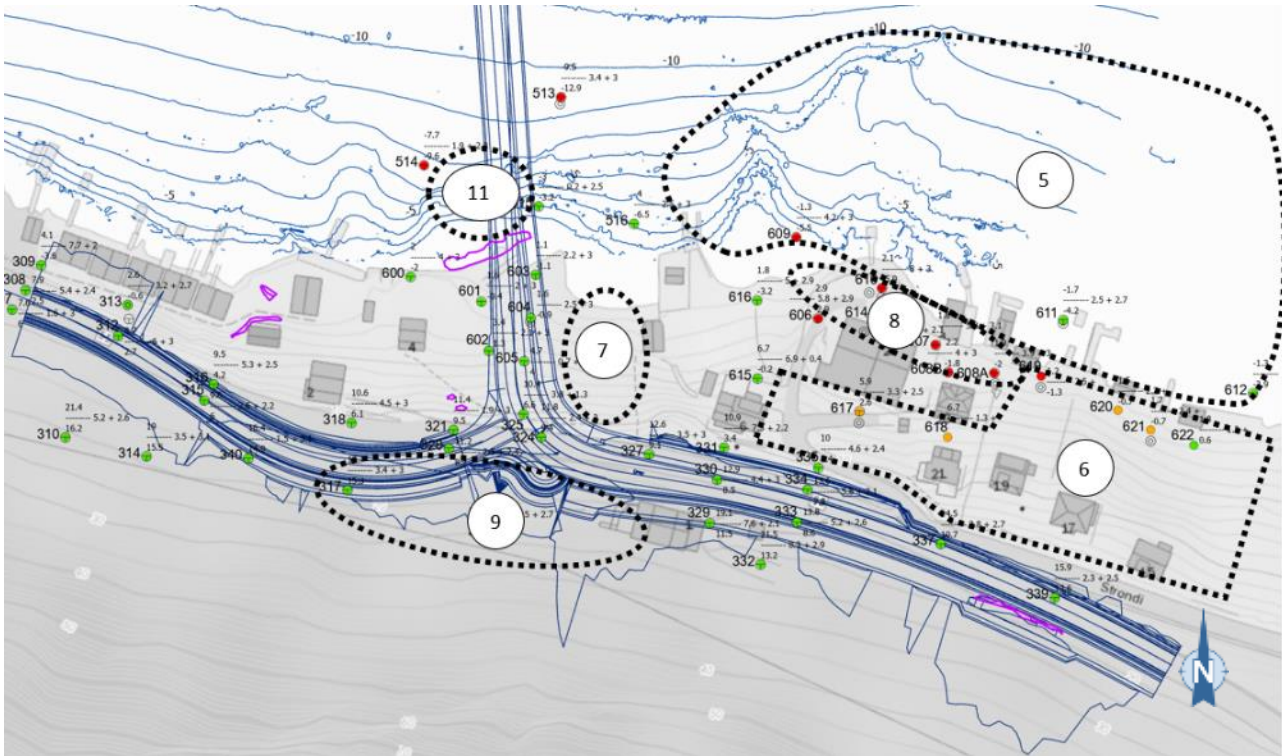
- Rigg- og deponiområder som grunnlag for vurdering av stabilitet.
- Boring for detaljprosjektering av brukar og pelar, bør gjerast etter at plassering av brukar er bestemt og pelegeometri er vurdert.

Tabell 5-1: Skildring av supplerande undersøkingar for områder som vist på Figur 5-1 og Figur 5-2.

Område nr.	Supplerande undersøkingar
1	Prøvetaking av massar under eksisterande veg.
2	Grunnundersøkingar for skjering.
3	Prøvetaking av massar under eksisterande veg.
4	Grunnundersøking og kartlegging av sjøbotnen.
5	Grunnundersøking og kartlegging av sjøbotnen.
6	Grunnundersøking for kartlegging av sprøbrotmateriale.
7	Grunnundersøking nær landkar.
8	Grunnundersøking for eventuell røyrspunt
9	Prøvegraving for vurdering av graveskråning og behov for erosjonssikring
10	Grunnundersøking som grunnlag for å vurdere skredlast frå undersjøisk skred.
11	Grunnundersøking som grunnlag for å vurdere skredlast frå undersjøisk skred.



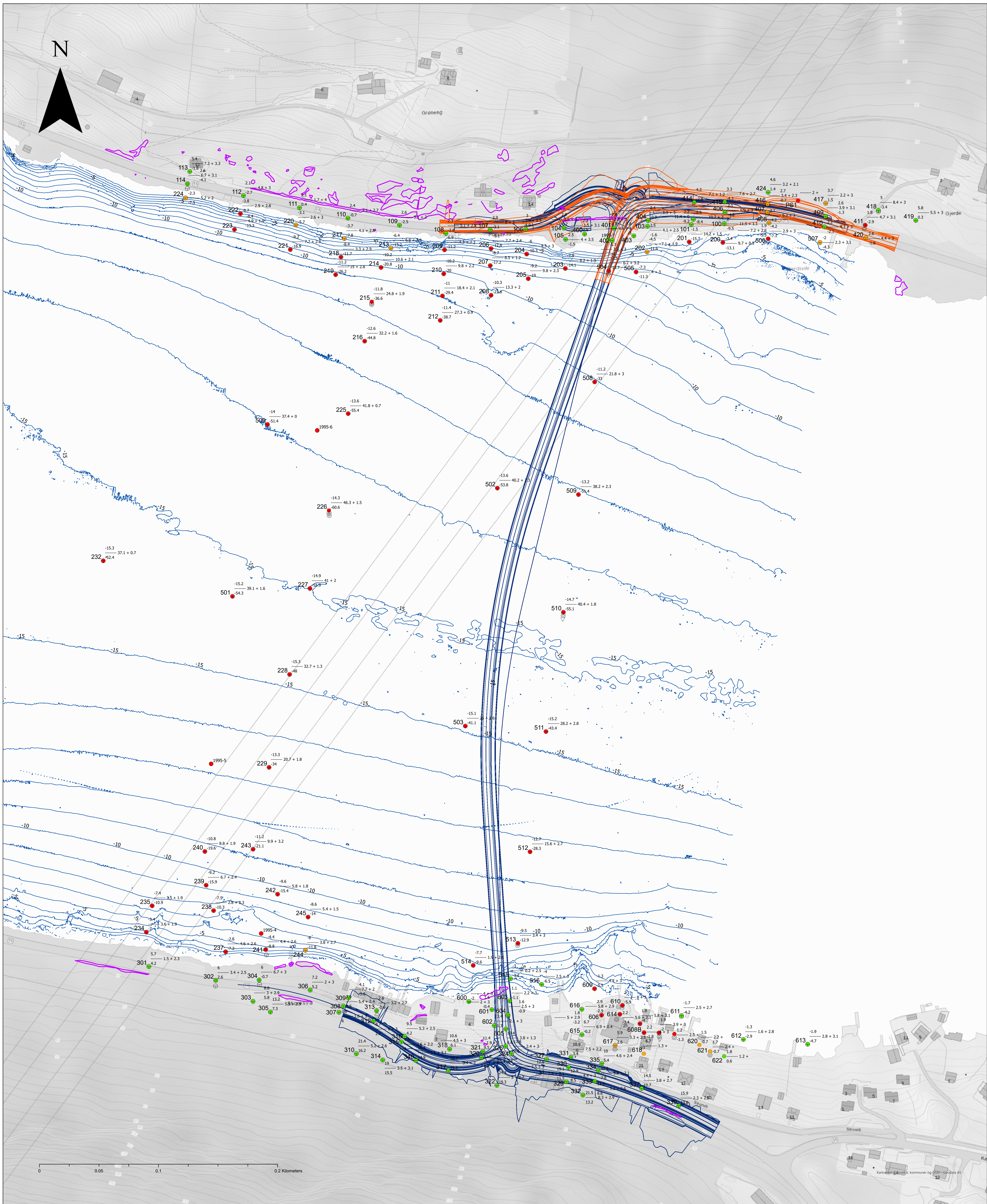
Figur 5-1: Nordsida av fjorden, omtrentleg plassering av områder der det bør gjerast supplerande grunnundersøkingar samt kartlegging av sjøbotnen der det ikkje er gjort tidlegare markert med svart, stipla figur.



Figur 5-2: Sørsida av fjorden, omtrentlig plassering av områder der det bør gjerast supplerande grunnundersøkingar samt kartlegging av sjøbotnen der det ikkje er gjort tidlegare markert med svart, stipla figur.

## 6 Referansar

- [1] Statens vegvesen, «Vegnormal N200: Vegbygging,» 2021-06-22.
- [2] Statens vegvesen, «Håndbok V220: Geoteknikk i vegbygging,» Vegdirektoratet, 2018.
- [3] Statens vegvesen, «Håndbok V221 - Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger,» 2014.
- [4] Statens vegvesen, «Vegnormal N400 - Bruprosjektering,» 2022.
- [5] NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» Norsk Standard.
- [6] NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016, «Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler,» Standard Norge.
- [7] NS-EN 1997-2:2007+NA:2008, «Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver».
- [8] N.-E. 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger».
- [9] NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011/NA:2014, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 2: Bruer.
- [10] NS-EN 1998-5:2004+NA:2014, «Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1-5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold».
- [11] Multiconsult Norge AS, 10214181-RIG-RAP-001\_rev01 Esefjorden - Geoteknikk, Datarapport, 2021-07-07.
- [12] Statens vegvesen Veglaboratoret, S-190A rapport nr. 1 Bru over Esefjorden, 1995-10-06.
- [13] Nordplan AS, «Balestrand kommune - Forprosjekt og kommunedelplan for Esefjorden,» 15.08.2016.
- [14] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Veileder Nr. 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper.,» desember 2020.
- [15] Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE), «[www.atlas.nve.no](http://www.atlas.nve.no)».
- [16] O.-J. Sande, *E-post "NVEs svar på konkret forespørsel vedrørende kvikkleire på fjordbunn og tolkning av regelverk i forbindelse med detaljregulering av Fv. 55 - Bru over Esefjorden i Sogndal kommune"*, 2020-06-03.
- [17] «NGU Løsmasser,» [Internett]. Available: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>.
- [18] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Ekstern rapport nr. 9/2020 Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred : metodebeskrivelse,» 2020.
- [19] Kartverket, <https://www.kartverket.no/sehavniva/>, lastet ned 24.09.2021..



10214181 Esefjorden  
 RIG-TEG-700  
 Borplan med brualternativ  
 2022.01.10

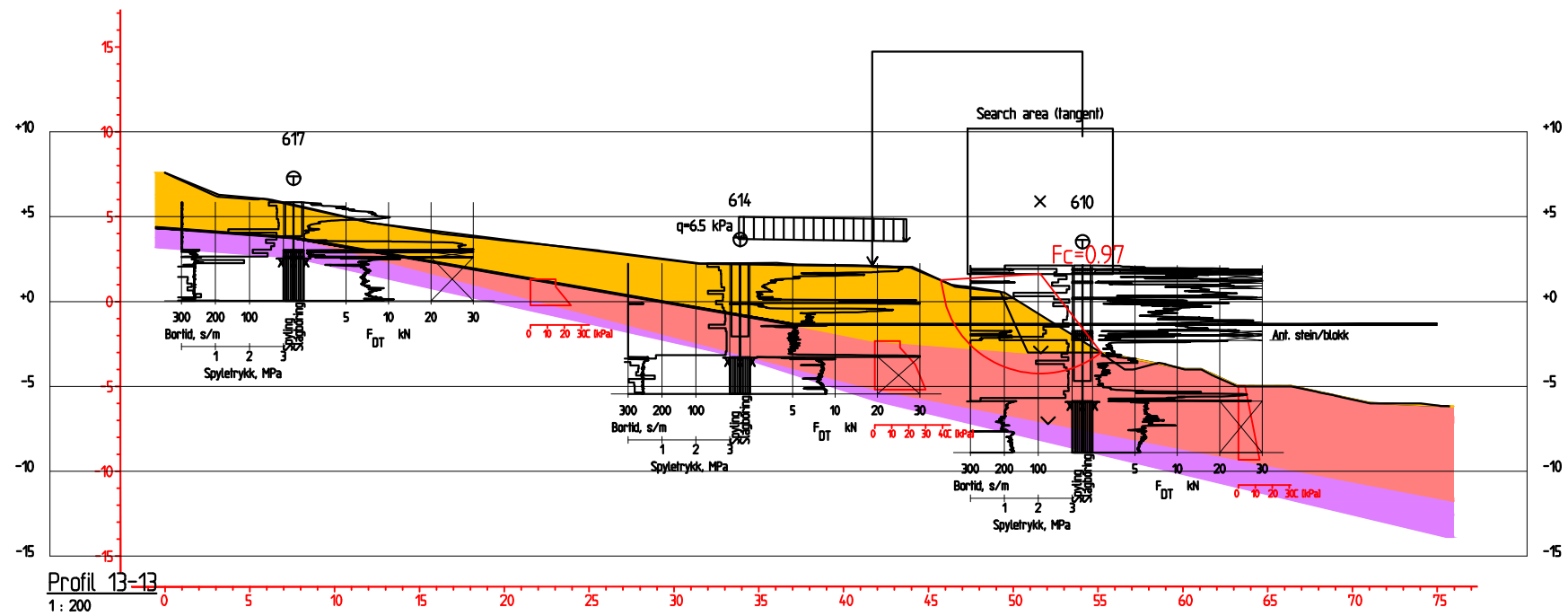
Utarb.: svah Kontr.: jot Godkj.: svah

Multiconsult

Prøvetype

- Dreiesondering
- Enkel sondering
- ▼ Ramsøndering
- ▽ Trykksøndering
- ⊕ Totalsøndering
- ⊕ Totalsøndering (opsjon)
- ⊙ Prøveserie
- Prøvegrop

- Sprøbrøtmateriale påvist frå prøveseriar eller tolka frå sonderingar
- Usikkert om det er sprøbrøtmateriale
- Sprøbrøtmateriale ikkje påvist frå prøveseriar eller tolka frå sonderingar
- Innmålt berg i dagen
- «Alt. 2C – heva»
- «Alt. 2C»



Profil 13-13  
1:200



Sand m/stein

Leire

Morene

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Sand med stein	18.00	8.00	40.0	0.0				
Leire	18.00	8.00			C-prof 1.00	0.63	0.35	
Morene	18.00	8.00	38.0	7.8				

VESTLAND FYLKESKOMMUNE  
ESEFJORDEN - GEOTEKNIKK

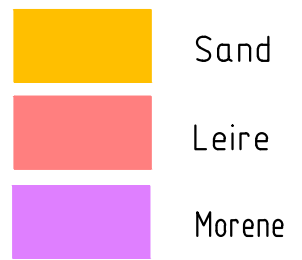
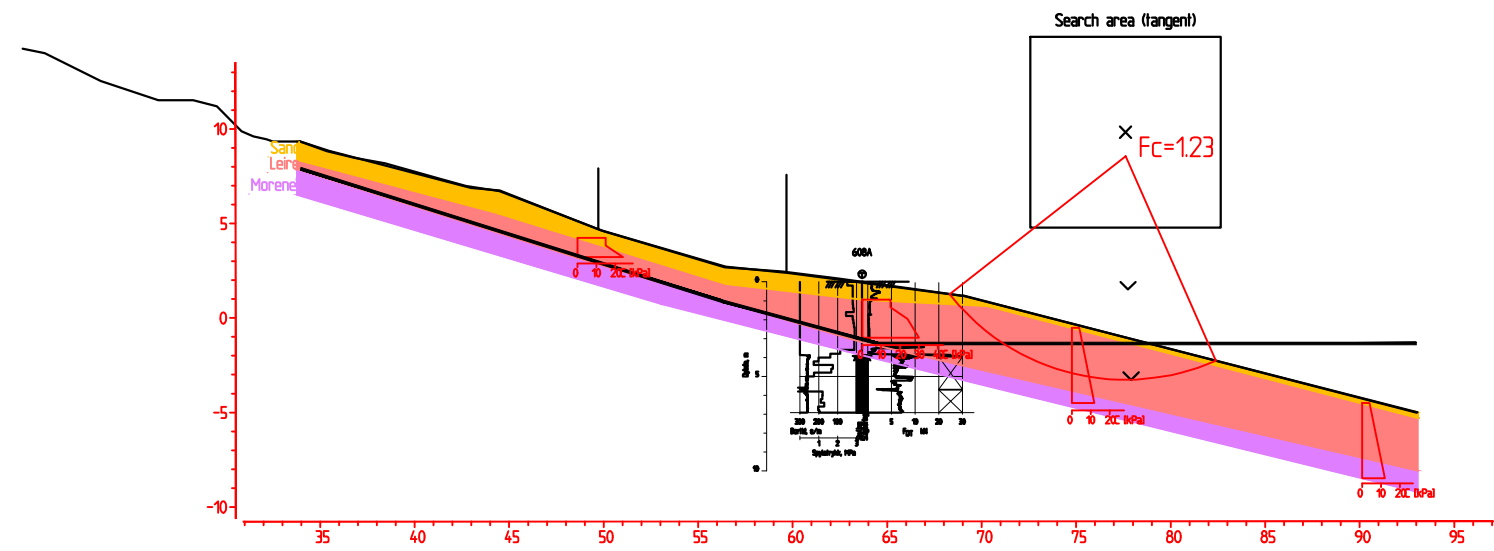
Profil S1  
Stabilitetsberegning ADP

**Multiconsult**  
www.multiconsult.no

Status	Konstr./Tegnet SVAH/JSB	Kontrollert JOT	Godkjent SVAH
Oppdragsnr. 10214181	Tegningsnr. RIG-TEG-800	Rev. 01	

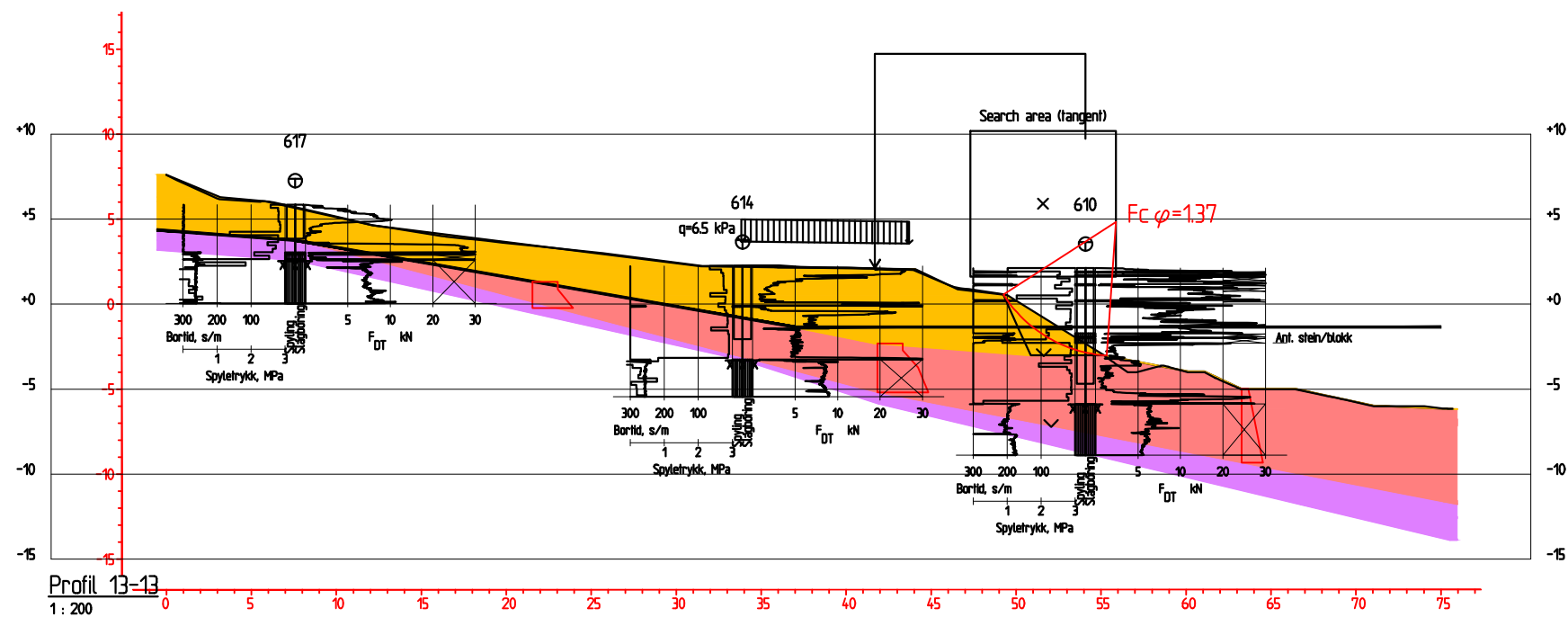
Fag RIG	Format A3
Dato 04.01.22	

Format/Målestokk: 1:400
----------------------------



Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Sand	18.00	8.00	38.0	0.0				
Leire	18.00	8.00			C-prof	1.00	0.63	0.35
Morene	18.00	8.00	38.0	7.8				

VESTLAND FYLKESKOMMUNE				Fag	Format
ESEFJORDEN - GEOTEKNIKK				RIG	A3
				Date	01.10.21
Profil S2				Format/Målestokk:	
Stabilitetsberegning ADP				1:400	
Multiconsult www.multiconsult.no	Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent	
	Oppdragsnr.	SVAH/JSB	JOT	SVAH	
	10214181	Tegningsnr.	RIG-TEG-801	Rev.	00



- Sand m/stein
- Leire
- Morene

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	$F_i$	$C'$	$C$	$A_a$	$A_d$	$A_p$
Sand med stein	18.00	8.00	40.0	0.0				
Leire	18.00	8.00	33.0	3.3				
Morene	18.00	8.00	38.0	7.8				

VESTLAND FYLKESKOMMUNE  
ESEFJORDEN - GEOTEKNIKK

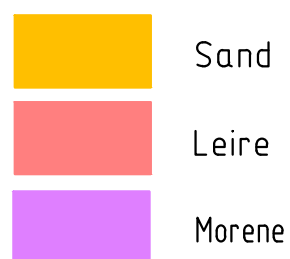
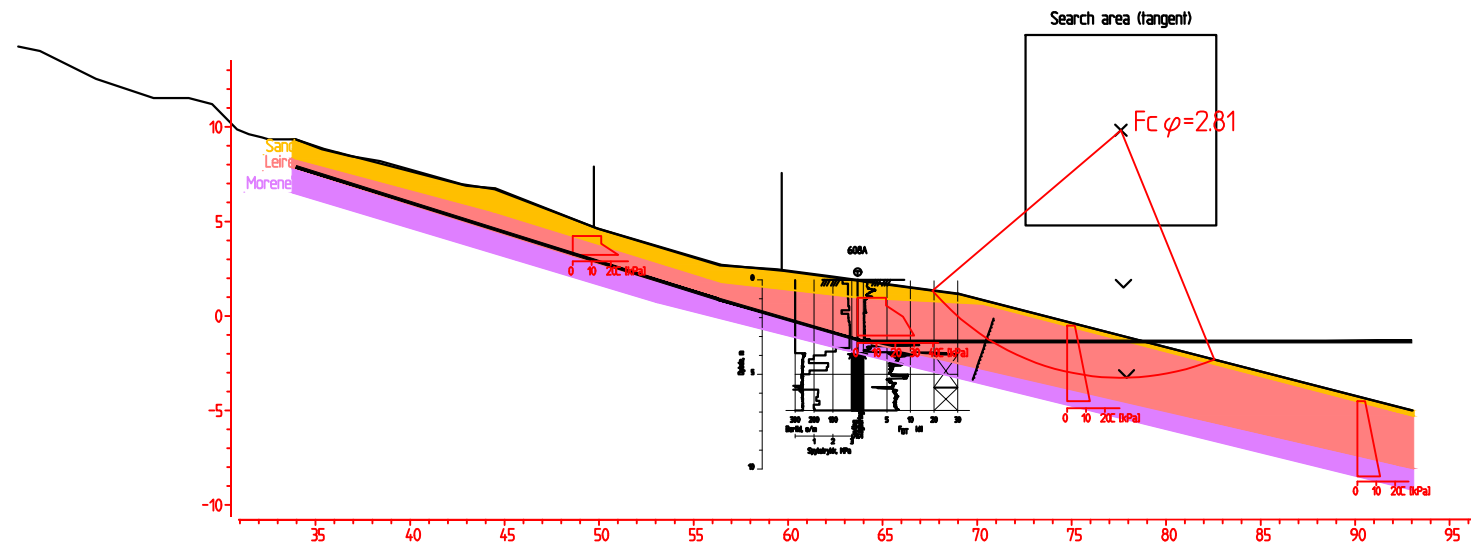
Profil S1  
Stabilitetsberegning AFI

**Multiconsult**  
www.multiconsult.no

Status	Konstr./Tegnet SVAH/JSB	Kontrollert JOT	Godkjent SVAH
Oppdragsnr. 10214181	Tegningsnr. RIG-TEG-802	Rev. 00	

Fag RIG	Format A3
Dato 01.10.21	

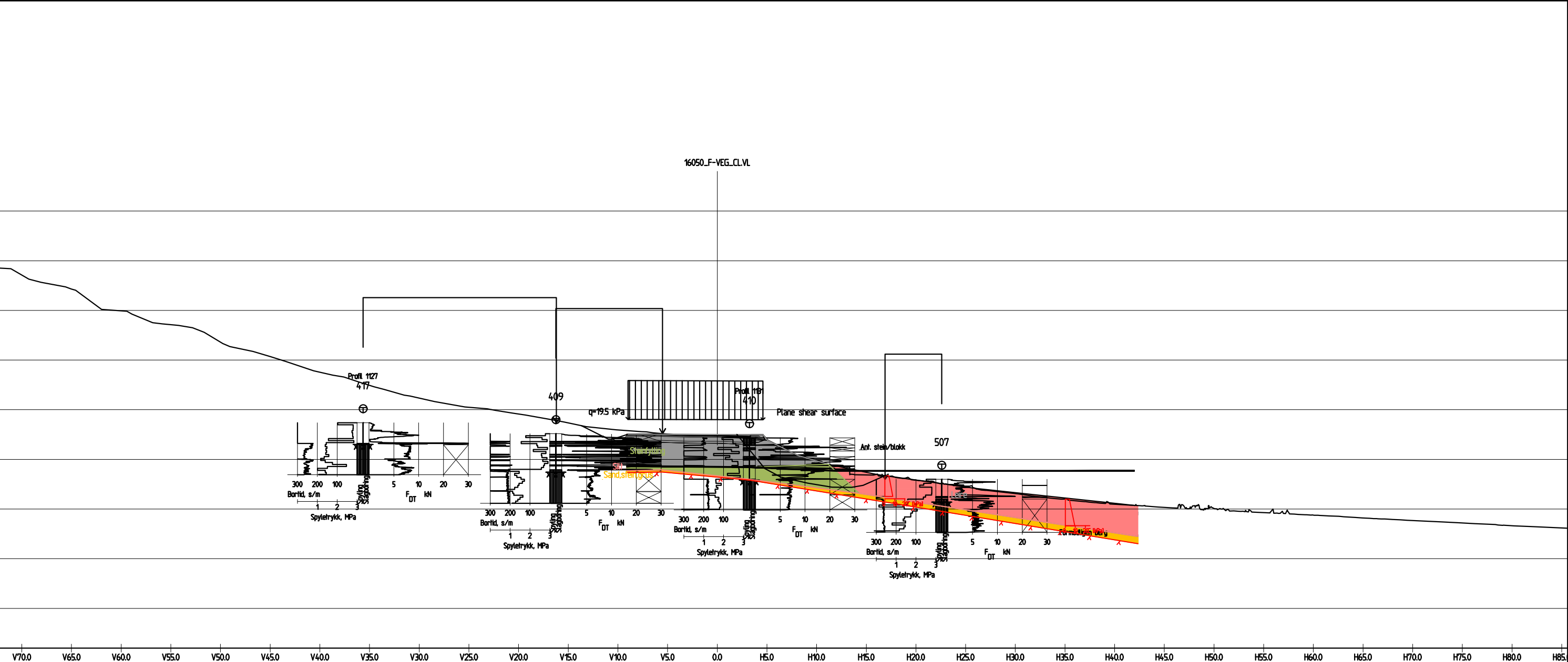
Format/Målestokk: 1:400
----------------------------



Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Sand	18.00	8.00	38.0	0.0				
Leire	18.00	8.00	33.0	3.3				
Morene	18.00	8.00	38.0	7.8				

VESTLAND FYLKESKOMMUNE				Fag	Format
ESEFJORDEN - GEOTEKNIKK				RIG	A3
				Date	01.10.21
Profil S2				Format/Målestokk:	
Stabilitetsberegning AFI				1:400	
Multiconsult www.multiconsult.no	Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent	
	Oppdragsnr.	SVAH/JSB	JOT	SVAH	
	10214181	Tegningsnr.	RIG-TEG-803		Rev.
					00

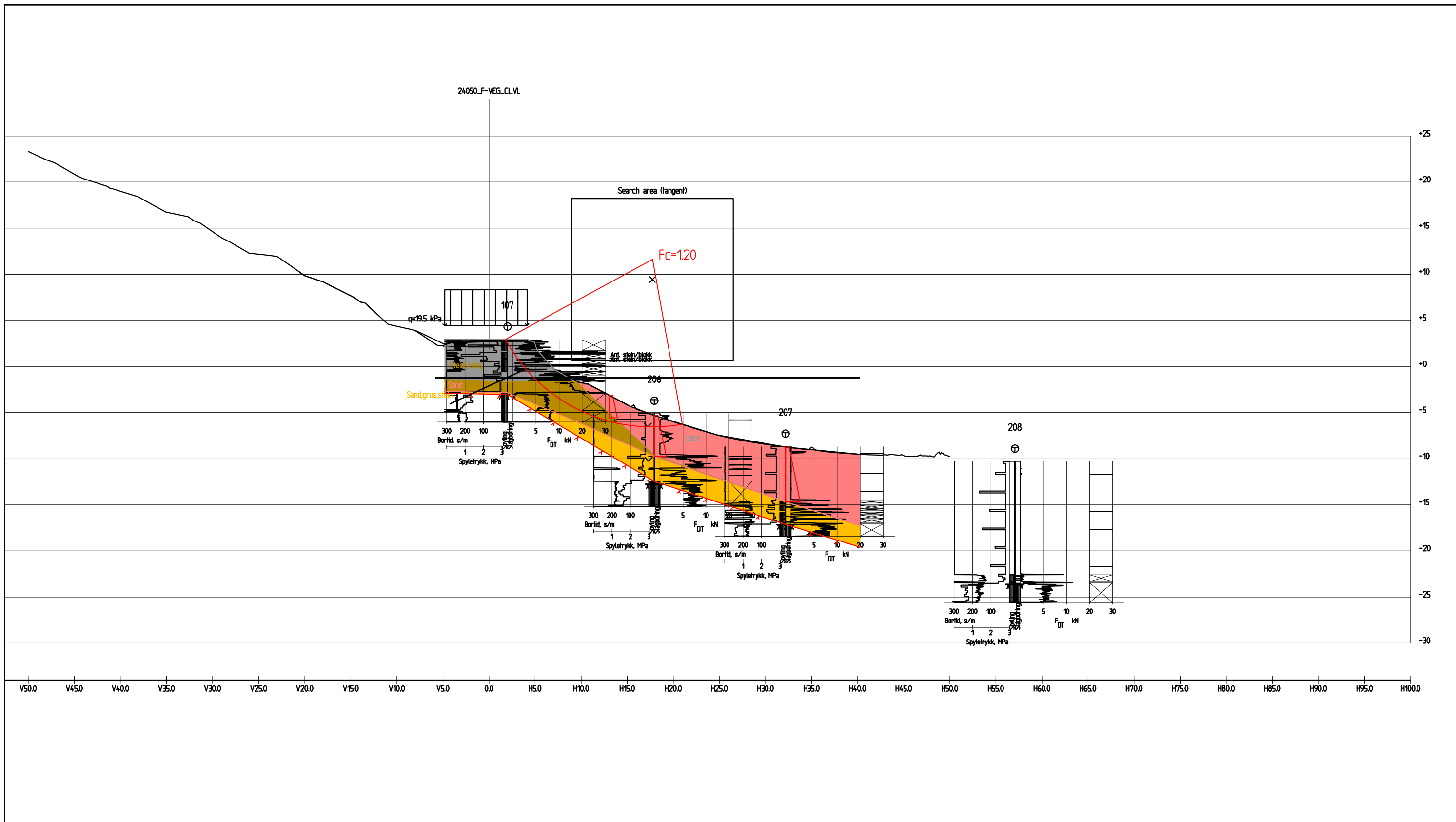




- Steinfylling
- Silt
- Leire
- Sand, stein, grus

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Leire	18.00	8.00			C-prof	1.00	0.63	0.35
Steinfylling	18.00	11.00	40.0	0.0				
Silt	18.00	8.00	31.0	0.0				
Sand,stein,grus	18.00	8.00	40.0	0.0				

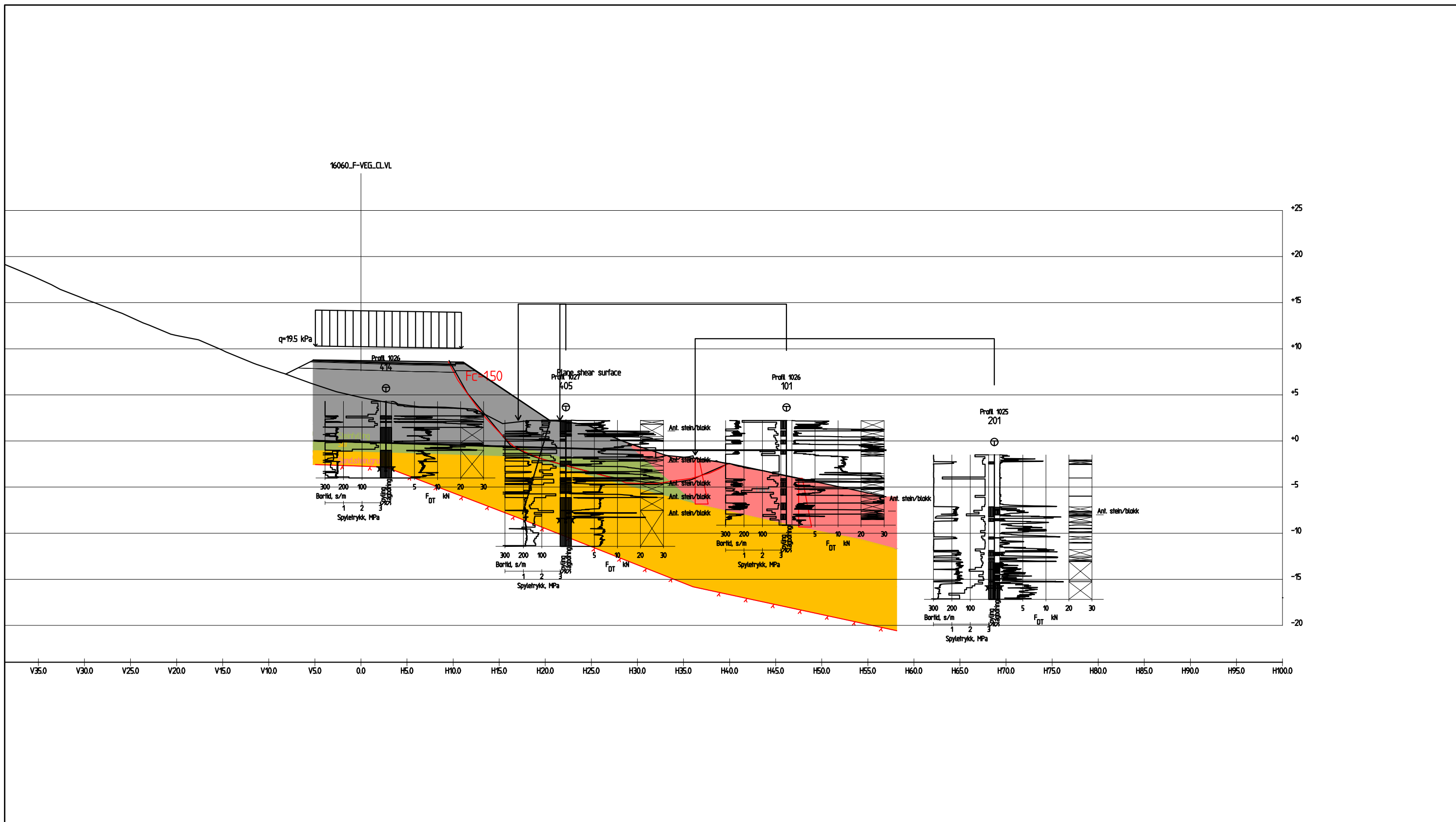
<b>VESTLAND FYLKESKOMMUNE</b> <b>ESEFJORDEN - GEOTEKNIKK</b>				Fag RIG	Format A3
				Dato 04.01.22	
Veg 16050 profil 1130 Stabilitetsberegning ADP				Format/Målestokk:  1:400	
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status	Konstr./Tegnet /JSB	Kontrollert JOT	Godkjent SVAH
Oppdragsnr. <b>10214181</b>		Tegningsnr. <b>RIG-TEG-805</b>		Rev. <b>01</b>	



- Steinfylling
- Sand
- Leire
- Sand, stein, grus

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Leire	18.00	8.00			C-prof	1.00	0.63	0.35
Steinfylling	18.00	11.00	40.0	0.0				
Sand	18.00	8.00	38.0	0.0				
Sand,grus,stein	18.00	8.00	40.0	0.0				

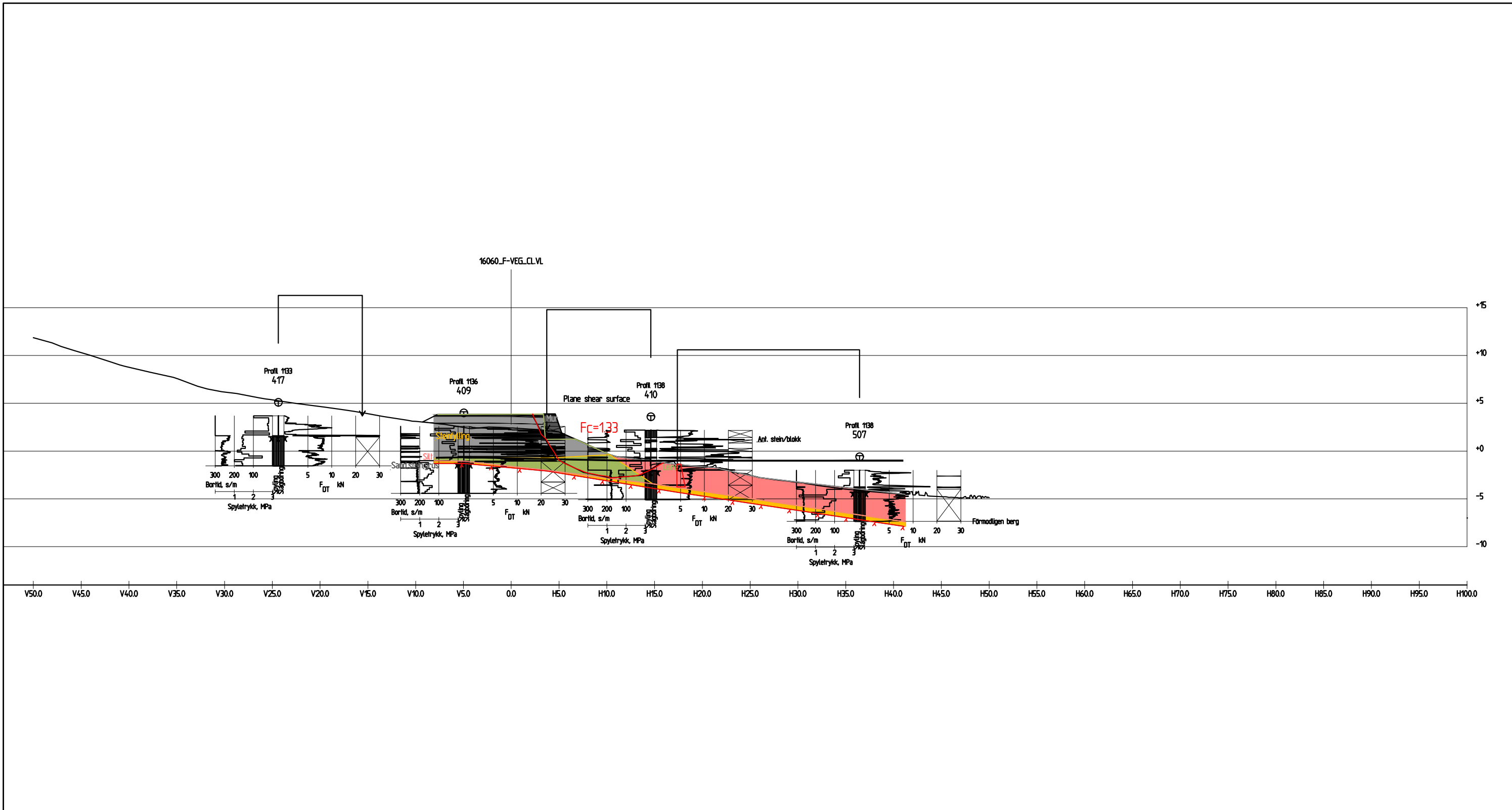
<b>VESTLAND FYLKESKOMMUNE</b> <b>ESEFJORDEN - GEOTEKNIKK</b>				Fag RIG	Format A3
				Dato 24.09.21	
Veg 24050 profil 30 Stabilitetsberegning ADP				Format/Målestokk:  <b>1:400</b>	
<b>Multiconsult</b> <small>www.multiconsult.no</small>		Status	Konstr./Tegnet /JSB	Kontrollert JOT	Godkjent SVAH
Oppdragsnr. <b>10214181</b>		Tegningsnr. <b>RIG-TEG-806</b>		Rev. <b>00</b>	



- Steinfylling
- Silt
- Sand, stein, grus
- Leire

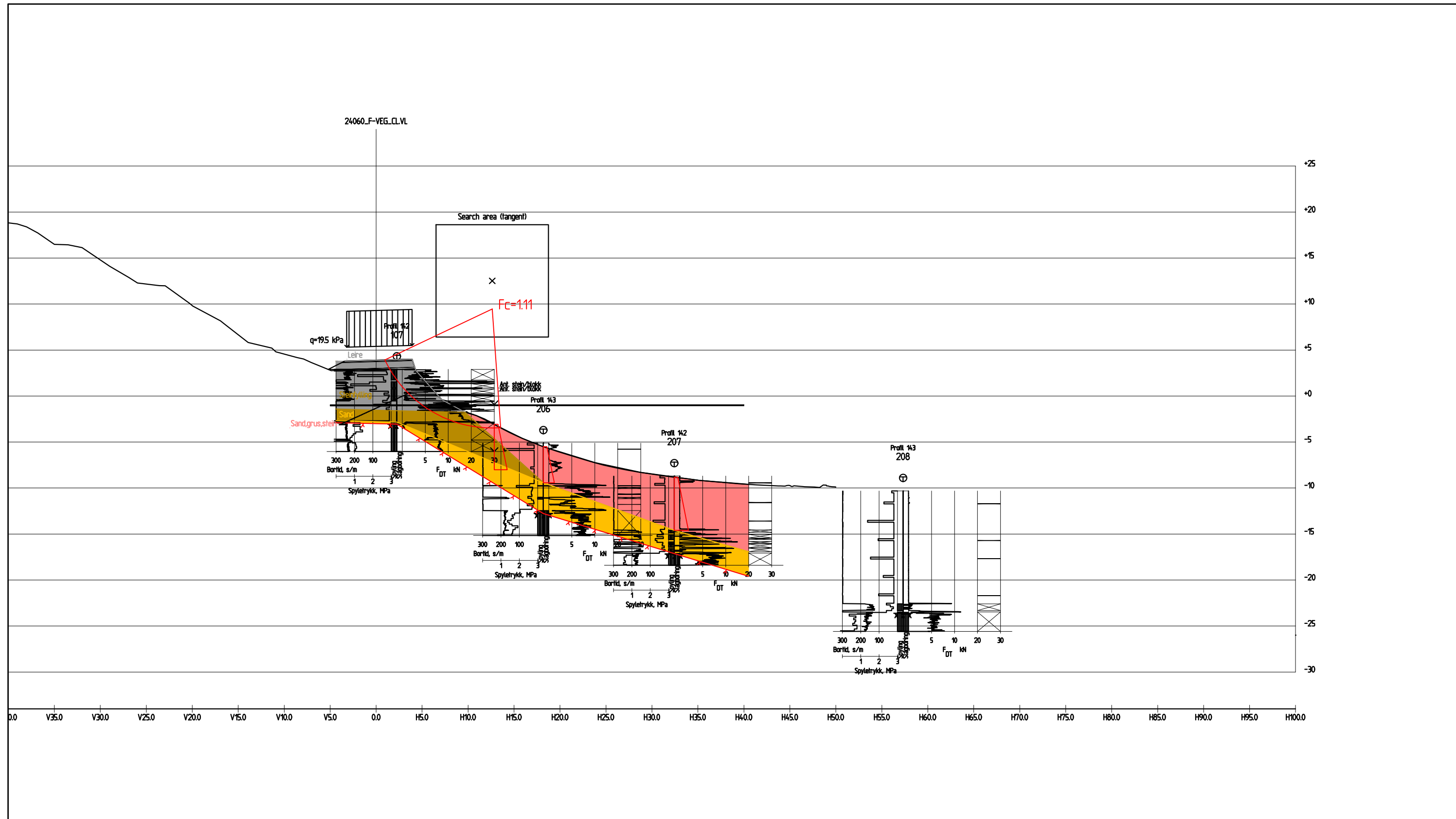
Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Leire	18.00	8.00			C-prof 1.00	0.63	0.35	
Steinfylling	18.00	11.00	40.0	0.0				
Silt	18.00	8.00	31.0	0.0				
Sand,stein,grus	18.00	8.00	40.0	0.0				

<b>VESTLAND FYLKESKOMMUNE</b> <b>ESEFJORDEN - GEOTEKNIKK</b>				Fag RIG	Format A3
				Dato 01.10.21	
Veg 16060 profil 1030 Stabilitetsberegning ADP				Format/Målestokk:  <b>1:400</b>	
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status Oppdragsnr. <b>10214181</b>	Konstr./Tegnet <b>svah/jsb</b>	Kontrollert <b>JOT</b>	Godkjent <b>svah</b>
			Tegningsnr. <b>RIG-TEG-807</b>	Rev. <b>00</b>	



Material	Un.Weighth	Sub.Weighth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Mur	26.00	16.00	42.0	40.0				
Leire	18.00	8.00			C-prof	1.00	0.63	0.35
Steinfylling	18.00	11.00	40.0	0.0				
Silt	18.00	8.00	31.0	0.0				
Sand,stein,grus	18.00	8.00	40.0	0.0				

<b>VESTLAND FYLKESKOMMUNE</b> <b>ESEFJORDEN - GEOTEKNIKK</b>				Fag RIG	Format A3
				Dato 01.10.21	
Veg 16060 profil 1140 Stabilitetsberegning ADP				Format/Målestokk: <b>1:400</b>	
<b>Multiconsult</b> www.multiconsult.no		Status	Konstr./Tegnet SVAH/JSB	Kontrollert JOT	Godkjent SVAH
Oppdragsnr.	Tegningsnr.	Rev.			
10214181	RIG-TEG-808	00			



Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Leire	18.00	8.00				C-prof 1.00	0.63	0.35
Steinfylling	18.00	11.00	40.0	0.0				
Sand	18.00	8.00	38.0	0.0				
Sand,grus,stein	18.00	8.00	40.0	0.0				

VESTLAND FYLKESKOMMUNE				Fag	Format
ESEFJORDEN - GEOTEKNIKK				RIG	A3
				Dato	01.10.21
Veg 24060 profil 140				Format/Målestokk:	
Stabilitetsberegning ADP				1:400	
Multiconsult www.multiconsult.no	Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent	
	Oppdragsnr.	SVAH/JSB	JOT	SVAH	
	10214181	Tegningsnr.	RIG-TEG-809		Rev.
					00