

## ► FEYER BRYGGE Stabilitetsvurdering for utfylling i sjø og sikkerhet mot skred

### Sammendrag/konklusjon

I forbindelse med planlagt oppføring av tre boligblokker og en dagligvareforretning, med tilhørende p-kjeller, på Gruset i Egersund er Norconsult AS engasjert av Feyer Eiendom AS for å gjøre en vurdering av gjennomførbarhet for utfylling i sjø for regulering.

Inneværende rapport inneholder en vurdering av stabilitet for utfylling som viser at det gitt forutsatt geometri og materialparametere forventes å oppnås tilfredsstillende stabilitet for fyllingen.

Det er i samråd med produsent og forhandler av geotekstiler også utført en innledende vurdering av benyttelse av geoduk og geonett for å oppnå tilstrekkelig bæreevne for spunt- og pelerigg på fyllingen, som indikerer at løsningen er gjennomførbar med produkter tilgjengelig i markedet. Løsningen må detaljeres ytterligere som ledd i detaljprosjektering.

Det er skissert en løsning med etablering av sjeté i fyllingsfot, slik at man for å begrense bunnoppressing og oppvirvling kan fylle fra sjeté og innover mot land.

Revisjon J02:

Inkluderer vurderinger av sikkerhet mot naturpåkjenninger (skred) etter TEK17 §7-3, samt gir innspill til bestemmelser for utbyggingen. Sikkerhet mot andre naturpåkjenninger (flom) er dekket av Hydrologs vurderinger, presentert i annen leveranse [1]. Krav til sikkerhet mot naturpåkjenninger (sikkerhet mot skred, skred i bratt terreng og områdeskred) vurderes ivaretatt.

For å ivareta problemstillingen knyttet til stabilitet mot sjø og bæreevne, foreslåes det at forholdene som er vesentlige ivaretas gjennom en bestemmelse i reguleringsplanen. Følgende forslag gis:

- Før igangsettingstillatelse gis for bygg- og anleggstiltak, skal det foretas geotekniske vurderinger og geoteknisk detaljprosjektering. Vurderingene skal beskrive konsekvensene tiltaket har for tilgrensende naboer og andre konstruksjoner, både over og under bakken. Hvor stor en ev. bunnoppressing blir, skal spesielt dokumenteres i etterkant av utbyggingen, for å påse at dette ikke har betydning for flomveier. Det skal videre gjøres en stabilitetsvurdering mot sjøen. Ved søknad skal det dokumenteres at byggegrunn i byggeområdet vil bli midlertidig og varig sikret mot ras/utglidning. Nødvendige tiltak må innarbeides for å unngå påvirkning på tilgrensende områder.

J02	2022-11-15	Supplert med vurderinger mht. skred	Martin Holst	Kristoffer J.Walsh	Tore Erfjord
J01	2022-07-01	Utgitt for tidligfase	Kristoffer Jøtne Walsh	Martin Holst	Tore Erfjord
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

## Innhold

<b>1</b>	<b>Generelt</b>	<b>4</b>
1.1	Formål	4
<b>2</b>	<b>Tiltaket</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>Grunnforhold</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>Geotekniske prosjekteringsforutsetninger</b>	<b>6</b>
4.1	Styrende dokumenter	6
4.2	TEK 17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger	6
4.3	Klassifisering	11
4.3.1	Konsekvens- og pålitelighetsklasse	11
4.3.2	Geoteknisk kategori	11
4.3.3	Tiltaksklasse iht. PBL	11
4.3.4	Grunntype	11
4.3.5	Seismisk klasse	11
4.3.6	Partialfaktorer, jordparametere	11
4.3.7	Partialfaktorer	12
4.4	Jordartsparemetere	12
4.4.1	Udrenert aktiv skjærfasthet, gyttjemateriale	12
4.5	Laster	14
4.5.1	Terrenglaster, bruddgrense	14
4.5.2	Seismisitet, pseudostatisk last	14
4.6	Topografi og terreng	14
4.6.1	Dagens situasjon	14
4.6.2	Planlagt fremtidig terreng	14
<b>5</b>	<b>Stabilitet av fylling på sjø</b>	<b>15</b>
5.1	Valgt beregningsprofil	15
5.2	Stabilitetsberegninger	16
5.3	Resultater	16
5.3.1	Anleggsfase, bruddgrense - fylling til nivå 0,5 m over vannflate	16
5.3.2	Permanent fase, bruddgrense - oppfylling til flomnivå (kt. + 1,85) inkl. terrenglast	17

5.3.3	Permanent fase, ulykkesgrense - oppfylling til flomnivå (kt. + 1,85) eks. terrenglast	18
5.4	Geoteknisk vurdering, resultater	18
<b>6</b>	<b>Bæreevne</b>	<b>20</b>
<b>7</b>	<b>Forslag til gjennomføring</b>	<b>21</b>
<b>8</b>	<b>Videre arbeider</b>	<b>21</b>
<b>9</b>	<b>Kritiske forhold</b>	<b>21</b>
9.1	Innspill til bestemmelser for utbyggingen	22
<b>10</b>	<b>Referanser</b>	<b>22</b>

## 1 Generelt

I forbindelse med planlagt oppføring av tre boligblokker og en dagligvareforretning, med tilhørende p-kjeller, på Gruset i Egersund er Norconsult AS engasjert av Feyer Eiendom AS for å gjøre en vurdering av gjennomførbarhet for utfylling i sjø for regulering. Hensikten med foreliggende rapport er å:

- Vurdere stabilitet av utfylling i sjø i Vågen, like nord for Egersund gjestehavn
- Angi forslag til fremgangsmåte for etablering av fylling

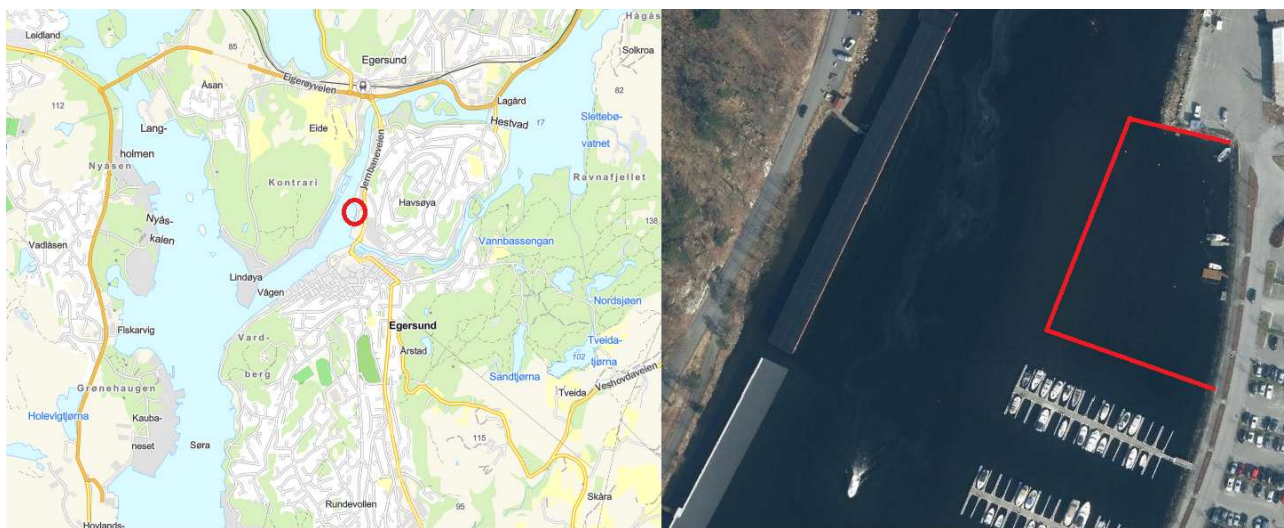
Formålet med utfyllingen vil være å etablere en bæredyktig flate for spunt- og pelerigg(er), samt oppfylling for å ivareta stabilitet mot sjø. Konstruksjoner og arealer som ikke tåler betydelige setninger må forutsettes pelefundamentert med frittstående gulv, og omhandles ikke videre i innværende rapport.

### 1.1 Formål

Formålet med foreliggende dokument er å dokumentere stabilitet for grunnarbeidene, samt dokumentere permanent stabilitet av fyllingsfronten.

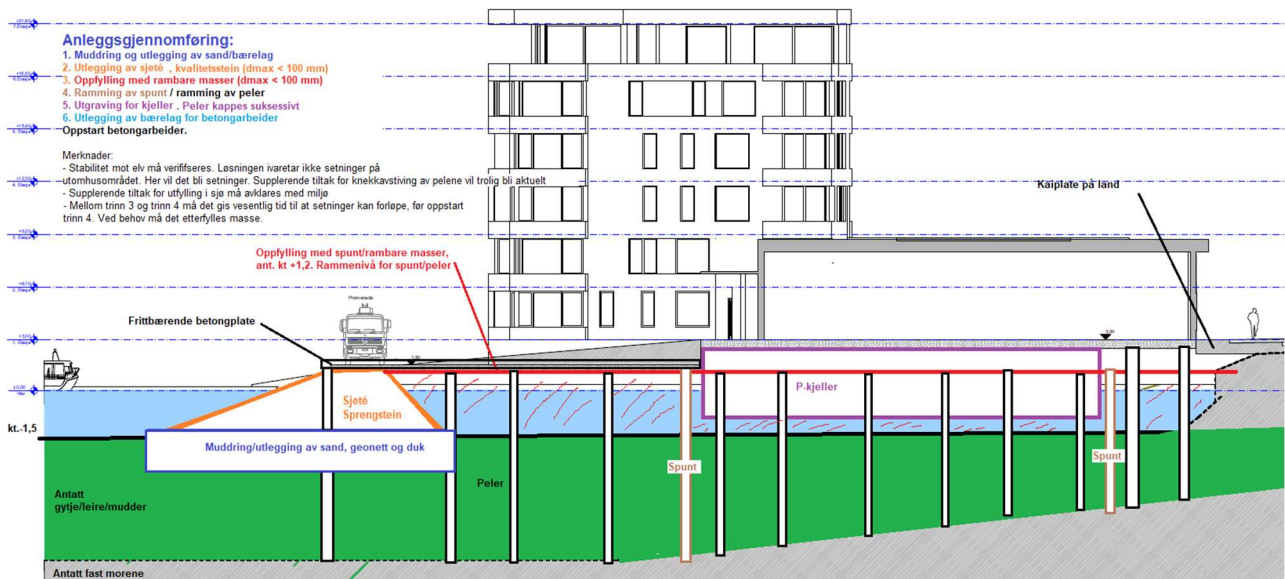
## 2 Tiltaket

Det skal etableres tre boligblokker og dagligvareforretning med tilhørende p-kjeller på Gruset i Egersund. Tomten er på sjøen, og vil således måtte fylles ut, som vist i Figur 1.



Figur 1: Kartutsnitt [2] med angitt område og grov skissering av omfang på utfylling i sjø.

Det er planlagt etablert en utfylling i sjø på bløte masser med høyt organisk innhold [3]. Bygg er planlagt fundamentert på peler, og med en spuntløsning for å sikre p-kjeller. Fyllingens formål er i første omgang å ha funksjon som arbeidsområde for spunt- og pelerigg, før videre oppfylling til nivå med planlagt fremtidig terreng og permanent fyllingsfot ut mot sjø (se Figur 2).



Figur 2: Tidligfase skisse av fremgangsmåte og løsning, som er lagt til grunn som utgangspunkt for vurderingene i inneværende dokument.

I denne sammenheng må problemstillinger knyttet til stabilitet av fyllingen under anleggsarbeidene og permanent situasjon (ULS og ALS) vurderes, samt tiltak for å sikre bæreevne for spunt- og pelerigg. For å oppnå tilstrekkelig bæreevne på fyllingen under anleggsarbeidene for spunt- og pelerigg vil det være nødvendig med utstrakt bruk av geosynteter (geonett og geoduk), som også omtales i inneværende dokument.

### 3 Grunnforhold

Det er tidligere utarbeidet en datarapport som viser og oppsummerer resultatene av grunnundersøkelsene som ligger til grunn for vurderingene i inneværende dokument, dokument nr. 52106072-RIG-01 [3].

Grunnundersøkelsene utført på sjø viser generelt et øvre lag med meget bløte masser (gyttje) med mektighet på størrelsesorden 6-9 m (lavere for borpunkter nærmest land), før det videre påtreffes løst lagrede masser (leire, siltig leire) med mektighet 2-6 m over antatt morenemateriale med høy lagringsfasthet.

Det er utført trykksonderinger (CPTu), samt prøvetaking med forstyrrede og uforstyrrede prøver for laboratorieanalyse.

## 4 Geotekniske prosjekteringsforutsetninger

### 4.1 Styrende dokumenter

Følgende regelverk legges til grunn for prosjekteringen:

- Plan- og bygningsloven (PBL)
  - o Byggeteknisk forskrift (TEK17)
  - o Byggesaksforskriften (SAK10)

Herunder følger også:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler
- NS-EN 1997-2:2007+NA:2008, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver
- 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
- NS-EN 1998-5:2004+NA:2014, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold

Statens vegvesens normaler og veiledere legges også til grunn for vår prosjektering. Disse oppfyller Eurokodenes krav, og såfremt Vegvesenets krav til metodikk er tilfredsstillt anses også krav i Eurokodene som oppfylt. Normaler og veiledere som legges til grunn er:

- Statens vegvesen, håndbok N200 Vegbygging, juni 2021
- Statens vegvesen, håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, juni 2014
- Statens vegvesen, håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, juni 2014

### 4.2 TEK 17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger

Iht. TEK17 § 7.2 og §7.3 skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo og skred).

Hensyn til flom og stormflo er vurdert nærmere i Norconsults rapport nr. 52106072-HYD-01 [1], og er ikke videre behandlet i foreliggende rapport.

Tiltaket ligger ikke i skredfareområde. I Stadsforvalterens «Svar på anmodning om å trekke innsigelsene til manglende vurdering av grunnforhold og flom - detaljregulering for Gruset (Feyer brygge)», datert 2022-11-11, er det likevel satt krav til at byggene må tildeles en sikkerhetsklasse for skred.

For byggverk i skredfareområde skal det fastsettes sikkerhetsklasse etter TEK17 § 7.3(2). Basert på tiltakets utforming og planlagte bruk, setter sikkerhetsklasse mot skred til S3 (sannsynlighet 1/5000). Utomhusområdet er vurdert å kunne legges i sikkerhetsklasse S2 (sannsynlighet 1/1000).

Tiltaket ligger under marin grense. Det er ikke registrert faresoner for kvikkleire i området. Utførte grunnundersøkelser og tilhørende prøvetaking og laboratorieanalyser indikerer ikke forekomst av sprøbruddsmateriale. Det vurderes således ikke å være risiko for områdestabiliteten/ områdeskred. Da området ikke er utsatt for områdeskred, vurderes fare for kvikkleireskred å være mindre enn kravene til største tillatte nominelle årlige sannsynlighet. Krav til sikkerhet mot naturpåkjenninger (sikkerhet mot skred, områdeskred) vurderes ivaretatt.

I Tabell 1 oppsummeres kort våre vurderinger av skredfarevurderingen, basert på NVEs veileder [Sikkerhet mot skred i bratt terreng](#).

Tabell 1 Sikkerhet mot skred i bratt terreng, sammendrag vurderinger

Fase, flytskjema	Resultat	Vurdering
Digital terrengmodell	Se utsnitt i Figur 3. Terreng ligger generelt flatt i ett område på ca. 60 m bredde øst for tiltaket, deretter stiger terreng med en gjennomsnittlig helning på 1:3,8 (27 grader).	-
Historiske skredhendelser	Det er ikke registrert skredhendelser i området i NVEs temakart (den nasjonale skreddatabasen).	-
Tidligere skredfareutredninger	Hverken NVE, kommune eller oppdragsgiver har kjennskap til tidligere relevante skredfareutredninger i områder.	-
Aktsomhetskart	Se utsnitt i Figur 4. Området ligger ikke innenfor aktsomhetsområder for skred i bratt terreng.	-
Eksisterende sikringstiltak	Hverken NVE, kommune eller oppdragsgiver har kjennskap til at det er relevante eksisterende sikringstiltak mot skred i området. Det er kun mindre forstøtningsmurer.	-
Geologiske kart	Det vises generelt til vår datarapport nr. 52106072-RIG-01 mht. løsmassenes egenskaper.  Det finnes berggrunnskart 1:50 000 fra området, se utsnitt i Figur 5. Det er ikke registrert lineærstrukturer som taler for ugunstige forhold.  Bergart klassifiseres som: Anortositt, overveiende massiv, til dels leukonorittisk	Det er ikke funnet tegn til tidligere skredhendelser.

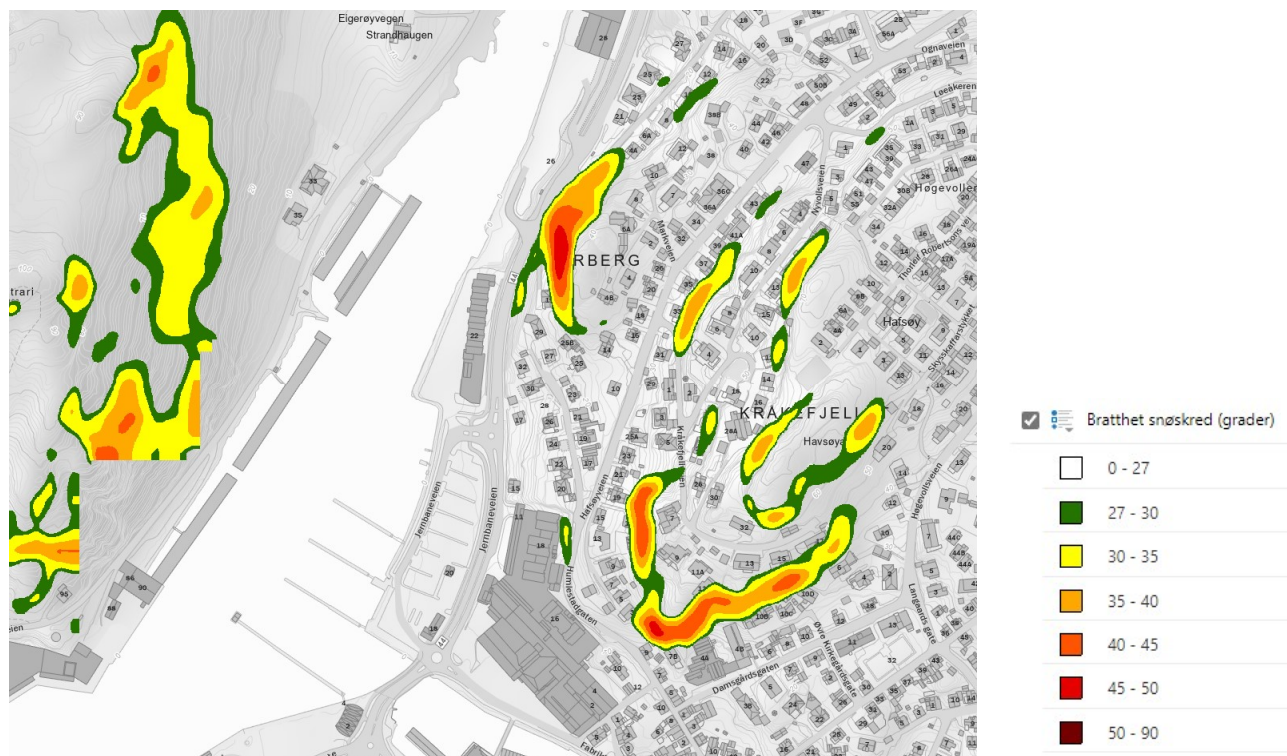
Flyfoto og skråfoto	Flyfoto fra Norgebilder er gjennomgått:  Rogaland 2019 Jæren 2018 Jærlinja 2015 Rogaland 212 Eigersund 2012 Vestlandet Sørvest 2007-2008 Sør-Rogaland 2003 Hå-Bjerkreim 1967	Det er ikke funnet tegn til tidligere skredhendelser.
Klimadata	Snøskred, sørpeskred, jordskred og flomskred	Klimaanalysen anses ikke å være nødvendig for utredning av steinsprang og steinskred.
Skog		Det er ikke skog i området som har betydning for skredfaren.
Prosedyre snøskred	Tiltaket ligger ikke innenfor det som i NVEs aktsomhetskart defineres som ett aktsomhetsområde for denne skredtypen. Se Figur 4 og Figur 6.	Snøskred er ikke en aktuell prosess.
Prosedyre steinsprang	Skråninger er generelt mindre enn 45 grader. Det er ikke forhold som tilsier strukturer som muliggjør steinsprang fra slakere terreng.	Steinsprang er ikke en aktuell prosess.
Prosedyre steinskred	Skråninger er generelt mindre enn 45 grader. Det er ikke forhold som tilsier strukturer som muliggjør steinsprang fra slakere terreng.	Steinsprang er ikke en aktuell prosess.
Prosedyre jord- og flomskred	Tiltaket ligger ikke innenfor det som i NVEs aktsomhetskart defineres som ett aktsomhetsområde for denne skredtypen.	Jord- og flomskred er ikke en aktuell prosess.
Prosedyre sørpeskred	Det er ikke observert sørpeskred i området, det er ikke forsenkinger eller bekkeløp som kan samle vann i snødekket.	Sørpeskred er ikke en aktuell prosess.







Figur 5 Utsnitt berggrunnskart ([https://geo.ngu.no/kart/berggrunn\\_mobil](https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil))



Figur 6 Utsnitt fra NVEatlas, bratthet snøskred

### **4.3 Klassifisering**

Det bemerkes overordnet ifm. klassifisering at disse må revurderes og sees i sammenheng med øvrige arbeider for en helhetlig klassifisering ifm. detaljprosjektering. Det vurderes på bakgrunn av tiltaket slik planene foreligger at klassifiseringen gjengitt i innværende rapport også vil være dekkende for permanent situasjon og bygget i sin helhet.

#### **4.3.1 Konsekvens- og pålitelighetsklasse**

Med utgangspunkt i NS-EN 1990 Tabell NA.A1(901) foreslås utfylling plassert i konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC) 2, da dette kan klassifiseres som grunnarbeider under oversiktlige forhold og med normal kompleksitet.

#### **4.3.2 Geoteknisk kategori**

Tiltaket foreslås plassert i geoteknisk kategori 2, med utgangspunkt i NS-EN 1997-1, pkt. 2.1 og kap. 1.1.2.1.2 i Statens vegvesens håndbok N200 [4], med utgangspunkt i begrenset fyllingshøyde og flat sjøbunn i området hvor det skal foregå utfylling.

#### **4.3.3 Tiltaksklasse iht. PBL**

Tiltaket plasseres med utgangspunkt i byggesaksforskriften (SAK10) i tiltaksklasse 2. Dette medfører behov for uavhengig kontroll av geoteknisk prosjektering. Den uavhengige kontrollen av prosjektering kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket. Den uavhengige kontrollen skal utføres av et uavhengig foretak.

Ved uavhengig kontroll som oppfyller kravene i SAK10 vil kravene til uavhengig kontroll gitt i NS-EN 1990, pkt. NA.A1.3.1(902) være oppfylt.

#### **4.3.4 Grunntype**

Iht. Tabell NA.3.1 i NS-EN 1998-1 [5] klassifiseres grunntype som S1.

#### **4.3.5 Seismisk klasse**

På bakgrunn av Tabell NA.4 (902) i NS-EN 1998-1 [5] velges seismisk klasse II for tiltaket.

#### **4.3.6 Partialfaktorer, jordparametere**

##### **4.3.6.1 *Bruddgrense, ULS***

Vi har vurdert sikkerhetsnivået med utgangspunkt i veiledninger i Statens vegvesens håndbok N200 [4]. Disse gir strengere krav til sikkerhet enn gjeldende standard, NS-EN 1990-1, men for dette tiltaket på sjø med valgt klassifisering er disse funnet å være representative. Det er lagt til grunn en partialfaktor 1,4 på både effektiv- og totalspenningsanalyser for  $\gamma_{M,\varphi}$ ,  $\gamma_{M,c}$  og  $\gamma_M$ . For tyngdetetthet benyttes generelt partialfaktor på materialet  $\gamma_Y = 1,0$ .

##### **4.3.6.2 *Seismisitet, ALS***

Iht. NS-EN 1998.5 NA.3.1(3) [6] settes det en samlet materialfaktor lik 1,15 på materialet for å hensynta kombinasjon av stedlige leirholdige løsmasser og fyllmasser.

### 4.3.7 Partialfaktorer

#### 4.3.7.1 *Laster i bruddgrense*

For trafikklast/terrenglast benyttes det i stabilitetsberegningene partialfaktor 1,3.

#### 4.3.7.2 *Laster ved seismisitet, ALS*

Det medregnes ikke terrenglaster i ALS. Partialfaktor for pseudo-statisk last settes til 1,0.

## 4.4 **Jordartsparametere**

Jordartsparametere er valgt på bakgrunn av utførte grunnundersøkelser, prøvetaking og laboratorieanalyser. Der en ikke har representative stedlige verdier er erfaringsverdier fra Statens vegvesens håndbok V220 [7], lagt til grunn. Som følge av høy omvandlingsgrad i det organiske materialet (von Post H10, se Vedlegg A i datarapport [3]) legges det ikke til grunn anisotropifaktorer (ADP-faktorer) i stabilitetsberegningene for gyttjematerialet.

Tabell 2: Jordartsparametere

Materiale	Tyngdetetthet $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Friksjonsvinkel $\phi$ (°)	Attraksjon $a$ (kPa)	Kohesjon $c'$ (kPa)	Udrenert skjærfasthet $c_u$ (kPa)
Fylling	19	42	0	0	-
Morene	19	36	10	7,3	-
Leire	19	-	-	-	25
Gyttje	12,5	-	-	-	*

\* Vurderes på bakgrunn av CPTu og laboratorieanalyser, se **Error! Reference source not found.** for verdier benyttet.

#### 4.4.1 Udrenert aktiv skjærfasthet, gyttjemateriale

På bakgrunn av resultater av trykksonderinger og laboratorieundersøkelser er det utført en tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet i gyttjematerialet i valgt beregningsprofil. For stabilitetsvurdering med begrenset oppfyllingshøyde 0,5 m over vannflate er  $c_u$ -profilen benyttet. Se Figur 7.

For stabilitetsvurdering (tilnærmet permanent situasjon) med oppfylling til flomnivå kt. +1,85 [1] er det gjort en betraktning som hensyntar økt skjærfasthet som følge av overlaging med fyllingsgeometri som fremsatt for oppfylling til nivå 0,5 m over vannflaten.

Styrkebidrag fra overlaging er hensyntatt for permanentsituasjon iht. SHANSEP-prinsippet for normalkonsolidert (NC) materiale med  $\alpha = 0,25$ . Gitt oppfylling 1,0 m under vann og 0,5 m over vann resulterer dette i følgende styrkebidrag:

$$\Delta\sigma'_{v0} = 0,5 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 + 1,0 \text{ m} \cdot (18 \text{ kN/m}^3 - \gamma_w) = 18 \text{ kN/m}^2$$

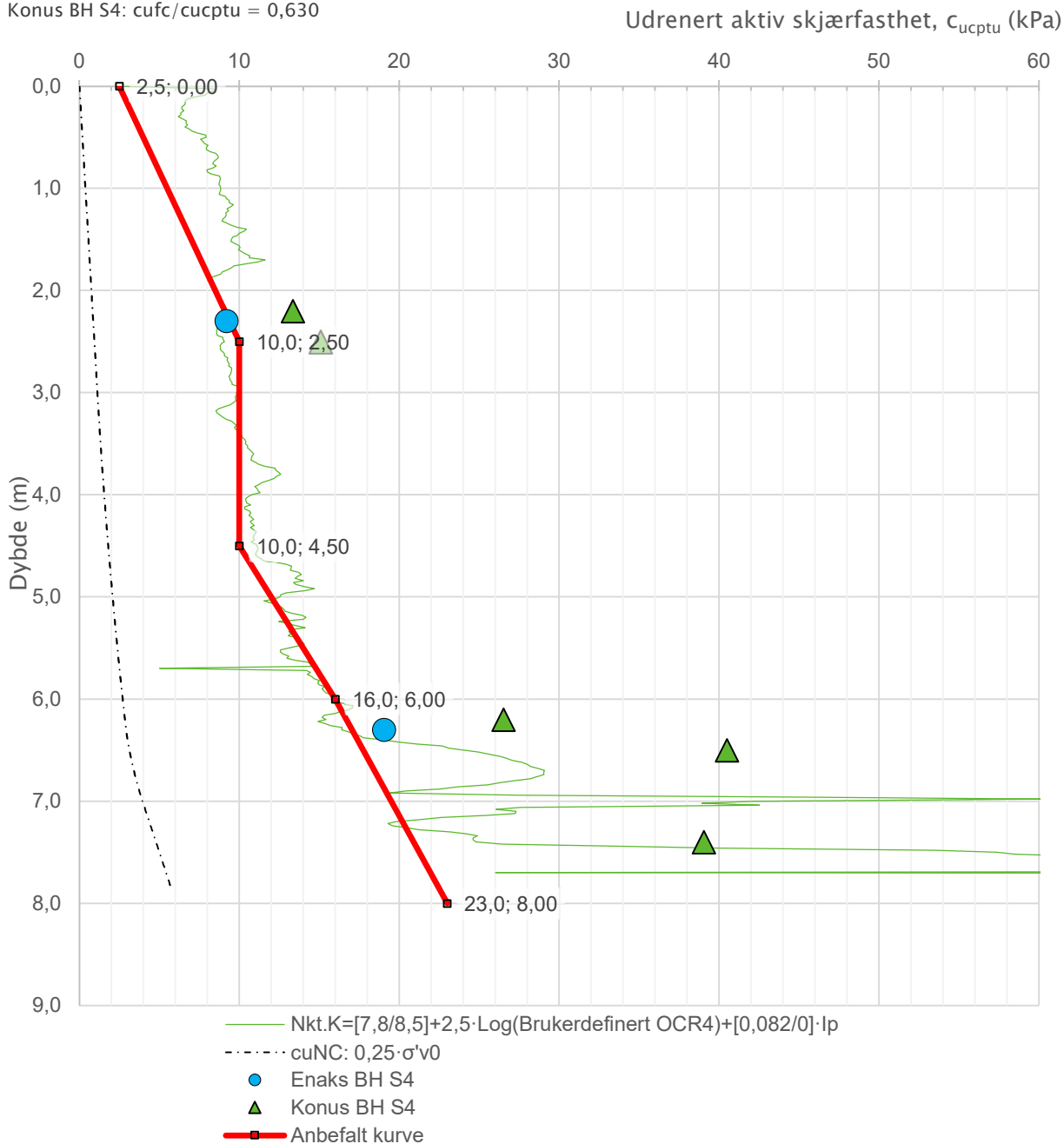
$$\alpha \cdot \Delta\sigma'_{v0} = \underline{4,5 \text{ kPa}}$$

For beregning i permanent situasjon, med oppfylling til nivå tilsv. kt. +1,85 er 4,5 kPa tilføyd  $c_u$ -profil på materialet i hele dybdeprofilen.

Anisotropiforhold i figur:

Enaks BH S4:  $c_{uuc}/c_{ucptu} = 0,630$

Konus BH S4:  $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,630$



Figur 7: Sammenstilling av resultater fra trykksondering og laboratorieundersøkelser av udrenert aktiv skjærfasthet, med benyttet profil vist med rød farge. Figuren er hentet fra CPTu-regneark utviklet av Statens vegvesen (v.2020.01). Brukerdefinert OCR = 1,0 i hele dybdeprofilen.

## 4.5 Laster

### 4.5.1 Terrenglaster, bruddgrense

Det er i stabilitetsberegningene benyttet en jevnt fordelt terrenglast  $q_k = 5 \text{ kPa}$  (6,5 kPa inkl. partialfaktor) på fyllingen.

For laster som er lagt til grunn for vurdering av styrkeverdier for geotekstiler og geonett henvises det til kap. 6 i inneværende dokument.

### 4.5.2 Seismisitet, pseudostatisk last

Med utgangspunkt i NS-EN 1998-1 [5] angis  $a_{gR}$  for Eigersund kommune som  $0,40 \text{ m/s}^2$ .

Horisontale og vertikale seismiske koeffisienter er beregnet på bakgrunn av likning 7.1 og 7.3 i NS-EN 1998-5 [6]. Beregning av horisontal seismisk koeffisient etter likning 7.1 gir:

$$k_h = \alpha \times \frac{S}{r} = \frac{a_{gR}}{g} \times \frac{S}{r} = \frac{0,4 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} \times \frac{2}{1} \approx 0,082$$

Grunnforholdsavhengig forsterkningsfaktor  $S$  er satt til 2, som et antatt konservativt utgangspunkt. Det bør ifm. videre detaljprosjektering utføres en grunnresponsanalyse iht. krav i NS-EN 1998-1 [5]. Faktoren  $r$  er satt til 1,0 iht. NS-EN 1998-5 Tabell 7.1 og 7.3.2.2(5).

Beregning for vertikal seismisk koeffisient etter ligning 7.3 gir:

$$k_v = \pm 0,33 \times k_h = \pm 0,027$$

## 4.6 Topografi og terreng

### 4.6.1 Dagens situasjon

Resultater av utført bunnkotekartlegging er lagt til grunn for utarbeidelse av profiler som er benyttet i stabilitetsvurderingene. Resultater av bunnkotekartlegging er gjengitt i [8].

Terreng på land er flatt, og tidligere utfyllt. Terreng skråner slakt ned mot sjø fra kt. + ca. 2-3 og ned til kt. minus 1 til minus 1,3. Sjøbunnskartlegging [8] viser at sjøbunnen i området er flat ut til 10-15 m forbi planlagt fyllingsfot, før dybden øker noe på og sjøbunn registreres på ca. kt. minus 4.

### 4.6.2 Planlagt fremtidig terreng

Med henvisning til tegning LO001 (utarbeidet av ARK, datert FORELØPIG 04.04.22) er det planlagt oppfylling til kt. + 1,6 ut mot sjø (topp fylling), med terrenghelning 5% (1:20) i bakkant opp til kt. + 2,5. For stabilitetsvurderingene hensyntas flomberegning [1] og beregnet flomnivå, og topp fylling legges på kt. +1,85. Terrenghelning å 5% i bakkant opprettholdes fra kt. + 1,85 til kt. + 2,5.

## 5 Stabilitet av fylling på sjø

### 5.1 Valgt beregningsprofil

Beregningene er utført for profil som vist i Figur 8.



Figur 8: Skissering av valgt profil for stabilitetsvurdering. Kartutsnitt fra datarapport [3].

Valg av profil ble gjort på bakgrunn av at man i borpunkt S4 generelt har oppnådd lavere udrenert aktiv skjærstyrke i laboratorieundersøkelsene, samt hensyn til sjøbunnens morfologi (nærmere skrånende havbunn). Beregningen er utført for en sjeté, og fyllingen er plassert slik at skjæringspunktet mellom fyllingsskråningen ut mot skrånende havbunn og vannflaten sammenfaller med tiltaksgrensen slik denne fremkommer av plankart.

## 5.2 Stabilitetsberegninger

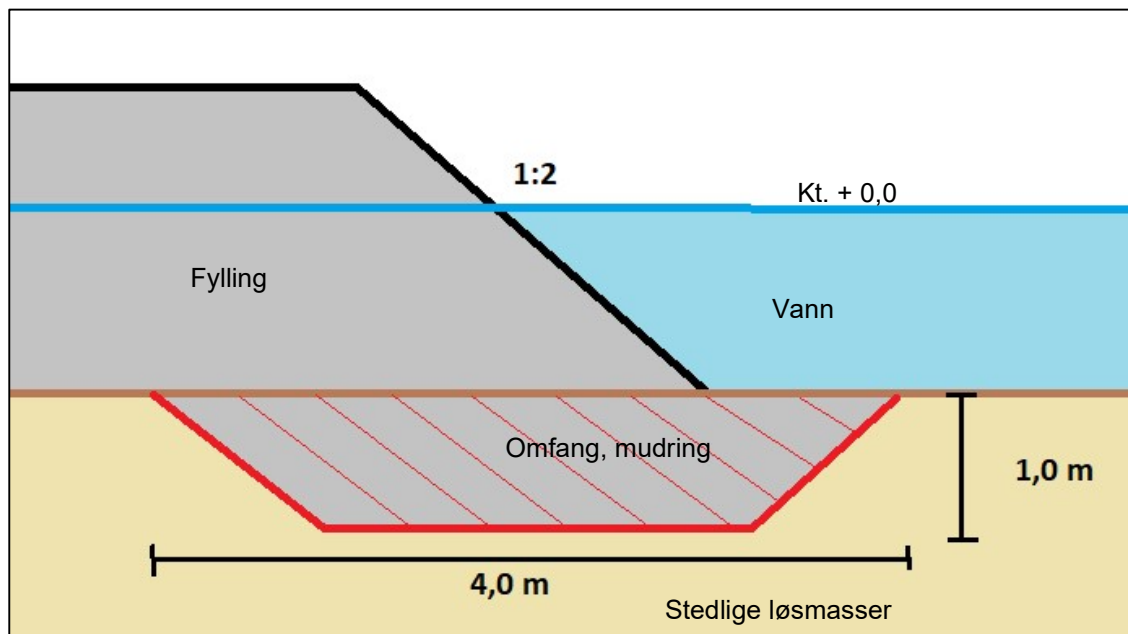
Stabilitetsberegningene er utført med GeoSuite Stability 22.0.1.0.

Det er i stabilitetsberegningene benyttet helning 1:2 for fyllingsfront.

Det er gjort en vurdering av tre situasjoner;

- **Permanent fase, bruddgrense:** Det er derfor utført en stabilitetsvurdering for oppfylling til kt. +1,85 (flomnivå), hvor styrkebidrag fra tidligere overlaging er hensyntatt. Beregningen inkl. terrenglaster.
- **Permanent fase, ulykkesgrense (seismisitet):** Det er utført en stabilitetsvurdering for oppfylling til kt. +1,85 (flomnivå), hvor styrkebidrag fra tidligere overlaging er hensyntatt. Pseudo-statisk last fra seismiske laster er ivarettatt.
- **Anleggsfase, bruddgrense:** Det er også utført en stabilitetsberegning for midlertidig fase, med oppfylling 0,5 m over vannnivå med opprinnelig dybdeprofil for udrenert aktiv skjærstyrke som vurdering for anleggsfasen.

Beregningene forutsetter at det i fyllingsfot utføres begrenset mudring ned til min. 1,0 m under eks. sjøbunn i en bredde på 4 m, som vist prinsipielt i Figur 9. Det er forsøkt beregninger uten dette tiltaket, men det har ikke vist tilstrekkelig stabilitet.



Figur 9: Prinsipp for mudring under fyllingsfot, som forutsatt i stabilitetsberegningene.

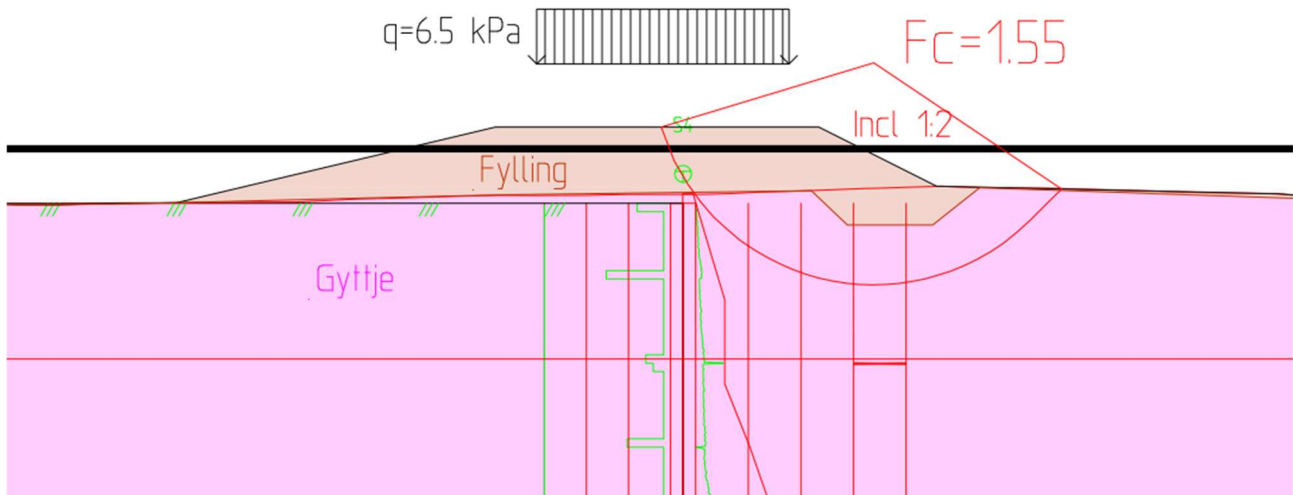
## 5.3 Resultater

### 5.3.1 Anleggsfase, bruddgrense - fylling til nivå 0,5 m over vannflate

Det er utført stabilitetsberegning for utfylling med geometri som beskrevet i kap. 5.2, styrkeprofil med dybden iht. Figur 7 og mudring som beskrevet Figur 9.



Stabilitetsberegningen er gjengitt med utsnitt i Figur 10.

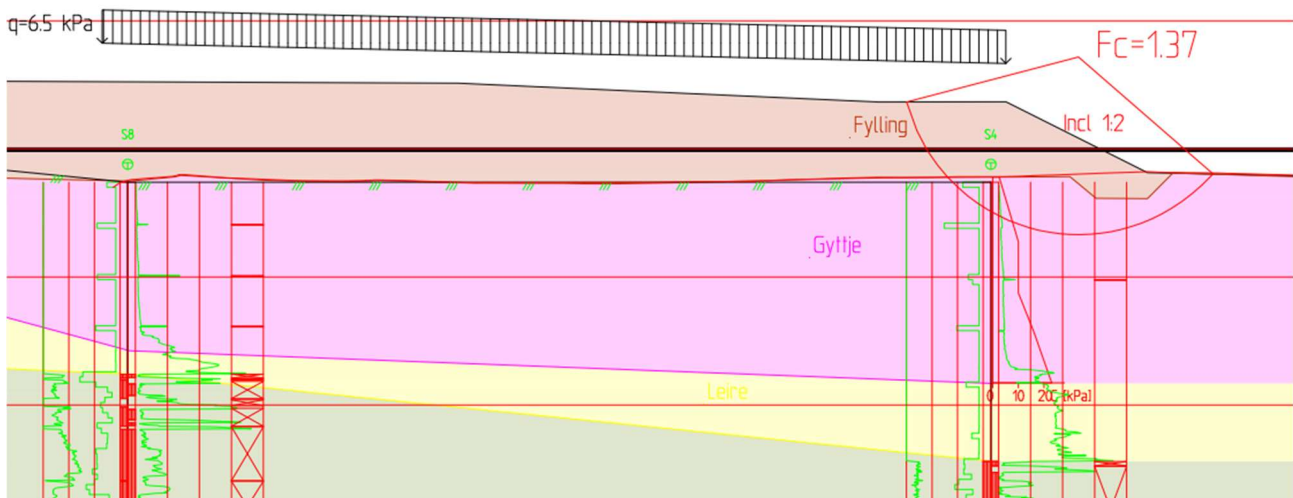


Figur 10: Utsnitt fra stabilitetsberegning med oppfylling til nivå 0,5 m over vannflaten (angitt som tykk sort strek).

### 5.3.2 Permanent fase, bruddgrense - oppfylling til flomnivå (kt. + 1,85) inkl. terrenglast

Beregningen er utført med økning i styrke som følge av tidligere overlaging, som beskrevet i kap. 4.4.1, og med geometri som beskrevet i kap. 5.2. Beregningen hensyntar ikke videre konsolidering og styrkeøkning som følge av overlaging utover det som er hensyntatt i kap. 4.4.1, og er i så måte representativt for avslutning av byggefase. I permanent fase vil trolig videre konsolidering av grunn under fyllingen gi større styrke og i så måte noe høyere sikkerhet for terrenglast ytterst langs promenaden.

Stabilitetsberegningen er gjengitt med utsnitt i Figur 11.



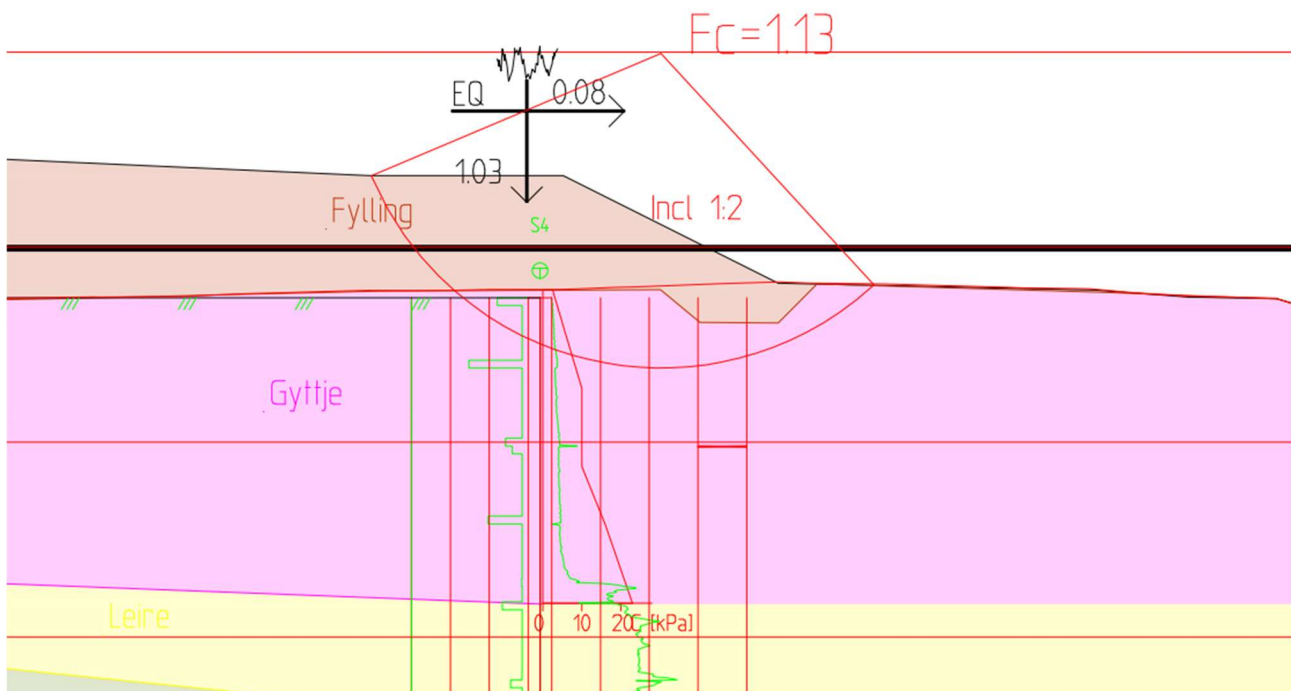
Figur 11: Utsnitt fra stabilitetsberegning med oppfylling til kt. + 1,85.

### 5.3.3 Permanent fase, ulykkesgrense - oppfylling til flomnivå (kt. + 1,85) eks. terrenglast

Det er utført en stabilitetsberegning for ulykkesgrensetilstand (ALS) (jordskjelvlaster), med koeffisienter og parametere som tidligere angitt. Beregningen tar utgangspunkt i geometri og jordartsparemetere som benyttet i bruddgrensetilstand for permanent fase. Vertikal forsterkningsfaktor ( $1,0 \pm k_h$ ) som gir laveste resulterende sikkerhet (i dette tilfellet  $1,0 + k_h$ ) legges til grunn for beregningen.

Styrkeøkning grunnet kortvarige laster samt styrkeøkning fra videre konsolidering (utover det som er beskrevet i kap. 4.4.1) er ikke hensyntatt, men vurderes å gi større sikkerhet enn det som er forespeilet i Figur 12.

Stabilitetsberegningen er gjengitt med utsnitt i Figur 12.



Figur 12: Utsnitt fra stabilitetsberegning i ulykkesgrensetilstand med jordskjelvlaster for fylling i permanent tilstand (oppfylling til kt. + 1,85).

## 5.4 **Geoteknisk vurdering, resultater**

Beregningene viser at det oppnås tilfredsstillende stabilitet iht. valgte sikkerhetsnivå. Stabilitet for sjeté/utfylling i anleggsfase, samt stabilitet i brudd- og ulykkesgrensetilstand for permanent fase anses dermed som tilstrekkelig.

Bæreevne for anleggsmaskiner under utfylling og for spunt- og pelerigger mhp. spredningsbrudd i de bløte massene under fyllingen må ivaretas gjennom benyttelse av geosynteter (se kap. 6). Styrkebidrag fra geonett/armering i og under fylling er ikke hensyntatt i stabilitetsberegningene.

Det er under utførelse av stabilitetsberegningene sett på alternative og dyperegående bruddsirkler. Disse er funnet å oppnå større sikkerhetsfaktor enn de som er gjengitt i rapporten.

## 6 Bæreevne

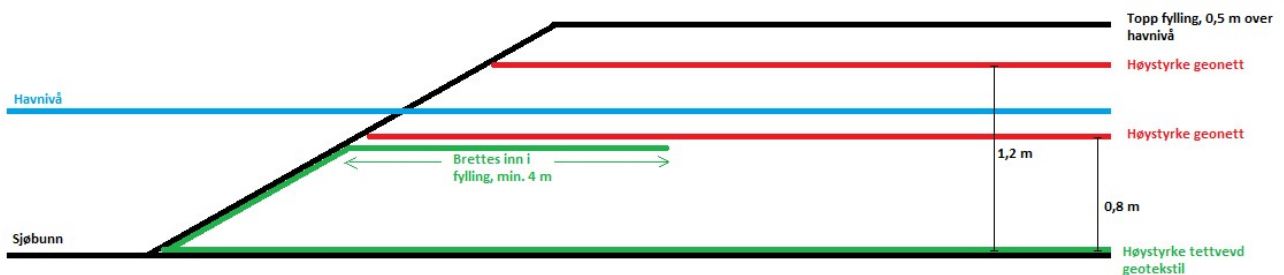
For å unngå problematikk tilknyttet spredningsbrudd under spunt- og pelerigg, samt for å oppnå tilstrekkelig bæreevne under utførelse, anses det som nødvendig å benytte jordarming.

Norconsult AS har forhørt seg med produsent av høystyrke geotekstiler og geonett for å vurdere tilgjengelighet av produkter i markedet som vil gi tilstrekkelig styrke.

Det er for vurdering utført av produsent lagt til grunn laster fra en spunt- og pelerigg med vekt 50 tonn, fordelt på belter med lengde 5,0 m og bredde 0,8 m.

Forhandler og produsent av høystyrke geotekstiler og geonett har på bakgrunn av prosjektinformasjon vurdert at det for å oppnå tilstrekkelig bæreevne vil være nødvendig å benytte:

- Høystyrke tettvevd geotekstil på sjøbunnen (strekkstyrke ved 2% tøyning min. 26,3 kN/m i lengderetning)
  - o Utlegging fra land og ut mot fyllingsfot (i praksis langs beregningsprofil for stabilitet som vist i Figur 8)
  - o 0,5 m overlapp i bredderetning
  - o Brettes inn i fyllingsfronten, min. 4 m
  
- To lag med høystyrke geonett (strekkstyrke min. 80 kN/m)
  - o Utlegging fra land og ut mot fyllingsfot (i praksis langs beregningsprofil for stabilitet som vist i Figur 8)
  - o 0,5 m overlapp i bredderetning
  - o Utlegging i nivåer 0,8 m og 1,2 m over bunn fylling



Figur 13: Tverrsnitt, forenklet prinsipp for oppbygging med geoduk og geonett. Mudring er ikke vist i figur – geotekstil (grønn) legges rundt mudring. Vurderingen forutsetter at oppbygging som vist benyttes helt inn til land.

På bakgrunn av kommunikasjon med forhandler og produsent anses det som vist at utfylling som skissert er gjennomførbart. Det bemerkes dog at foreslåtte løsning i detaljprosjekteringen vil måtte verifiseres og detaljeres ytterligere av prosjekterende geotekniker.

## 7 Forslag til gjennomføring

På bakgrunn av angivelser i kapittel 5 foreslås følgende prinsipp for etablering av fylling:

1. Det utføres mudring med omfang minst som forutsatt i stabilitetsberegningene. Mudring og utlegging av geotekstil på sjøbunn utføres seksjonsvis og suksessivt, slik at anleggsmaskiner konsekvent står på bæredyktig grunn.
  - i. Det etableres en sjeté langs fyllingsfot opp til nivå 0,8 m over havbunn (0,4 m under kote +0), og geoduk brettes inn i topp.
  - ii. Geonett etableres i 2 nivåer under videre oppfylling iht. Figur 13, før fylling etableres til nivå 0,5 m over havnivå.
2. Utfylling fra sjeté og inn mot land med rambare kvalitetsmasser (kult 22-120).
  - i. Oppbygging med geoduk og geonett videreføres inn mot land.
3. Utføring av spunt og pelearbeider.

## 8 Videre arbeider

I forbindelse med detaljprosjektering bør foreslått fremgangsmåte vurderes på bakgrunn av endelig geometri, og det må utarbeides en kontrollplan som ivaretar hensyn til sikkerhet for tiltaket, sammen med vurdering av fareidentifikasjon og restrisiko jf. Byggherreforskriftens §8 og §17.

I forbindelse med detaljprosjektering vil det som belyst i kap. 6 være behov for ytterligere detaljering av løsning med geoduk og geonett under og i fyllingen.

Det anbefales at det noe tid etter ferdigstilt utfylling utføres en ny bunnkotekartlegging av området utenfor fyllingen for sammenlikning med eks. grunnlag, for å vurdere om bunnoppressing som følge av utfylling har medført redusert fribord eller annen ulempe for tredjepart.

Behov for siltgardin under utfylling og tilsvarende tiltak må vurderes av RIM.

## 9 Kritiske forhold

Fyllingen fundamenteres på masser med høyt innhold av organisk materiale. Dette medfører at det må forventes betydelige setninger for fyllingen over lang tid. Størrelse og tidsforløp for langtidsdeformasjoner i gyttje og masser med høyt organisk innhold er vanskelige å kvantifisere, og betydningen dette vil ha for fyllingsfront og utenomhusarealer må vurderes. Dette medfører at behov for å medregne påhengslaster på peler, og ev. tiltak for å redusere disse.

Det vil bli kostbart og tidkrevende å få etablert planlagt fylling på sjø. Kostnader ved grunnarbeider mht. benyttelse av geonett og geotekstiler som beskrevet bør inngå i kalkylen for tiltaket, slik at den totale kostnaden kan vurderes opp mot alternative løsninger.

Bunnoppressing og endringer på sjøbunn som følge av utfyllingen vil kunne medføre behov for ytterligere mudring, og ulempe på tredjepart som følge av redusert fribord m.m. Det bør som angitt i kap. 8 vurderes å utføre ny bunnkotekartlegging noe tid etter utfylling til permanent nivå. Omfang bunnoppressing er forsøkt minimert ved å etablere sjeté, og angi at videre utfylling skal skje fra denne og inn mot land. Det forventes at dette vil resultere i at ev. bunnoppressing vil skje innover mot land, slik at massene ev. trygt kan fjernes og deponeres under arbeidene med utfylling.

## 9.1 *Innspill til bestemmelser for utbyggingen*

Det presiseres at løsning for å oppnå tilstrekkelig stabilitet for utfyllingen, presentert i foreliggende rapport, kun er én *mulig* løsning som dokumenterer prosjektets gjennomførbarhet. Det vil trolig bli aktuelt å gjøre justeringer i løsningsvalg i senere detaljfasen. Her nevnes bl.a. behov for å plastre arealet fremfor planlagt fylling, for å sikre dette mot erosjon.

For å ivareta problemstillingen knyttet til stabilitet mot sjø og bæreevne, foreslåes det at forholdene som er vesentlige ivaretas gjennom en bestemmelse i reguleringsplanen. Følgende forslag gis:

- Før igangsettingstillatelse gis for bygg- og anleggstiltak, skal det foretas geotekniske vurderinger og geoteknisk detaljprosjektering. Vurderingene skal beskrive konsekvensene tiltaket har for tilgrensende naboer og andre konstruksjoner, både over og under bakken. Hvor stor en ev. bunnoppressing blir, skal spesielt dokumenteres i etterkant av utbyggingen, for å påse at dette ikke har betydning for flomveier. Det skal videre gjøres en stabilitetsvurdering mot sjøen. Ved søknad skal det dokumenteres at byggegrunn i byggeområdet vil bli midlertidig og varig sikret mot ras/utglidning. Nødvendige tiltak må innarbeides for å unngå påvirkning på tilgrensende områder.

## 10 Referanser

[1] Norconsult AS, «52106072-HYD-01\_D02 Flomutredning Hellelandselv ved Egersund,» 2022.

[2] kart.finn.no, «kart.finn.no,» 07 07 2022. [Internett]. Available: kart.finn.no.

[3] Norconsult AS, «52106072-RIG-01\_J01 Feyer Brygge - Egersund. Geotekniske grunnundersøkelser - Datarapport,» 2021.

[4] Statens vegvesen, N200 Vegbygging, 2021.

[5] Standard Norge, «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,» 2021.

[6] Standard Norge, NS-EN 1998-5:2004+NA:2014, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold.

[7] Statens vegvesen, V220 Geoteknikk i vegbygging, 2018.

[8] Veset AS Survey & Inspection, «Sjømålingsrapport,» 2022.