

Grunnundersøkelser Myklebust verft

Geoteknisk vurderingsrapport

Forprosjekt og Reguleringsplan



Dokumentnr. 24205-RIG02

Versjon 1

8.11.2024



Prosjekt

Prosjektnavn:	Grunnundersøkelser Myklebust verft
Prosjektfase:	Forprosjekt og Reguleringsplan
Oppdragsgiver:	MYKLEBUST VERFT AS
Kontaktperson:	Leiv Sindre Muren

Vårt oppdrag

Oppdragsnummer:	24205A
Oppdragsleder:	Andreas Gjærum
Fagansvarlig:	Andreas Gjærum

Dokument

Dokumenttype:	Geoteknisk vurderingsrapport
---------------	------------------------------

Versjoner

Indeks	Dato	Beskrivelse	Ansvarlig	Kontroll
1	8.11.2024	Til bruk	Andreas Gjærum	Michael Huber

Sammendrag

Det planlegges å etablere en sjøfylling i Myklebustosen, rett nord for Myklebust Verft. Topp fylling planlegges å få høyden kt. +2,5. ERA Geo er i den forbindelse engasjert for å gjøre geotekniske vurderinger tilpasset reguleringsplan.

Det vurderes at området ikke ligger i løsn- eller utløpsområde for kvikklerieskred. Dermed er områdestabiliteten ivaretatt iht. NVEs kvikkleireveileder rapport 1/19 (3).

Utførte stabilitetsberegninger viser at planlagt utfylling kan utføres som ønsket forutsatt at det mudres ned til mineralske masser ved fyllingsfronten. Utfyllingen, mudringen og planlagt mur må detaljprosjekteres nærmere. Stabiliteten av fyllingen i jordskjelvsituasjon er lav, og kan sette begrensning til hvor nært fyllingsfronten det kan plasseres konstruksjoner som må prosjekteres til å motstå jordskjelvslast.

Det anbefales å kartlegge torvforekomsten i forbindelse med fyllingsarbeidene. Der det er torv i grunnen må det forventes betydelige setninger under utlegging av fyllingen, det kan også oppstå krypsetninger i torva som kan forløpe over flere tiår.

Ved fundamentering av setningsømfintlige konstruksjoner i området med torv bør det utføres forbelastning, alternativt bør konstruksjonene fundamenteres med peler til berg.

Kategorisering

Geoteknisk kategori:	2
Konsekvensklasse:	CC/RC2
Pålitelighetsklasse:	CC/RC2
Prosjekteringskontrollklasse:	PKK2
Tiltaksklasse:	2
Seismisk grunntype:	E

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	4
2	Beskrivelse av tiltaket og tomten	4
3	Grunnforhold	6
3.1	Grunnvann	7
4	Regelverk, laster og faktorer	8
4.1	Standarder.....	8
4.2	Partialfaktor	8
4.3	NVEs kvikkleireveileder 1/2019	8
4.4	Laster	9
4.5	Seismiske laster.....	9
5	Naturfare	10
6	Geotekniske vurderinger	11
6.1	Områdestabilitet.....	12
6.2	Stabilitetsberegninger	13
6.2.1	Lagdeling	13
6.2.2	Fyllingsfront og mudring	13
6.2.3	Materialparametere	13
6.3	Lokalstabilitet og bæ	Feil! Bokmerke er ikke definert.
6.4	Bæreevne	Feil! Bokmerke er ikke definert.
6.5	Setninger	Feil! Bokmerke er ikke definert.
6.6	Fylling	16
6.7	Fundamentering fremtidig konstruksjoner	Feil! Bokmerke er ikke definert.
7	Konklusjon	16
8	Implementeres eller fjernes	Feil! Bokmerke er ikke definert.
	Referanser	17

Vedlegg

Tegning V101 Situasjonsplan
Tegning V300 Lagdeling stabilitetsberegning
Tegning V301 Stabilitetsberegning effektivspenningsanalyse
Tegning V302 Stabilitetsberegning totalspenningsanalyse
Tegning V303 Stabilitetsberegning jordskjelvsituasjon
Vedlegg 1 – Tolket CPTU pkt. E2 d 10-11,5m

Foreliggende rapport er utarbeidet av ERA Geo AS, som har opphavsrett til hele og deler av rapporten. Rapporten er utarbeidet for gitt prosjekt basert på en konkret problemstilling. Geoteknikere fra andre selskaper og andre som evt. bruker rapporten videre må være kritisk til innholdet og står selv ansvarlig for egne vurderinger. Rapporten kan ikke endres uten vårt samtykke.

1 Innledning

Det planlegges å etablere en sjøfylling i Myklebustosen, rett nord for Myklebust Verft. Topp fylling planlegges å få høyden kt. +2,5. Det er opplyst til ERA Geo at fyllingsfronten er planlagt som en tørrmur.

ERA Geo er i den forbindelse engasjert for å gjøre geotekniske vurderinger tilpasset reguleringsplan.

2 Beskrivelse av tiltaket og tomten

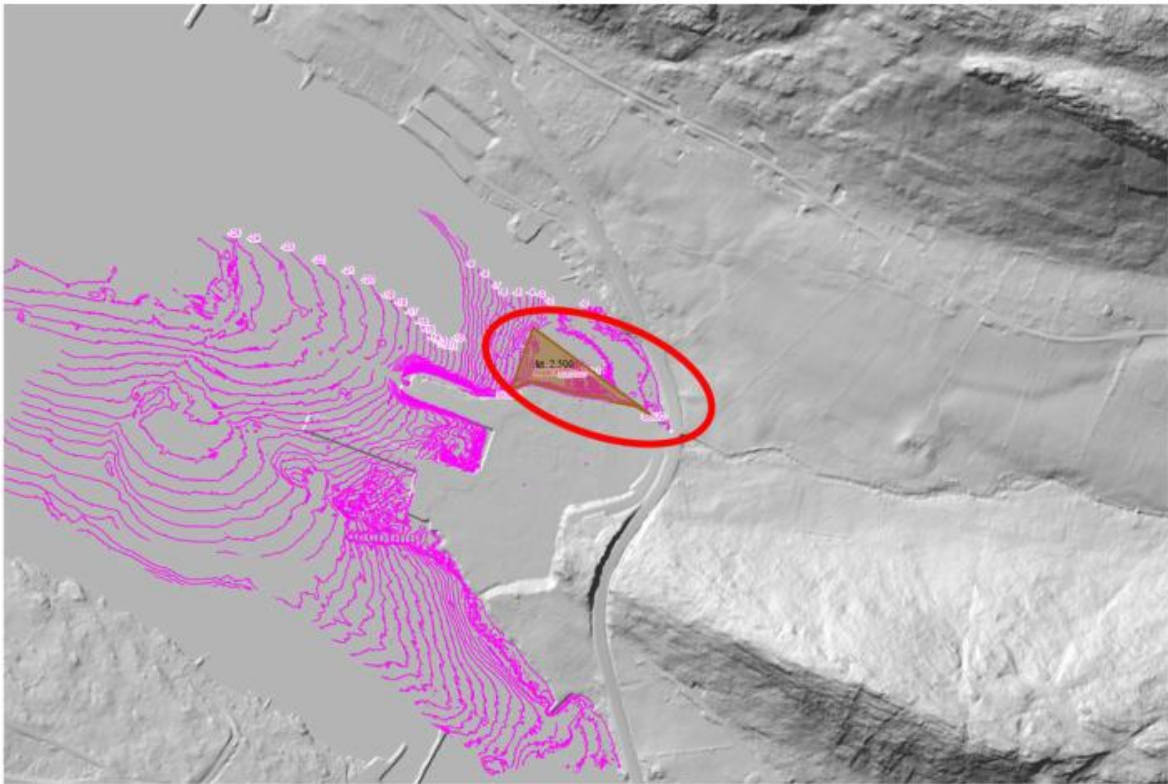
Tiltaket ligger på eiendom gnr. 18, bnr. 37 ved Gurskevegen 68 i Sande kommune slik det er vist i figur 1. Myklebust Verft ligger inne i Myklebustosen, på Gurskøya.



Figur 1: Tiltakets beliggenhet i Sande kommune (Kartverket, 21.10.2024)

Området for utfyllingen ligger innerst i en os. Terreng/sjøbunn er relativt flatt fra kt. 0 ut til kt. -2, hvor sjøbunnen begynner å helle nedover. Fra kt. -2 til -10 er helningen av sjøbunnen ca. 1:11, fra kt. -15 til -25 er helningen ca. 1:20. Terrenget på land er brattest fra nordøst hvor terrenghelningen på oversiden av Fv. 5868 er ca. 1:5,5.

ERA Geo er tilsendt utført sjøbunnskartlegging fra oppdragsgiver. Topografisk kart med Skyggerelieff og sjøbunnsinnmåling er vist i Figur 2.



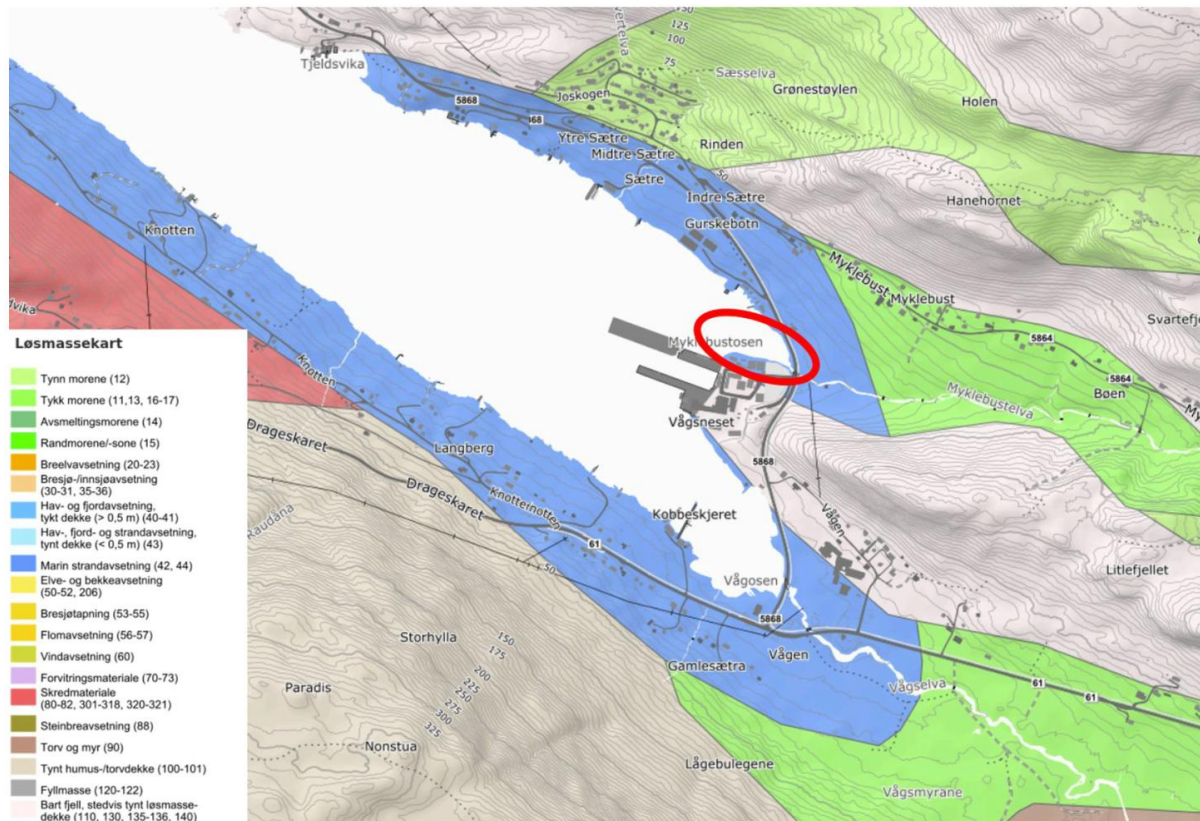
Figur 2: Topografisk kart med skyggerelieff, og sjøbunnsinnmåling (Kartverket, 7.11.2024)



Figur 3: Utklipp fra tegning s1 A10 05 fra Sporstøl arkitekter, som viser planlagt utfylling.

3 Grunnforhold

Området rundt Myklebustosen er kartlagt som marin strandavsetning, og bart fjell. Løsmassekart er vist i figur 3. Det gjøres oppmerksom på at løsmassekartet kun viser hvilken jordart som er forventet å dominere i de øverste meterne av terrengoverflaten. Tykke og tynne lag av andre jordarter kan opptre lengre ned i jordprofilen i områder der det ikke er bart berg.



Figur 4: Løsmassekart (NVE Atlas, 21.10.2024)

Det er høsten 2024 utført grunnundersøkelser for tiltaket. Disse undersøkelsene er rapportert i rapport 24205-RIG01 fra ERA Geo (1).



Figur 5 Utklipp fra Situasjonsplan V101 (1)

Grunnundersøkelsene viser noe varierende grunnforhold i de ulike boringene. Alle boringene antyder et sandig/siltig topplag med mellom 1- 3 meter mektighet. Under topplaget er det i pkt. E1 et ca. 5 meter tykt lag med antatt middels faste og faste masser. Under dette er det et løsmasselag med lav boremotstand ned til 8,2 meters dybde. Over berg på 9 meters dybde antydes det et fastere lag på ca. 0,5 meter.

I pkt. E2 er det ved opptatte prøver påvist et lag med torv under topplaget som er ca. 3 meter tykt. Utført boring antyder at torvlaget går ned til ca. 6 meters dybde hvor det er påtruffet et fast lag med ca. 4 meters tykkelse. Under dette faste laget er det påtruffet et siltlag, samt et 1 meter tykt fast lag over berg. Tykkelsen på siltlaget er ca. 2 meter.

I pkt. E3 antyder utført boring at topplaget av antatt sandig siltige masser er ca. 3 meter tykt. Fra 3 meters dybde antydes det faste masser ned til berg, 5,5 meter under terreng.

I bekken som går under Fv. 5868, og renner ut i osen, er det målt inn berg-i-dagen i forbindelse med grunnundersøkelsene.

3.1 Grunnvann

Vannstand forventes å variere med tidevannet.

Laveste astronomiske vannstand (LAT) for området er iht. Se havnivå lik kt. -1,28.

4 Regelverk, laster og faktorer

4.1 Standarder

I samsvar med gjeldende regelverk plasseres planlagt utfylling i følgende kategorier:

- Pålitelighetsklasse CC/RC2
- Tiltaksklasse 2
- Prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK2
- Geoteknisk kategori 2
- Seismisk grunntype E
- Tiltakskategori 2

Ved tiltaksklasse 2 skal det i henhold til Byggesaksforskriften § 14-7 utføres uavhengig kontroll. I tillegg settes det krav til intern systematisk kontroll og utvidet kontroll for tiltak i kontrollklasser PKK2 i henhold til Eurokode 0. Kontrollomfanget er gitt i de respektive regelverkene/standardene.

Tiltaket omfatter konvensjonelle konstruksjoner uten unormale risikoer. Videre er grunnforholdene kartlagt i tilfredsstillende omfang og vurderes oversiktlige og forutsigbare. Tiltaket plasseres derfor i geoteknisk kategori 2.

Videre begrunnelse for valgte kategorier og henvisning til relatert regelverk er gitt i vedlegg.

4.2 Partialfaktor

I henhold til Eurokode 7-1 (2), Tabell NA.A.4, er kravet til partialfaktor 1,25 for effektivspenningsanalyser og 1,4 for totalspenningsanalyser. I fotnote d i tabellen åpnes det for å tillate uendret eller forbedret partialfaktor for områdestabilitet dersom beregnet initiell partialfaktor er lavere enn kravet.

4.3 NVEs kvikkleireveileder 1/2019

Tiltaket settes i tiltakskategori K4, da området planlegges brukt til næringsformål og mulig etablering av nye bygg.

Ved tiltakskategori K4 gjelder følgende (3)

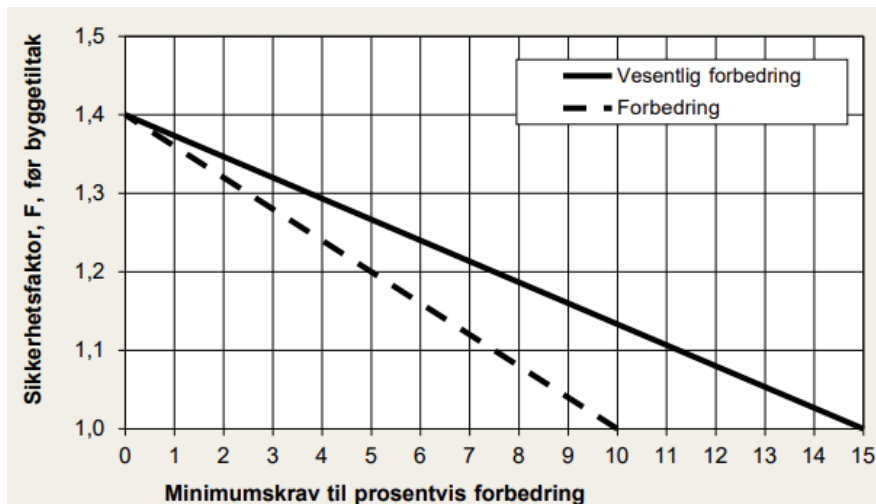
Faresonen(e) som kan berøre tiltaket må avgrenses og utredes for områdeskredfare. Krav til utredning gjelder også hvis tiltaket ligger i et utløpsområde. Erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket må forebygges. For tiltakskategori K3 ved lav faregrad er kravene til sikkerhet lik som for tiltakskategori K1.

*Hvis tiltaket forverrer stabiliteten skal det kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,40 * fs$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$, hvor fs er sprøhetsforholdet (1,15) som korrigerer for sprøbruddeffekt i de udrenerte beregningene.*

For tiltak som ikke forverrer stabiliteten er kravet til sikkerhet $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$. Ved lavere sikkerhet må F_{cu} og $F_{c\phi}$ økes prosentvis iht. Tabell 1 og Figur 6.

Tabell 1: Krav til forbedring av sikkerhetsfaktor (3)

Tiltakskategori	Lav faregrad	Middels faregrad	Høy faregrad
K3	Ikke forverring	Forbedring	
K4	Forbedring		Vesentlig forbedring



Figur 6: Krav til prosentvis forbedring av sikkerhetsfaktor (3)

For skråninger i faresonen som ligger utenfor influensområdet til tiltaket, gjelder krav til sikkerhet $F_{c\phi} \geq 1,25$, samt krav til robusthet $F_{cu} \geq 1,20$. Ved lavere sikkerhet og/eller robusthet skal F_{cu} og $F_{c\phi}$ økes prosentvis iht. Tabell 1 og Figur 6. Kriteriene for hva som kan regnes som skråninger utenfor influensområdet til tiltaket fremgår av kap. 3.3.7.

Prosentvis forbedring kan bare oppnås ved bruk av topografiske endringer og/eller bruk av lette masser. Dersom man velger å bedre områdets stabilitet ved grunnforsterkning, må en oppnå sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$ etter at sikringstiltaket er utført.

K4	Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold, samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner Bolighus/fritidsboliger med mer enn to boenheter, sykehjem, sykehus, skoler, barnehager, idrettshaller, utendørs publikumsanlegg og nærings- og industribygg
-----------	---

Figur 7: Tiltakskategori K4 (3)

4.4 Laster

I henhold til N200 (4) skal det for stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt karakteristisk last på 15 kPa for vegbane og 10 kPa for gang- og sykkelveg, gitt at lasten er ugunstig for stabiliteten. Basert på dette benyttes det terrenplast lik 15kPa på planlagt fylling, da det er opplyst at området skal kunne brukes som parkeringsareal.

I henhold til Eurokode 7-1 (2) skal det benyttes en partialfaktor for variable laster fra Tabell NA.A1.2(C), Eurokode 0 (5), ved analyse av skråninger og områdestabilitet. Det betyr at det benyttes partialfaktor for laster $\gamma_Q = 1,3$ (eller 0 hvis lasten er gunstig).

4.5 Seismiske laster

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon er i området $ag_R = 0,6 \text{ m/s}^2$. For et tilfelle hvor det plasseres et bygg eller konstruksjon på fyllingen, antas det basert på Tabell NA.4(902), Eurokode 8-1, er det antatt at tiltaket plasseres i seismisk klasse II, men seismisk klasse må verifiseres av rådgivende byggingeniør. Etter Tabell NA.3.1, Eurokode 8-1, er det vurdert at grunntype E stemmer best for den aktuelle stratigrafien. Forsterkningsfaktor, S, for denne grunntypen er 1,6 i henhold til Tabell 3.3 og NA.3.3.

Krav til seismisk dimensjonering er gitt i Eurokode 8-1 (6) blant annet basert på produktet $a_g S = \gamma_I a_{gR} S$.

Eurokode 8-5 (7), Annex A, anbefaler å benytte en topografisk amplifikasjonsfaktor S_T for konstruksjoner nær toppen av skrånninger med gjennomsnittlig helning brattere enn 15° . Helningen av sjøbunnen er mindre enn dette, så amplifikasjonsfaktor på S_T settes lik 1,0.

For dette tiltaket er $a_g S = 0,6 \text{ m/s}^2 * 1 * 1 * 1,6 = 0,96 \text{ m/s}^2$

Punkt NA.3.2.1(4) (6) påpeker at byggverk kan dimensjoneres for lav seismisitet når $a_g S \leq 1,0 \text{ m/s}^2$.

Dersom konstruksjoner oppføres i nærheten av skrånninger, må det også dokumenteres at skråningsstabiliteten under et eventuelt skjelv er tilfredsstillende.

Planlagt støttemur ved fyllingsfronten antas å klassifisere til seismisk klasse 1, og vil følge ha utelatelse for jordskjelv laster. Det gjøres imidlertid kontroll av stabiliteten til fylling og sjøbunn med seismiske laster for å kontrollere at stabiliteten a fyllingen er god nok til å senere bygge på det utfylte området. Dette gjøres ved pseudo-statiske stabilitetsanalyser der det også tas hensyn til horisontale og vertikale treghetskrefter (F_H og F_V henholdsvis) forårsaket av seismisk aktivitet. Treghetskreftene regnes ut etter

$$F_H = 0,5 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot W,$$
$$F_V = \pm 0,33 F_H,$$

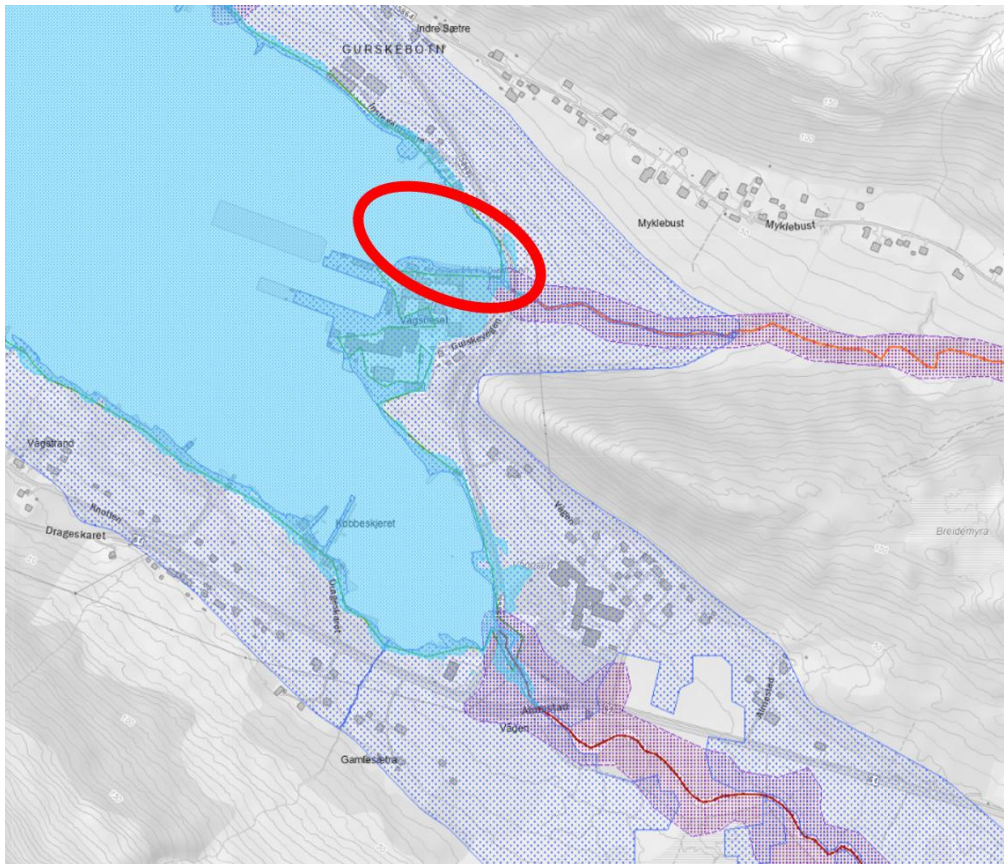
der $a_g = \gamma_I a_{gR}$, g = gravitasjonsakselerasjon og W = vekt av jordmassene som kan skli. Med verdier som oppgitt tidligere, er $F_H = 0,05 \cdot W$ og $F_V = \pm 0,015 \cdot W$.

I henhold til Eurokode 8-5 (7) kreves det partialfaktor $\gamma_{cu} \geq 1,1$ for leire og $\gamma_{cu} \geq 1,2$ for kvikkleire. For kohesjonsløse jordarter er kravet $\gamma_{\tau_{cy}}$ og $\gamma_\phi \geq 1,1$, bortsett fra for fyllmasser der det er $\gamma_{\tau_{cy}}$ og $\gamma_\phi \geq 1,2$.

For jordskjelvsituasjon kan det også aksepteres sikkerhet lavere enn 1, så fremt det ved mer avanserte beregninger kan dokumenteres at deformasjonene som utvikles i løpet av jordskjelvet er akseptable.

5 Naturfare

Det er undersøkt for registrerte naturfarer på NVE Atlas. Se Figur 8.



Figur 8: Registrerte naturfarer (NVE, 07.11.2024)

Området ligger innenfor aktsomhetsområde for kvikklerieskred. Dette omtales videre i kapittel 6.1. Ellers ligger området for planlagt oppfylling i eller i nærheten av følgende naturfarer:

- enden av aktsomhetsområdet for flom i Myklebustelva
- faresone for tsunami med $< 1/5000$ årlig sannsynlighet
- faresone for stomflo

Det gjøres oppmerksom på at oppramsede naturfarer baserer seg på at dagens terreng ligger på ca. kt. +0. Når terrenget heves til kt. +2,5 er det mulig at noen av disse naturfarene ikke er relevante. Det forutsettes at naturfarene utover fare for kvikkleireskred, som utredes i denne rapporten, ivaretas av andre fagdisipliner i videre vurderinger.

6 Geotekniske vurderinger

For planlagt utfylling er det gjort følgende vurderinger:

- Vurdering av fare for kvikkleireskred (områdestabiliteten)
- Kontroll av stabiliteten til planlagt fylling
- Innledende vurderinger for fyllingsfronten og behovet for mudring
- Innledende vurderinger for fundamentering av fremtidige konstruksjoner

Det gjøres oppmerksom på at det ikke er gjort detaljprosjektering av planlagt fylling og fyllingsfront, kun utført beregninger for å kontrollere gjennomførbarheten.

Før utlegging av fyllingen må det utføres geotekniske detaljprosjektering av de planlagte arbeidene.

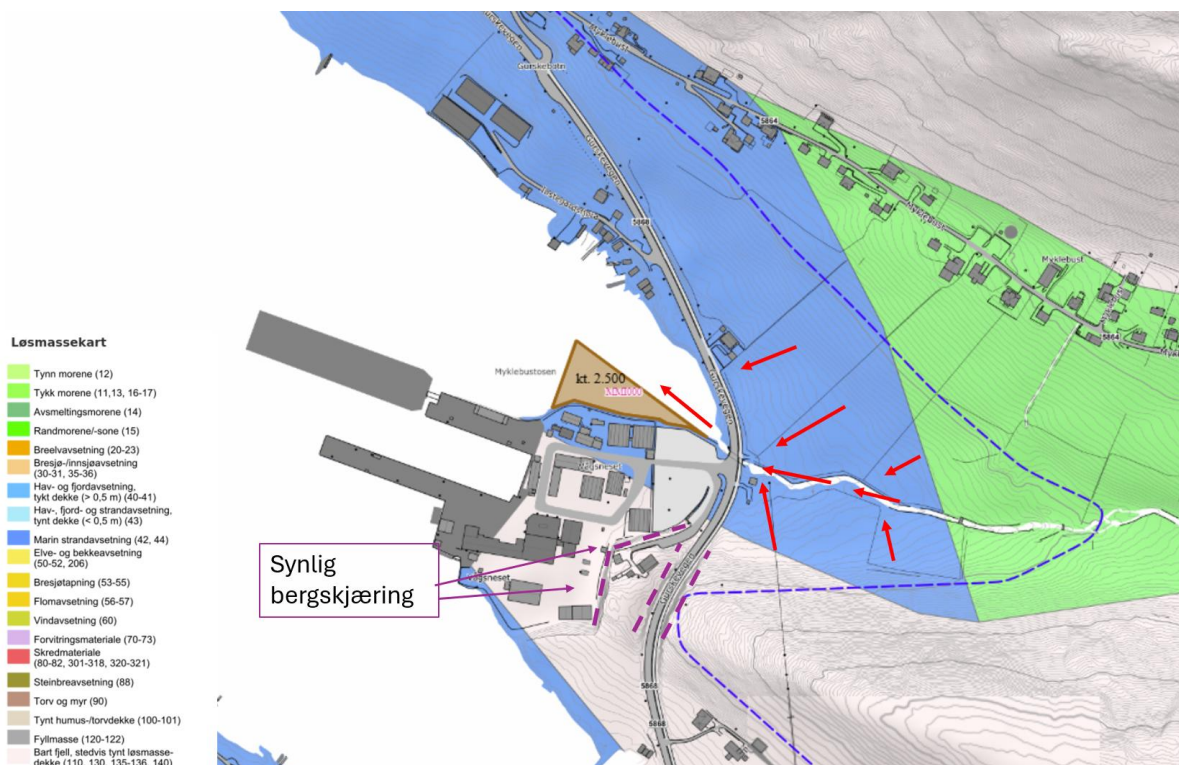
6.1 Områdestabilitet

Grunnundersøkelsene viser at det ikke er kvikkleire eller sprøbruddmateriale i området under planlagt fylling. Det kan derfor konkluderes at planlagt fylling ikke ligger i løsneområde til kvikkleireskred.

Deler av overliggende terreng er definert som «aktsomhetsområde for kvikkleireskred». Med mindre det gjøres grunnundersøkelser for å utelukke forekomst av kvikkleire i området, som på kvartærgeologisk kart er markert som marine strandavsetninger og morene, må det utredes hvorvidt fyllingen kan ligge i utøpsområdet til et eventuelt skred.

Sør-øst for området stiger det opp en bergrygg.

Ved et eventuelt hypotetisk kvikkleireskred i overliggende terreng, vurderes det at rasmassene vil følge Myklebustelva ned til osen. Med området planlagt hevet i forhold til resten av osen, vurderes det at fyllingen vil virke som en skredvoll og føre skredmassene videre utover mot sørvest, se Figur 9.



Figur 9 Kvartærgeologiske kart med markering av synlige bergskjæringer, marin grense i blått og teoretisk bevegelse av flytende kvikkleire er tegnet med røde piler.

Det vurderes følgelig at området ikke ligger i løsne- eller utløpsområde for kvikkleireskred, og at områdestabiliteten er ivaretatt iht. NVEs kvikkleireveileder rapport 1/19 (3).

Vurderingene om områdestabilitet krever ingen uavhengig kvalitetssikring, da det ikke er funnet kvikkleire eller sprøbruddmateriale på området, og at området ikke vil påvirkes av eventuelle faresoner som ligger i overliggende terreng.

Utredning av sikkerhet mot kvikkleireskred iht. NVE 1/19 er utført av foretak med tilstrekkelig kompetanse. Utredningen er utført av Andreas Gjærum som også er fagansvarlig for oppdraget. Andreas har mer enn 5 års erfaring som geotekniker og har flere referanseprosjekter å vise til. Kompetansekravet for å kunne gjennomføre utredningen er derfor ivaretatt iht. Kap. 3.1 i NVE 1/19.

6.2 Stabilitetsberegninger

Det er utført stabilitetsberegninger for å kontrollere at planlagt fylling har tilstrekkelig stabilitet ut mot fjorden. Plasseringen av terrengsnittet hvor det utføres stabilitetsberegning er vist på tegning V100. I tverrprofilene er oppfyllingen tegnet i hele tverrprofilens lengde bak fyllingsfronten, da dette anses å være representativ utstrekning av planlagt utfylling.

6.2.1 Lagdeling

Det er i boring E2 identifisert 5 ulike løsmasselag, med et topplag av sandige masser, torv, et fastere lag under torvmassene, leirig silt, samt et fastere lag ned mot berg. Det fastere laget under torva er fra bormotstand, samt boreloggen vurdert å være grusig sand.

Torvlaget er ikke funnet i boring E1 og E3 og kiles derfor ut mot øst og vest. Benyttet lagdeling er vist på tegning V300.

6.2.2 Fyllingsfront og mudring

Fyllingsfronten er planlagt nesten midt mellom pkt. E2 og E3. Med boring E2 som viser forekomst av torv, bør det forventes at det er torv under planlagt fyllingsfot. Dersom det er torv ved fyllingsfoten vil det være nødvendig å mudre bort torvlaget, og fylle tilbake med gode sprengsteinsmasser i det mudrede området før resten av fyllingen opparbeides.

I utført stabilitetsberegning er det forutsatt at det mudres ned til underliggende lag av antatt grusig sand, med tilbakefylling av sprengstein. Geometrien til mudringen, fyllingsfronten og tørrmuren må detaljprosjekteres.

6.2.3 Materialparametere

Ved kontroll av stabiliteten til planlagt fylling er det brukt materialparametere som angitt i

Tabell 2. Med unntak av den udrenerte skjærfastheten til silt som er tolket fra utført CPTU, og styrken til torva, baserer materialparameterne seg på erfaringsverdider fra Statens vegvesen Håndbok N-V220 (8).

Oppførselen til torva er sterkt avhengig av belastning, men torva gis en antatt konservativ styrke som vist i

Tabell 2.

Utført trykksondering i det leirige siltlaget i pkt. E2 viste ikke tegn til poreoppbygning, som indikerer at materialet i utgangspunktet kanskje bare har en drenert oppførsel. Trykksonderingen gir imidlertid grunnlag for å tolke en udrenert skjærfasthet, tolkningen av denne er vist på vedlegg 1. Skjærfastheten til silten er for enkelhetsskyld modellert med en konstant aktiv skjærfasthet lik 100 kPa, selv om trykksonderingen viser at skjærfastheten øker med dybden.

Tabell 2: Materialparametere for stabilitetsanalyse

Materiale	Tyngdettethet (kN/m ³)	Friksjonsvinkel (°)	Attraksjon (kPa)	Udrenert skjærstyrke (kPa)	Anisotropifaktorer		
					A	D	P
Fylling	19	42	10	-	-		
Fyllmasse mudring	19	42	0	-	-		
Topplag av sand	18	33	3	-	-		
Torv	15	20	5	-	-		
Grusig sand	19	36	0	-	-		
Silt	20	32	5	100 kPa	1	0,63	0,35

*Erfaringsverdi/V220 (8)

**Verdi utregnet fra laboratorieanalyse, basert på empirisk formel

***Tolket fra laboratorieanalyse/grunnundersøkelse

6.3 Jordskjelvanalyse

Beregningen med jordskjelvlaster utføres med normalvannstand, altså med vannstand på kt. +0. Lasten på terreng reduseres med 70% i kombinasjon med seismiske laster iht. tabell EC0.NA.A1. Dette medfører at dimensjonerende terrenglast i denne beregningen blir $15 \text{ kPa} \cdot 0,7 = 4,5 \text{ kN/m}^2$.

I stabilitetsberegningen med jordskjelv antas det at sprengstein og den grusige sanden har en drenert oppførsel.

Den udrenert skjærfastheten til siltlaget i jordskjelvsituasjon beregnes som $S_{U,jordskjelv} = S_U^{Dss} \cdot 0,85 \cdot 1,4$ iht. Statens vegvesen sin rapport nr. 604 (9). Siltens udrenerte styrke blir følgelig $S_{U,jordskjelv} = 0,65 \cdot 100 \text{ kPa} \cdot 0,85 \cdot 1,4 = 75 \text{ kPa}$.

Den sykliske udrenert skjærfastheten $\tau_{cy,u}$ til det sandige topplaget og torvlaget beregnes som $\tau_{cy,u} = 0,16 \cdot \sigma'_v$ foran fyllingen. Under planlagt fylling antas det at lagringstettheten øker noe som følge av oppfyllingen, så den sykliske udrenert skjærfastheten $\tau_{cy,u}$ til det sandige topplaget og torvlaget beregnes her som $\tau_{cy,u} = 0,19 \cdot \sigma'_v$. Erfaringsverdiene for syklisk udrenert skjærfasthet er hentet fra jordskjelvrapporten til Statens vegvesen om tilsvarende laveste erfaringsverdiene for silt og sand med relativ lagringstetthet $D_r = 40\%$ og 50% .

6.4 Beregningsresultat

Beregninger på tegning V301 og V302 viser at dersom torva masseutskiftes kan det forventes god stabilitet av fyllingen og fyllingsfronten. Det er i utførte beregninger lagt til grunn at det masseutskiftes slik at det oppnås kontakt med underliggende mineralske masser i minimum 3 meters bredde. Bredden på masseutskiftningen må også sees i sammenheng med bæreevnen til den planlagte tørrmuren i fyllingsfronten.

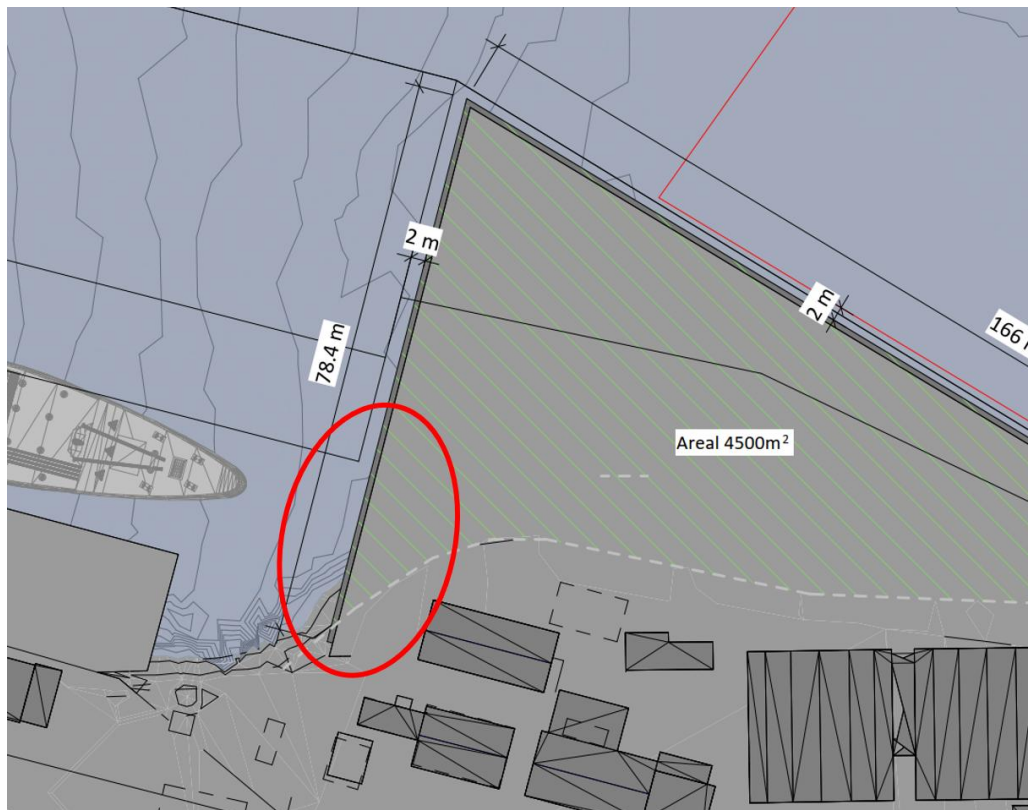
Beregningsresultat for jordskjelvsituasjon, på tegning V303, viser at dersom det skal oppføres konstruksjoner som iht. Eurokode 8-1 må dimensjoneres for jordskjelvlaster kan det være nødvendig at konstruksjonen flyttes vekk fra fyllingsfronten. Å øke bredden på mudringen vil imidlertid gi bedre stabiliteten i jordskjelvsituasjon. Det bemerkes at utført beregning må anses å være veiledende hva gjelder stabilitet i jordskjelvsituasjon.

6.5 Mudring

Ved planlagt fyllingsfront ligger sjøbunnen på ca. kt. -4. Boring i pkt. E2 viser torv ned til kt. -7,5. Dette betyr at det bør forventes mudring til 3,5 meter under sjøbunn.

Boring E2 er utført ca. 25 meter fra fyllingsfronten og grunnforholdene kan ha endret seg på denne avstanden. 35 meter forbi fyllingsfronten, mot fjorden, i pkt. E1 er det ikke mulig å se igjen torvlaget som er påvist i pkt. E2.

Inn mot eksisterende fyllingsfront, i det sørvestre hjørne av fyllingen, se Figur 10, er det viktig at mudringen ikke undergraver eksisterende fyllingsfot. Hvordan mudringen bør utføres her må detaljprosjekteres.



Figur 10 Angivelse av kritisk punkt for anbefalt mudring

6.6 Setninger

Med planlagt fylling utlagt på terreng med torvlag i grunnen må det forventes betydelige setninger under utlegging av fylling. Etter at fyllingen er lagt ut kan det også pågå krypsetninger i torv. Krypsetninger i torv kan påløpe over flere tiår etter at fyllingen er lagt ut.

6.7 Fundamentering

Dersom det planlegges å oppføre bygg som er følsomme for skjevsetninger, anbefales det å legge ut forbelastning med overhøyde i forhold til planlagt last og overvåke setningene ved å etablere fastpunkt på fyllingen som måles med jevne mellomrom. Det anbefales å involvere geotekniker dersom det planlegges å legge ut forbelastning for nye konstruksjoner.

Alternativ til forbelastning eller dersom konstruksjonen har store konsentrerte laster bør pelefunderes til berg.

Under arbeidet med fyllingen anbefales det å utføre prøvegravinger i en rekke posisjoner for å avdekke yttergrensen til det påviste torvlaget i pkt. E2. Dette er veldig nyttig informasjon dersom det senere skal fundamenters konstruksjoner på fyllingen.

Ved god planlegging vil det også være mulig å masseutskifte torvlaget, i forbindelse med utlegging av fyllingen. For på den måten etablere områder med gode fundamenteringsforhold.

6.8 Fylling, fyllingsfront og tørrmur

Det presiseres igjen at fyllingsfronten, planlagt tørrmur og mudring må detaljprosjekteres nærmere av geotekniker. Det er i snitt 1 kun vurdert stabiliteten ut mot fjorden. Oppdragsgiver har lurt på hvorvidt det vil være nødvendig å masseutskifte torva også under fyllingsfronten som ligger mot osen. Dersom det også er planlagt å etablere fyllingsfronten mot osen som en tørrmur, vil det være tilrådelig å masseutskifte under muren der det er torv. Dersom fyllingsfronten mot osen imidlertid anlegges som en fyllingsfront, f.eks. med helning 1:1,5, bør det gå greit å legge ut fyllingsfoten på stedlige masser, så fremt det kan aksepteres at fyllingsfronten i perioder vil sige en del.

Det anbefales at fyllingen etableres av kvalitetsmasser av velgradert sprengstein med steinstørrelse $D \leq 2/3$ av lagtykkelsen (11). Anbefalt lagtykkelse for hver komprimering er 1 meter, avhengig av komprimeringsutstyr. Komprimering utføres iht. NS 3458 (12).

Det er fullt mulig å benytte andre løsmasser enn sprengstein til oppfyllingen. Dersom det er tilgang på løsmasser lokalt i området, vil det være bra for miljøet og være det bærekraftige valget. Ofte kan løsmasser som sand og grus gi like gode fyllinger for mindre bygg; gjerne til lavere innkjøpspris. Det bemerkes at massene trenger gjerne litt slakere skråninger og litt mer komprimering.

Ved bruk av andre løsmasser enn sprengstein, anbefales det at det tas noen enkle laboratorieundersøkelser som f. eks sikting og glødetap av massene, og at helning på skråninger og prosedyre for oppfylling vurderes basert på de faktiske løsmassene en vil bruke. Dette kan gjennomføres i detaljprosjekteringen.

7 Konklusjon

Det vurderes at området ikke ligger i løsne- eller utløpsområde, og at områdestabiliteten er ivarettatt iht. NVEs kvikkleireveileder rapport 1/19 (3).

Utførte stabilitetsberegninger viser at planlagt utfylling kan utføres som ønsket forutsatt at det mudres ned til mineralske masser ved fyllingsfronten. Utfyllingen, mudringen og planlagt mur må detaljprosjekteres nærmere. Stabiliteten av fyllingen i jordskjelvsituasjon er lav, og kan sette begrensning til hvor nært fyllingsfronten det kan plasseres konstruksjoner som må prosjekteres til å motstå jordskjelvlaster.

Det anbefales å kartlegge torvforekomsten i forbindelse med fyllingsarbeidene. Der det er torv i grunnen må det forventes betydelige setninger under utlegging av fyllingen, det kan også oppstå kryptsetninger i torva som kan forløpe over flere tiår.

Ved fundamentering av setningsømfintlige konstruksjoner i området med torv bør det utføres forbelastning, alternativt bør konstruksjonene fundamenters med peler til berg.

Referanser

1. **24205-RIG01 Grunnundersøkelser Myklebust verft - Geoteknisk datarapport . 8.11.2024.**
2. Standard Norge. **NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler. 2020.**
3. Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE. **Veileder 1/2019 - Sikkerhet mot kvikkleireskred - Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper. 2020.**
4. Statens vegvesen. **Vegnormal N200 Vegbygging. 2022.**
5. Standard Norge. **NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. 2016.**
6. —. **NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. 2014.**
7. —. **NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold. 2014.**
8. Statens vegvesen. **Veiledning N-V220 Geoteknikk i vegbygging. 2023.**
9. Statens vegvesen . **Rapport nr.604 - Jordskjelv design i Statens vegvesen . 2017.**
10. RVO. **Veileder for grøftearbeid. 2022.**
11. Statens vegvesen. **Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. 2012.**
12. Standard Norge. **NS 3458:2004 Komprimering - Krav og utførelse. 2004.**
13. Direktoratet for byggkvalitet. **Byggesaksforskriften (SAK10) - Publikasjonsnummer: HO-1/2011. 2011.**
14. Kartverket. Norgeskart. [Internett] norgeskart.no.

Vedlegg: Kategorisering iht. regelverk

Valg av geoteknisk kategori

Kapittel 2.1 i NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 definerer geoteknisk kategori, som kan benyttes til å fastsette kravene til geoteknisk prosjektering. Ut fra konstruksjonenes kompleksitet og fundamenteringsforhold, samt vurdering av grunnens kompleksitet settes det for dette oppdraget geoteknisk kategori .

Valg av konsekvensklasse

Konsekvensklasse (CC) defineres ut fra kriterier gitt i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, tillegg B.

Prosjektet vurderes å ha middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser, og settes dermed i CC2.

Valg av pålitelighetsklasse CC/RC

Tabell NA.A1 (901) i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 angir veiledende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. Det er i tabellen delt opp i pålitelighetsklasse CC/RC for klasse 1 til 4. Pålitelighetsklassen er direkte knyttet opp mot konsekvensklassen (CC).

Grunnforhold og tiltak anses som enkelt og oversiktlig. Med dette plasseres disse arbeidene i pålitelighetsklasse CC/RC2.

Valg av prosjekteringskontrollklasse

Avhengig av konstruksjonens eller konstruksjonsdelens pålitelighetsklasse, er krav til prosjekteringskontroll klassifisert som prosjekteringskontrollklasse PKK, angitt i Tabell NA.A1 (902) i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.

For pålitelighetsklasse 2, settes minste prosjekteringskontrollklasse PKK2. Det settes da krav til egenkontroll og intern systematisk kontroll. I tillegg settes det krav til utvidet kontroll. I PKK2 kan den utvidete kontrollen begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretak.

Valg av tiltaksklasse

Tiltaksklasse fastsettes ut fra Tabell 2 i veilederen til Byggesaksforskriften § 9-4. Fastsetting av tiltaksklasse er viktig for at oppgaven skal ansvarsbelegges med rett kompetanse. Ved søknad om tillatelse til tiltak skal forslag på tiltaksklasse angis, men det er kommunen som fastsetter tiltaksklassen.

Kriterier for tiltaksplassering for prosjektering bestemmer tiltaksklasse for prosjektet.

Tiltaksklasse 1 for geoteknikk omfatter blant annet fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990+NA plasseres i pålitelighetsklasse 1.

Valg av seismisk grunntype

På grunnlag av avstand til berg og type løsmasse på tomten skal det settes Grunntype etter Tabell NA.3.1 i NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. For dette aktuelle prosjektet settes det generelt seismisk grunntype . For grunntype A-E settes parameterne etter tabell NA.3.3 i NS-EN 1998-1.

For fastsettelse av spissverdien for berggrunnens akselerasjon, a_{gR} , benyttes tabell NA.3.2(901 til 911) i NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. For det aktuelle tiltaket er spissverdien for berggrunnens akselerasjon på 0.6m/s^2 .

Det skal ut fra NVE veileder nr. 1-2019 Tabell 3.1 og 3.2 settes tiltakskategori. Denne defineres ut fra påvirkningen tiltaket har på omgivelsene, samt hvilket tiltak det er snakk om, med tanke på menneskelig tilflytning. Tiltakskategorien setter sammen med kvikkleiresonens faregrad før utbygging, hvilke sikkerhetsfaktorer som skal være ivaretatt for områdestabilitet, samt krav til kontrollregime. For dette tiltaket settes det tiltakskategori: og faregrad før utbygging: .



Vi gir deg trygg grunn.

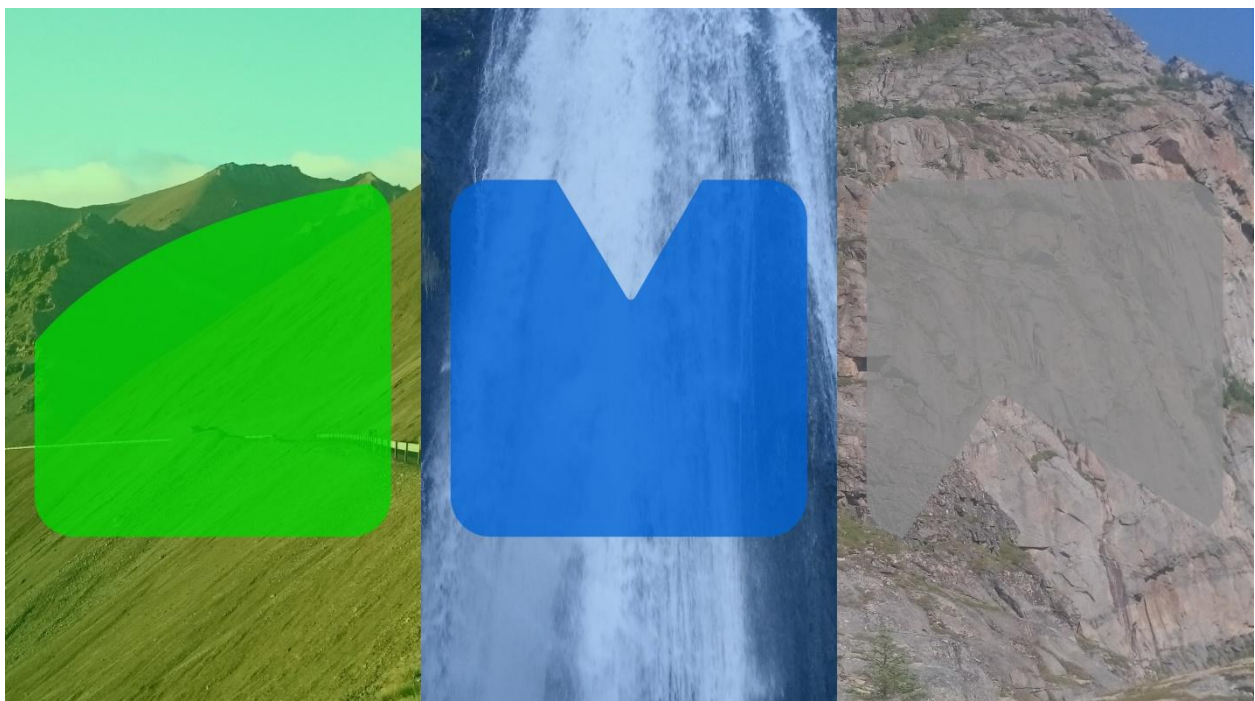
ERA Geo er et uavhengig spesialiselskap innenfor geoteknikk, som jobber aktivt i det geotekniske miljøet. Vi bistår i prosjekter over hele Norge.

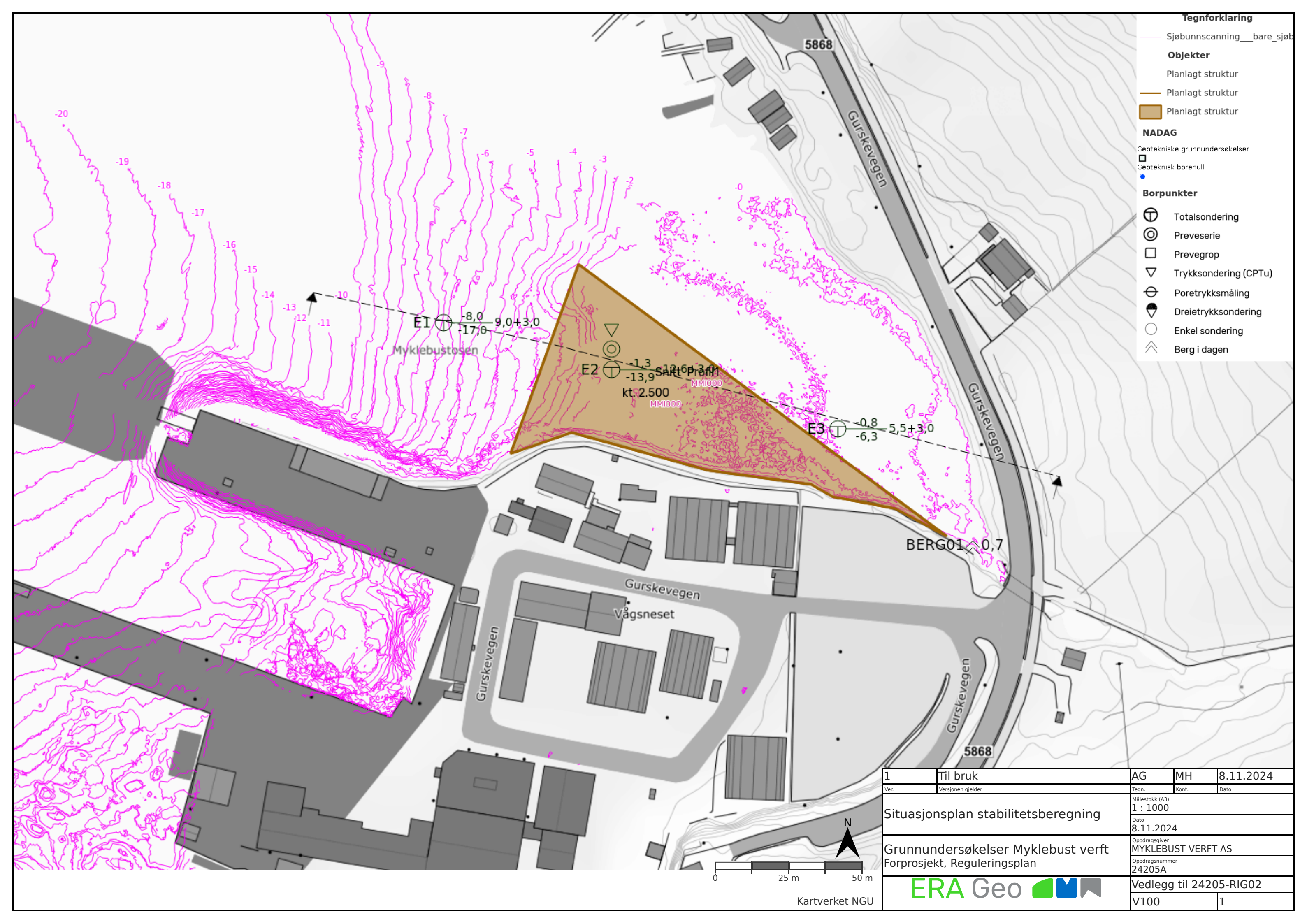
ERA Geo AS
era-geo.no

Verftsgata 10
6416 Molde

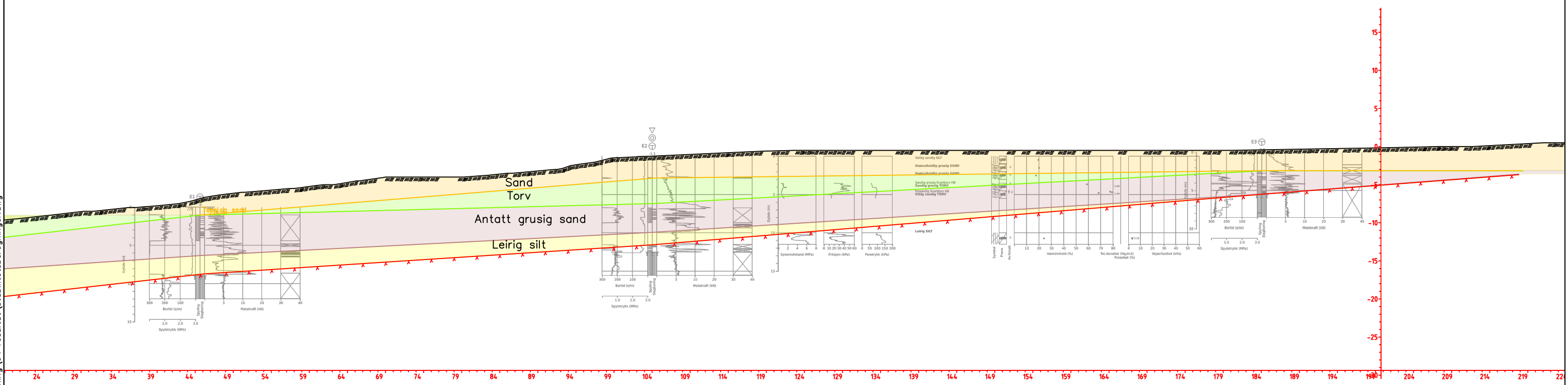
Tel.: 70 23 89 00
post@era-geo.no

Org.nr. NO 920 591 035 MVA





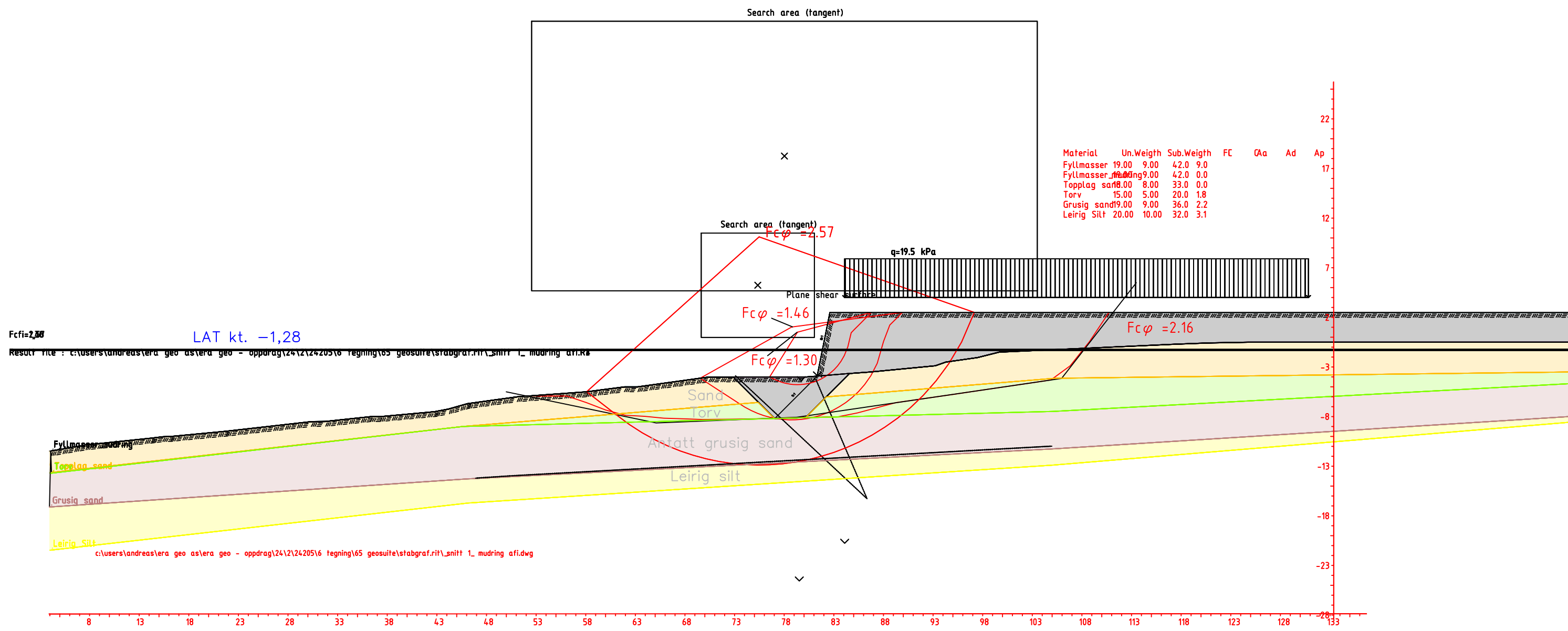
c:\users\andreas\era_geo_as\era_geo - oppdrag\24\2\24205\6 tegning\64 resultat\stabilitetsberegninger.dwg 08.11.2024 03:09



I pkt. E2 er bergoverflaten lagt rett under siltlaget, fremfor å inkludere et nytt fastere lag under silten.

0	Til bruk	AG	MH	08.11.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Lagdeling stabilitetsanalyse Snitt 1		Målestokk(A3) 1:500		
		Dato 08.11.2024		
Grunnundersøkelser Myklebust verft		Kunde Myklebust Verft AS		
		Oppdragsnr. 24205		
70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde		V300		V0

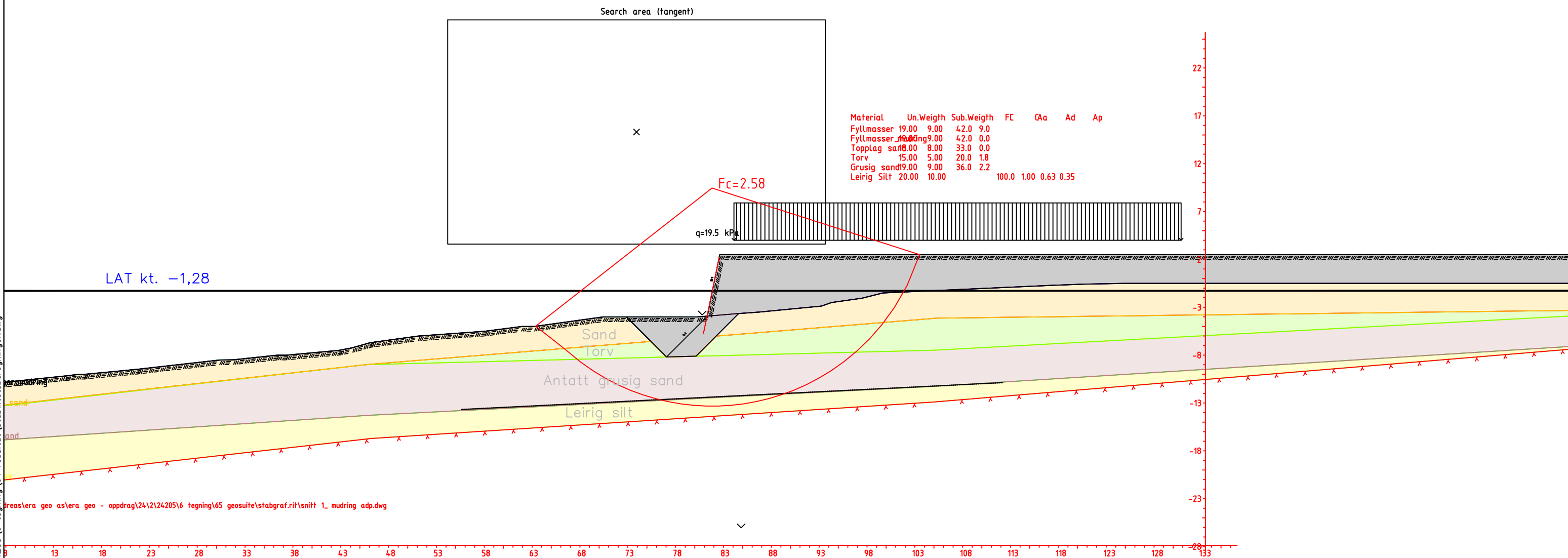
c:\users\andreas\era geo as\era geo - oppdrag\24\2\24205\6 tegning\64 resultat\stabilitetsberegninger.dwg 08.11.2024 03:08



0	Til bruk	AG	MH	08.11.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Effektivspenningsanalyse		Målestokk(A3)		
Snitt 1		1: 400		
		Dato		
		08.11.2024		
Grunnundersøkelser Myklebust verft		Kunde		
		Myklebust Verft AS		
		Oppdragsnr.		
		24205		
ERA Geo				
70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde				
		V301	V0	

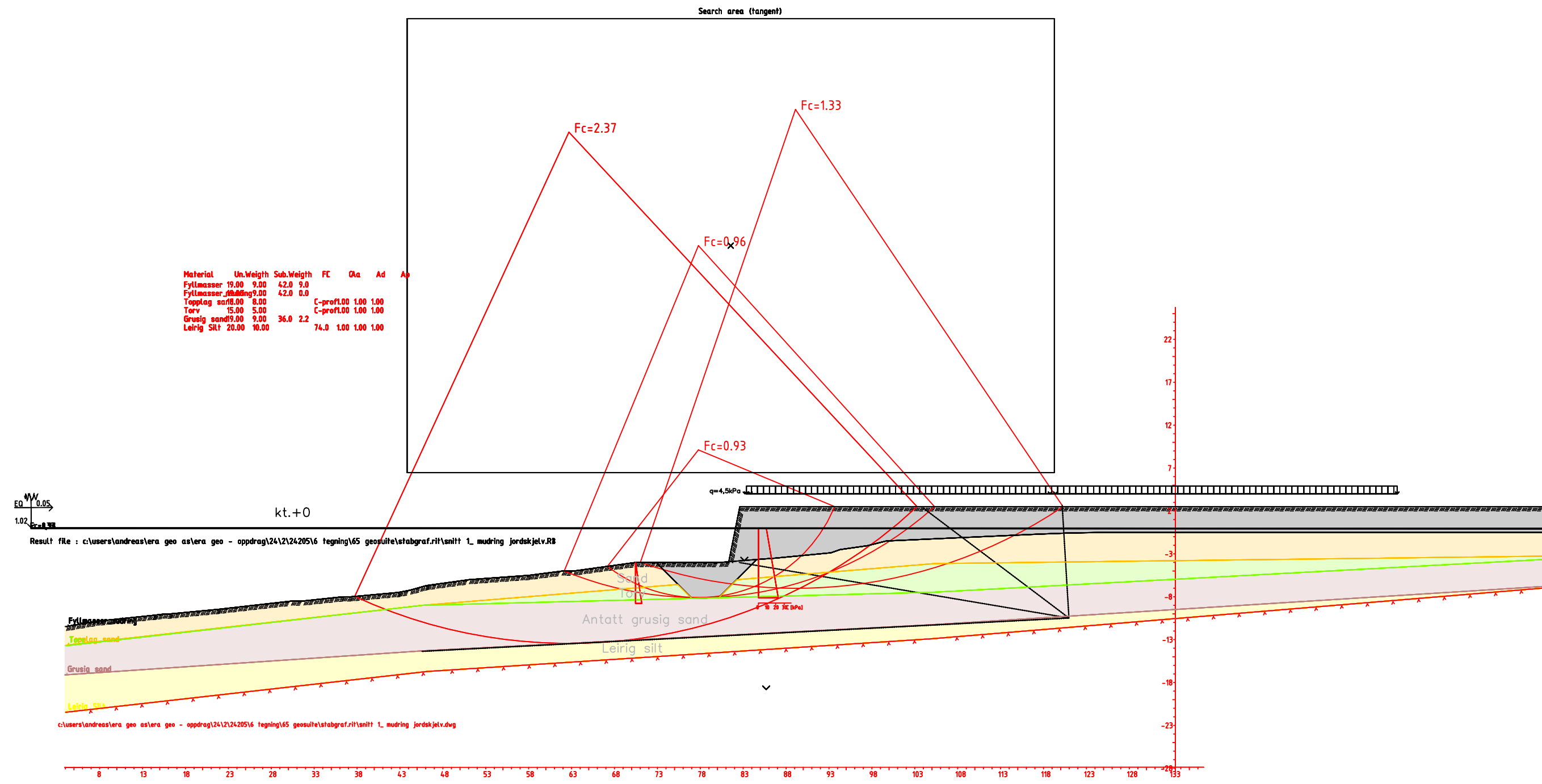
c:\users\andreas\era geo as\era geo - oppdrag\24\2\24205\6 tegning\65 geosuite\stabgraf.rit\snitt 1_mudring adp.dwg

08.11.2024 03:08




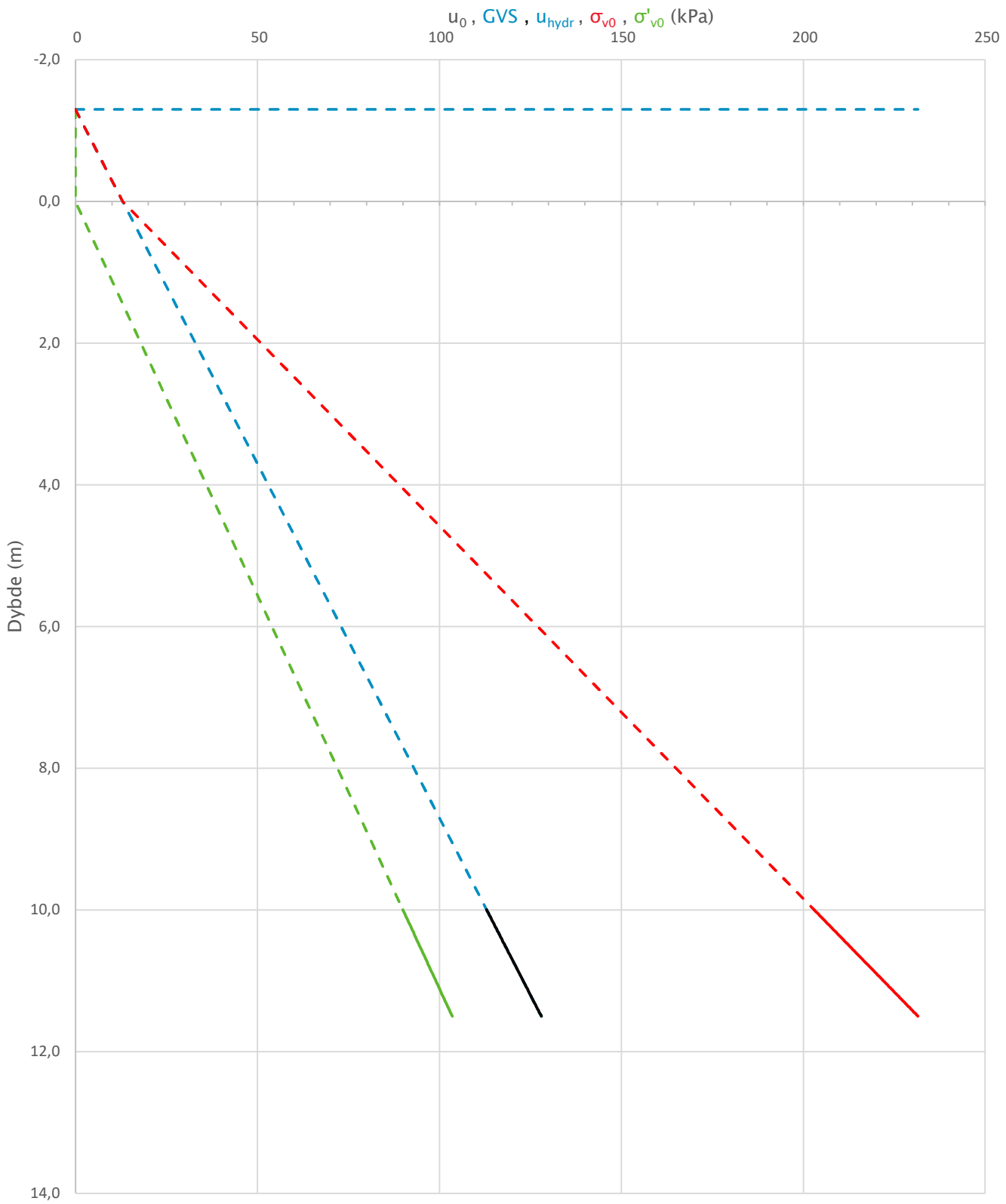
0	Til bruk	AG	MH	08.11.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Totalspenningsanalyse		Målestokk(A3)		
Snitt 1		1: 400		
		Dato		
		08.11.2024		
Grunnundersøkelser Myklebust verft		Kunde		
		Myklebust Verft AS		
		Oppdragsnr.		
		24205		
ERA Geo				
70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde				
V302			V0	


c:\users\andreas\era geo as\era geo - oppdrag\24\2\24205\6 tegning\64 resultat\stabilitetsberegninger.dwg 08.11.2024 03:07

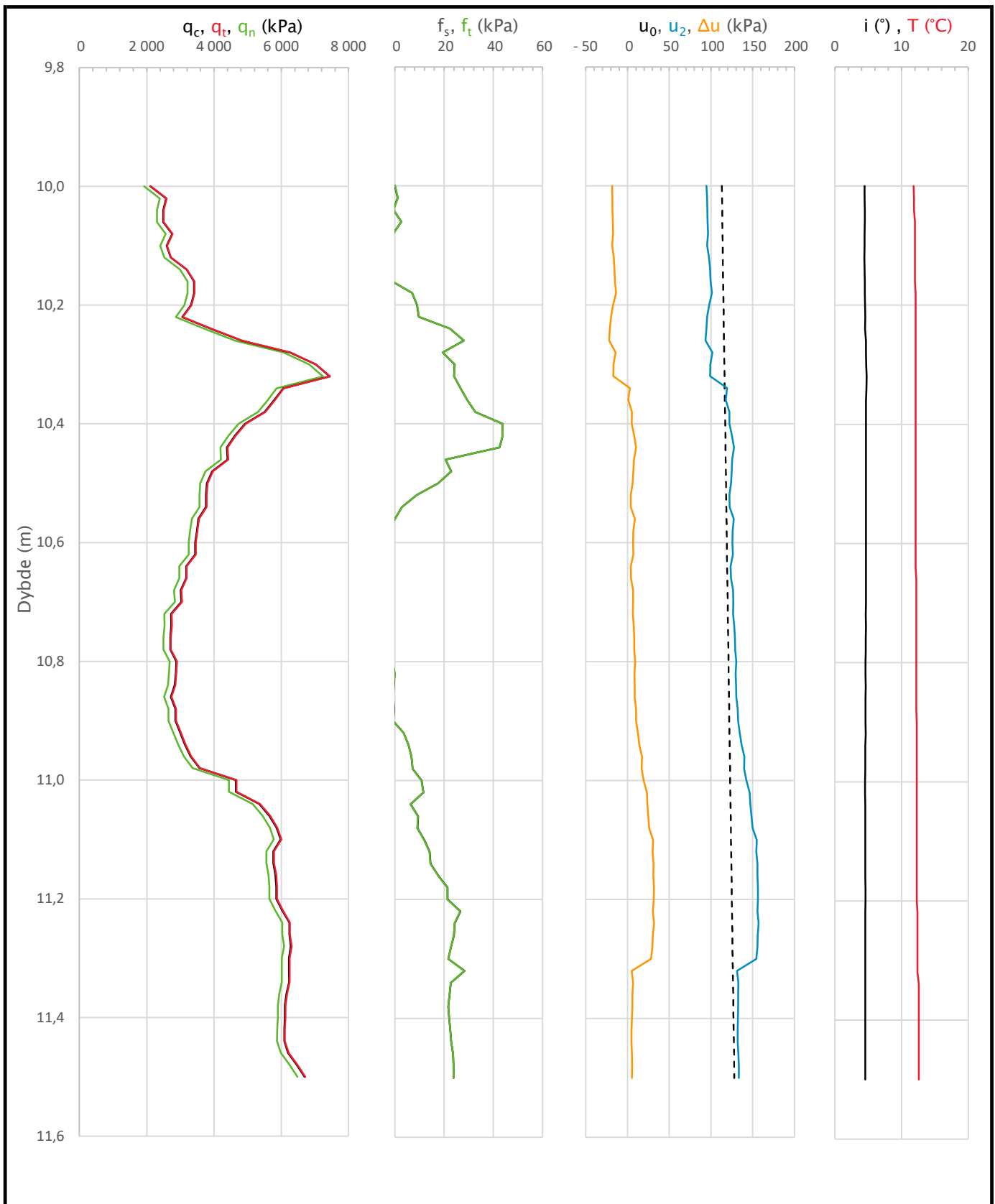


0	Til bruk	AG	MH	08.11.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Stabilitet jordskjelvsituasjon		Målestokk(A3) 1: 500		
Snitt 1		Dato 08.11.2024		
Grunnundersøkelser Myklebust verft		Kunde Myklebust Verft AS		
		Oppdragsnr. 24205		
ERA Geo				
70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde		V303		V0

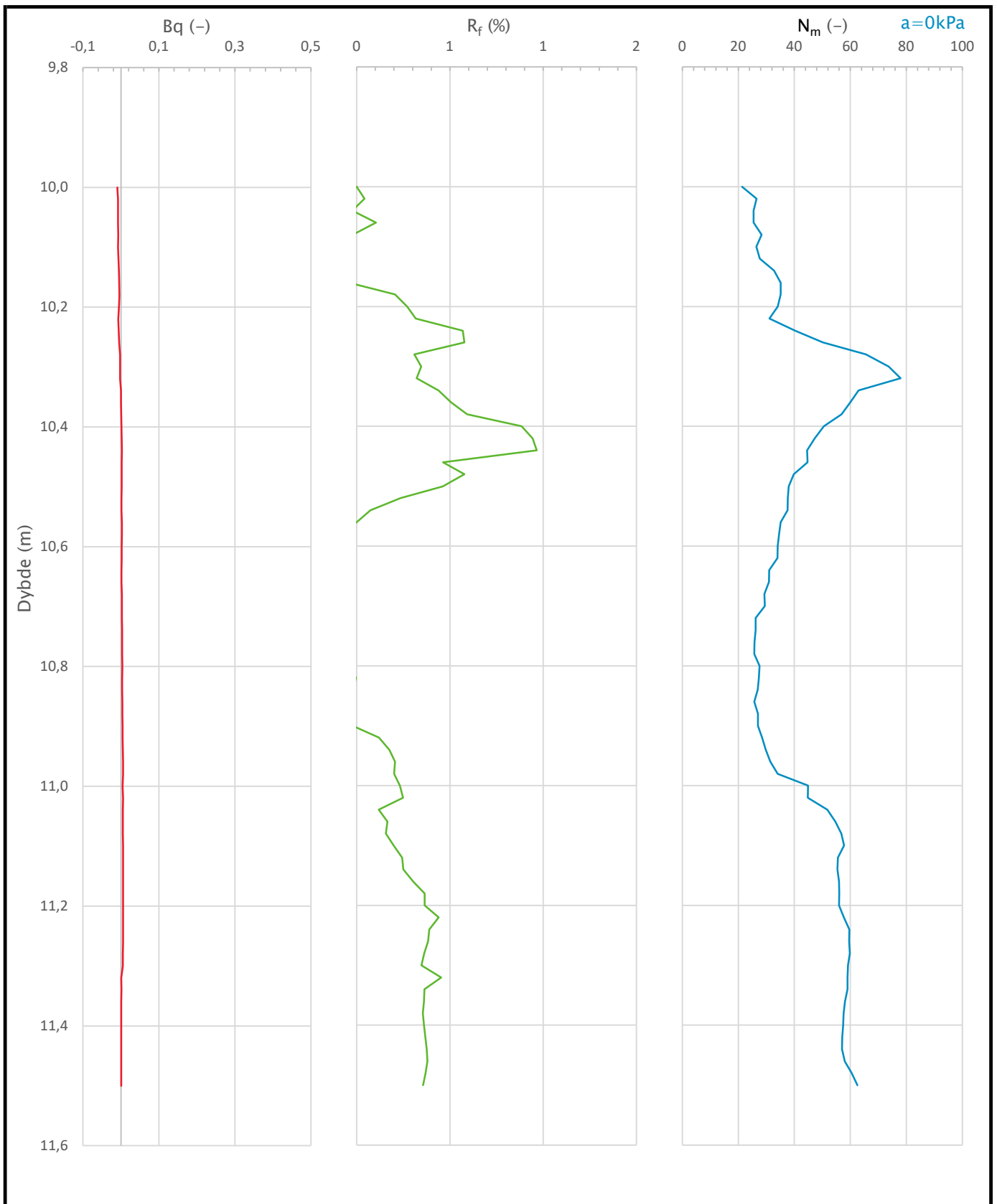
Sonde og utførelse						
Sondennummer	5748		Boreleder		Sigurd	
Type sonde	Nova		Temperaturendring (°C)		0,8	
Kalibreringsdato	03.10.2023		Maks helning (°)		4,8	
Dato sondering	26.09.2024		Maks avstand målinger (m)		0,02	
Filtertype	Spaltefilter					
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		0,5		2	
Måleområde (MPa)	50		0,5		2	
Skaleringsfaktor	1253		3996		3565	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,6089		0,0095		0,0214	
Arealforhold	0,8570		0,0000			
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	15,822		0,2		0,818	
Temperaturområde (°C)	35					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	7631,7		115,8		252,4	
Registrert etter sondering (kPa)	-17,7		-0,2		8,4	
Avvik under sondering(kPa)	17,7		0,2		8,4	
Maksimal temperatureffekt (kPa)	0,4		0,0		0,0	
Maksverdi under sondering (kPa)	7435,1		43,8		157,0	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	18,7	0,3	0,2	0,5	8,4	5,4
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	1	1	1	1	1	OBS
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon	Poretrykk	Helning	Temperatur		
OK	OK	OK	OK	OK		
Kommentarer:						
Prosjekt		Prosjektnummer: 24205 Rapportnummer: 24205-RIG01			Borhull Kote -1,3	
Grunnundersøkelser Myklebust verft					E2	
Innhold					Sondennummer	
Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet					5748	
	Utført	Kontrollert	Godkjent		Anvend.klasse	
	AG	MH	AG		1	
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon		Figur	
	Ekstern konsulent	26.09.2024	Rev. dato		1	




Prosjekt		Prosjektnummer: 24205 Rapportnummer: 24205-RIG01		Borhull	Kote -1,3
Grunnundersøkelser Myklebust verft				E2	
Innhold				Sondennummer	
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger				5748	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	1
	AG	MH	AG	Figur	2
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon		
Ekstern konsulent	26.09.2024	Rev. dato			

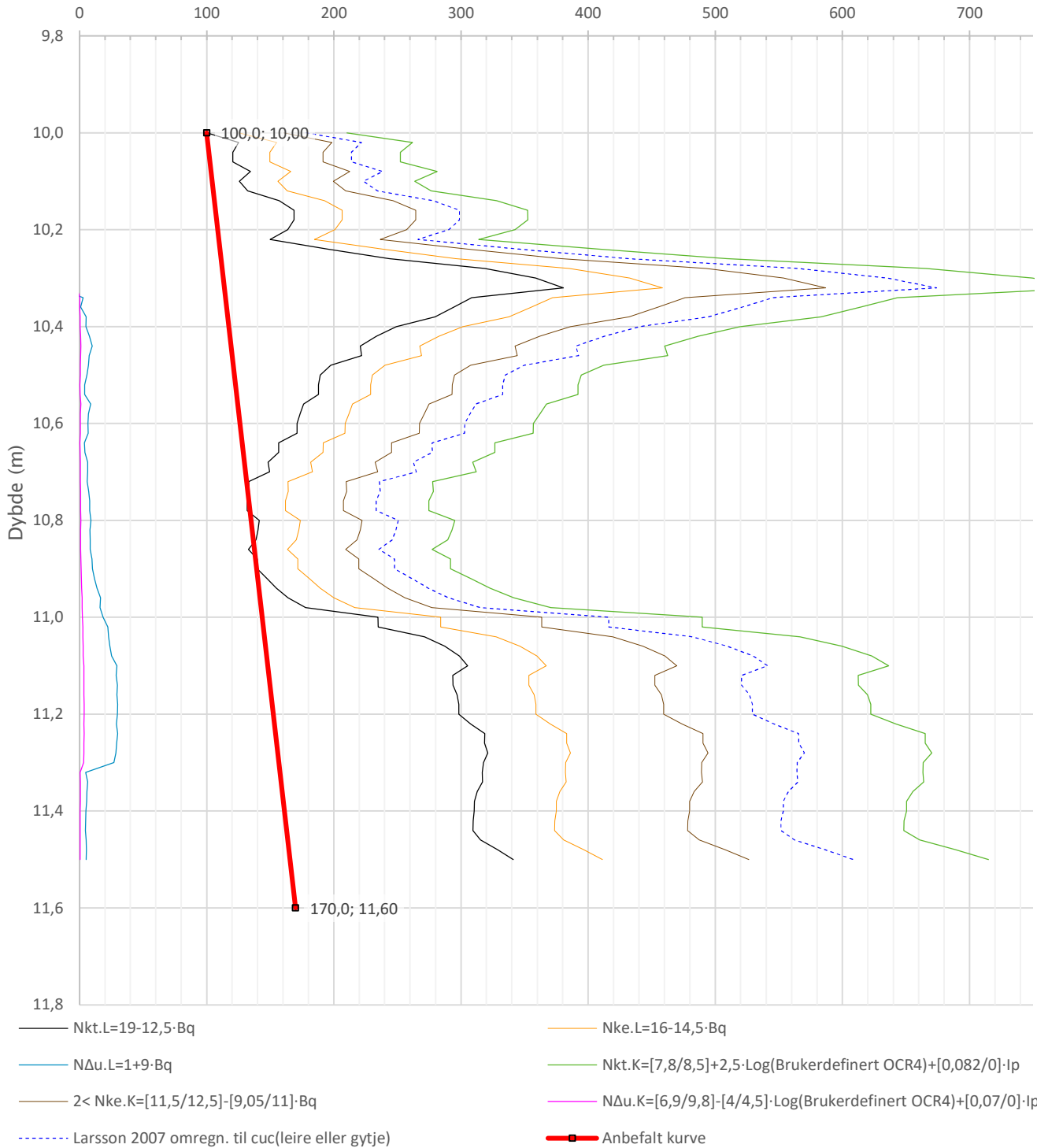



Prosjekt		Prosjektnummer: 24205 Rapportnummer: 24205-RIG01		Borhull	Kote -1,3
Grunnundersøkelser Myklebust verft				E2	
Innhold				Sondenummer	
Måledata og korrigerte måleverdier				5748	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	1
	AG	MH	AG	Figur	3
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon		
	Ekstern konsulent	26.09.2024	Rev. dato		



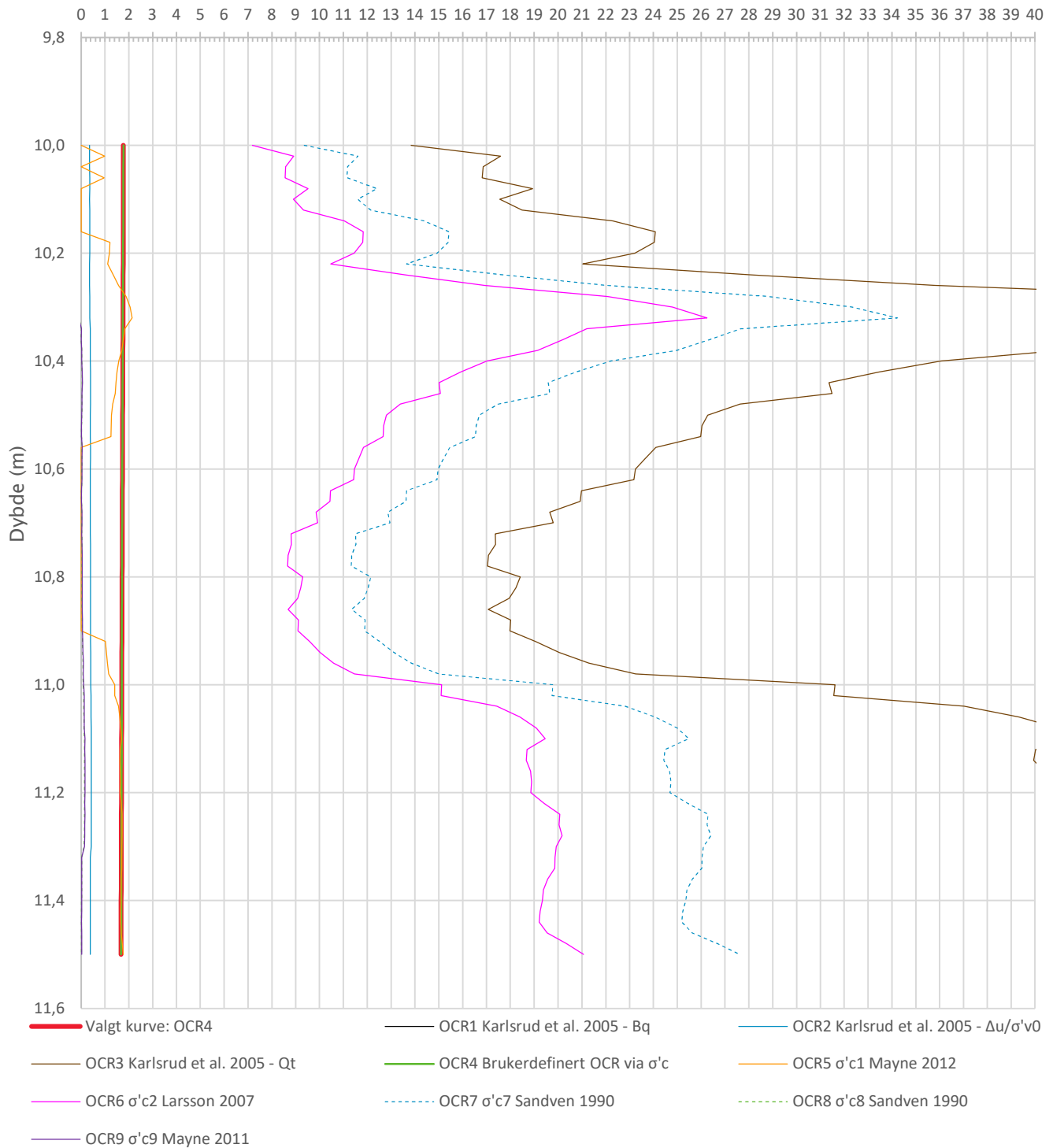
Prosjekt		Prosjektnummer: 24205 Rapportnummer: 24205-RIG01		Borhull	Kote -1,3
Grunnundersøkelser Myklebust verft				E2	
Innhold				Sondennummer	
Avledede dimensjonsløse forhold				5748	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	AG	MH	AG	1	
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur	
Ekstern konsulent	26.09.2024	Rev. dato	4		


Udrenert aktiv skjærfasthet, c_{ucptu} (kPa)

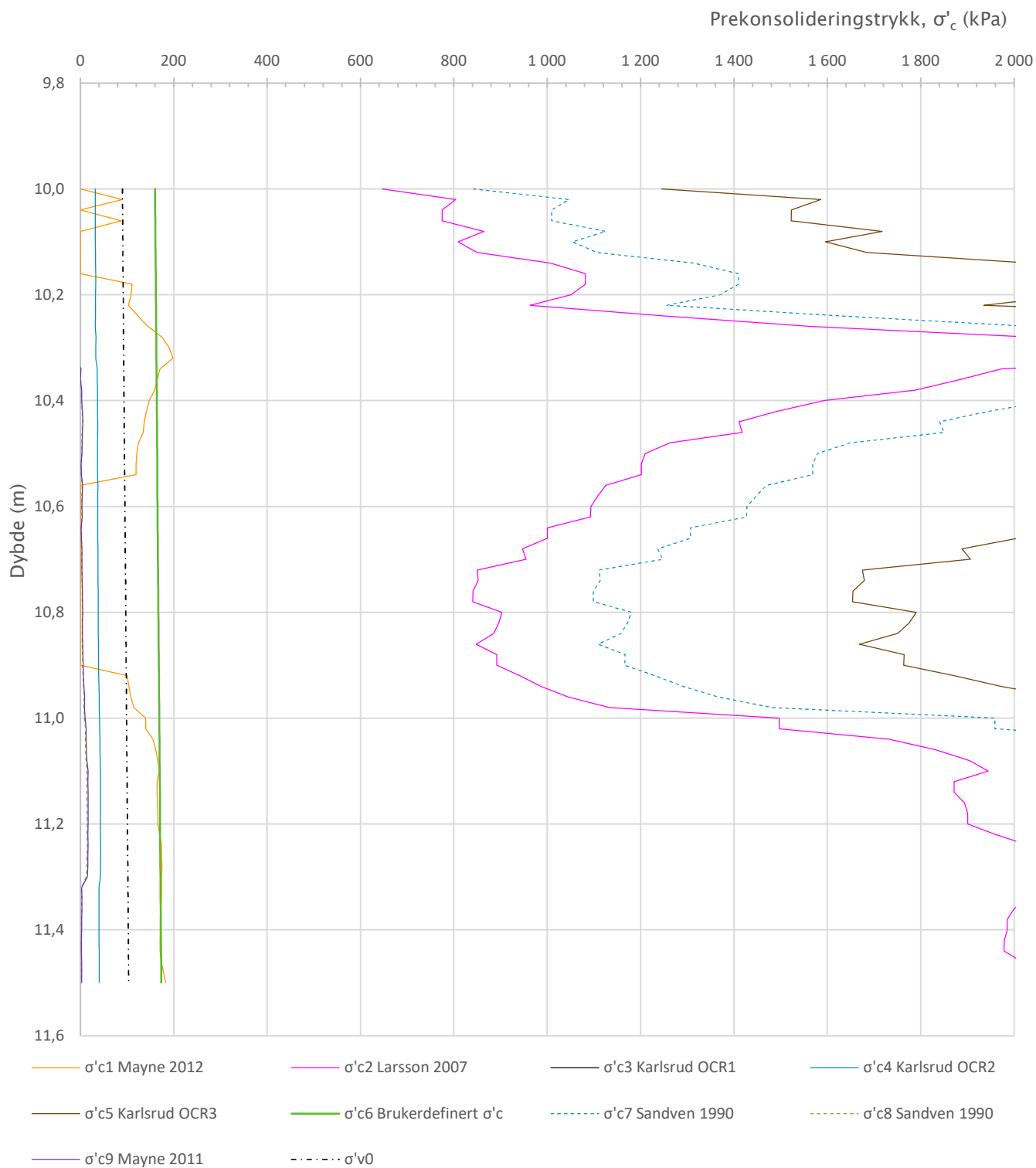



Prosjekt	Prosjektnummer: 24205 Rapportnummer: 24205-RIG01		Borhull	Kote -1,3
Grunnundersøkelser Myklebust verft			E2	
Innhold	Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet		Sondennummer	5748
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse
	AG	MH	AG	1
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur
	Ekstern konsulent	26.09.2024	Rev. dato	5

Overkonsolideringsgrad, OCR (-)



Prosjekt		Prosjektnummer: 24205 Rapportnummer: 24205-RIG01		Borhull	Kote -1,3
Grunnundersøkelser Myklebust verft				E2	
Innhold				Sondennummer	
Overkonsolideringsgrad, OCR				5748	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	1
	AG	MH	AG	Figur	8
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon		
Ekstern konsulent	26.09.2024	Rev. dato			



Prosjekt		Prosjektnummer: 24205 Rapportnummer: 24205-RIG01		Borhull	Kote -1,3
Grunnundersøkelser Myklebust verft				E2	
Innhold				Sondennummer	
Prekonsolideringstrykk, σ'_c				5748	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	1
	AG	MH	AG	Figur	9
	Divisjon Ekstern konsulent	Dato sondering 26.09.2024	Revisjon Rev. dato		