



GEOTEKNISK RAPPORT

Vurdering av områdestabilitet



Dato

03.04.2024

Oppdragsgiver

Maria Dehli vei 40 AS

Prosjekt

Maria Dehli vei 40, gnr./bnr. 104/3, i Oslo kommune

Dokumentnummer

50489-02-R

OPPDRAG	Maria Dehli's vei 40, gnr./bnr. 104/3, i Oslo kommune		
EMNE	Vurdering av områdestabilitet		
DOKUMENTNR.:	50489-02-R		
REV.:	0	03.04.2024	
TILTAKSKATEGORI NVE	K1		
OPPDRAGSGIVER	Maria Dehli's vei 40 AS		SIGN.
UTARBEIDET AV	Espen Kultorp v/ Romerike Geoteknikk AS	Geotekniker / M.Sc.	EK
KONTROLLERT AV	Carsten Hauser v/ Romerike Geoteknikk AS	Senior geotekniker / Dr.-Ing.	CH

SAMMENDRAG

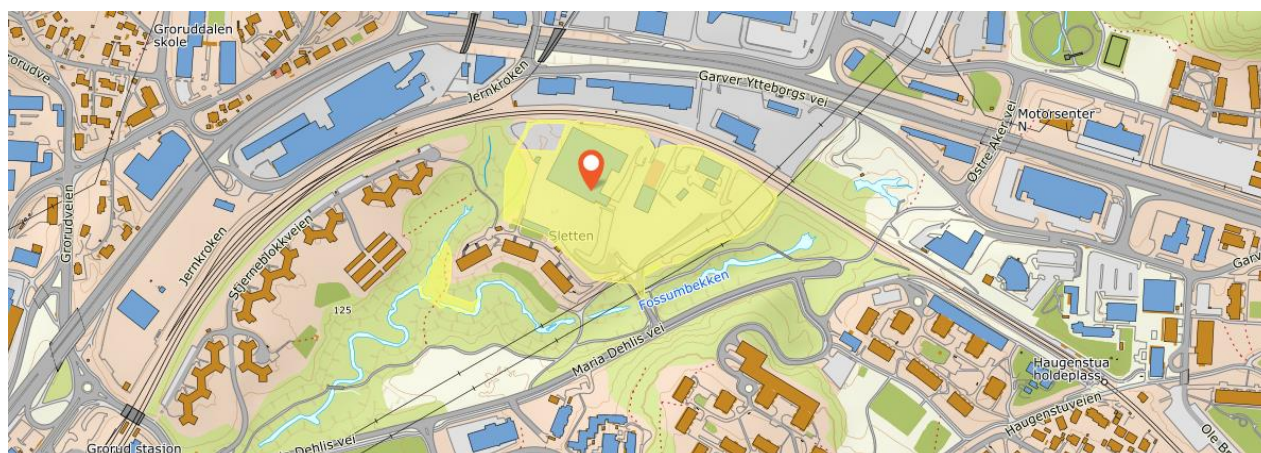
Foreliggende rapport inneholder vurderinger iht. TEK17 §7-3 *Sikkerhet mot skred*, dvs. en utredning av områdestabilitet iht. NVE-veileder 1/2019 [1].

Konklusjonen fra foreliggende rapport samstemmer med tidligere vurderinger i notat «50461-01-TN Geoteknisk notat Maria Dehli's vei 40» [2], dvs. dagens situasjon tilfredsstillende **ikke** gjeldene krav iht. NVE-veileder 1/2019 [3], og spesielt skråningene i sør/sørøst ned mot Fossumbekken har svært lav beregnet sikkerhet.

For å opprettholde dagens situasjon med lagring av containere/kjøretøy m.m. på tiltaksområdet må det utføres stabilitetsforbedrende tiltak. Disse kan være en eller flere av følgende tiltak:

- ☞ Avlastning
Forbedring av stabiliteten ved å kjøre bort masser fra toppen av skråningene i et beregnet omfang. Avlastningen skal kompensere for lasten som skal påføres for å tilfredsstillende kravet om ikke-forverring
- ☞ Motfylling
For å forbedre sikkerheten til skråning ned mot Fossumbekken, kan det etableres motfylling i skråningsbunn
- ☞ Kalksementstabilisering
Utføres ved at det innblandes kalksement i bløt leire

Det er ikke krav til kvalitetssikring av denne områdestabilitetsvurderingen iht. NVE-veilederen [1] utført av et uavhengig foretak.



Figur 0: Topografi og bebyggelse rundt tiltaksområdet, gnr./bnr. 104/3 i Oslo kommune. Eiendommen er vist med rød markør (kilde: norgeskart.no)

Innholdsfortegnelse

1.	Innledning/orientering	4
2.	Områdebeskrivelse	5
3.	Krav til sikkerhet for områdestabilitet iht. NVE-veileder 1/2019	9
3.1	Generelt	9
3.2	Tiltakskategori	9
3.3	Faregradsklasse	9
3.4	Krav til sikkerhet	10
4.	Foreliggende informasjon om grunnforhold	10
4.1	Generelt	10
4.2	NADAG/Undergrunnsarkivet	10
4.3	Andre undersøkelser	21
4.4	Befaring/vurdering av erosjonssikring	23
5.	Tidligere utførte geotekniske vurderinger/beregninger	28
5.1	Generelt	28
5.2	Dagens situasjon	28
5.3	Eksisterende grunnundersøkelser	29
5.4	Oppsummering	29
6.	Feltundersøkelser	30
6.1	Generelt	30
6.2	Grunnboringer	31
6.3	Laboratorieundersøkelser	31
6.4	Lagdeling	32
6.5	Grunnvann	34
6.6	Seismisk grunntype	34
7.	Jordparametere	35
7.1	Styrkeparametere	35
7.2	Overkonsolidering (OCR)/setningsparametere	36
8.	Vurdering av områdestabilitet iht. NVE-veileder 1/2019	37
8.1	Generelt	37
8.2	Terrenganalyse	37
8.3	Terrenglast	37
8.4	Stabilitetsberegninger	38
9.	Krav til utførelse/SAK10-kontroll	40
10.	Videre arbeid/stabilitetsforbedrende tiltak	41
10.1	Generelt	41
10.2	Vurdering av stabilitetsforbedrende tiltak og lastutbredelse	41

11.	Konkusjon	46
12.	Referanser	47

Tegninger og vedlegg

Tegning V01-1: Oversiktstegning

Tegning V03-1: Snitt A-A

Tegning V03-2: Snitt A-A m/last

Tegning V03-3: Snitt B-B

Tegning V03-4: Snitt B-B m/last

Tegning V03-5: Snitt C-C

Tegning V03-6: Snitt C-C m/last

Tegning V03-7: Snitt D-D

Tegning V03-8: Snitt D-D m/last

Tegning V03-9: Snitt E-E

Tegning V03-10: Snitt E-E m/last

Tegning V03-11: Snitt F-F

Tegning V03-12: Snitt F-F m/last

Tegning V03-13: Snitt G-G

Tegning V03-14: Snitt G-G m/last

Vedlegg 1: Tolkning av udrenert skjærstyrke, suA

Vedlegg 2: Tolkning av friksjonsvinkel (α - ϕ)

Vedlegg 3: Tolkning av treaksialforsøk

1. Innledning/orientering

Romerike Geoteknikk AS (RGT) har fått i oppdrag av Maria Dehli vei 40 AS å utføre grunnundersøkelser med geotekniske vurderinger mtp. områdestabilitet på Maria Dehli vei 40, gnr./bnr. 104/3, i Oslo kommune, jf. Figur 0.

Ifm. med et mulig salg av eiendommen til Nsf V Norway Advisory AS ble det i tidligere notat «50461-01-TN Geoteknisk notat Maria Dehli vei 40» [2] utført en vurdering av eksisterende geotekniske vurderinger/undersøkelser på/ved eiendommen for å vurdere områdestabiliteten i skråninger v/eiendomsgrænse i øst, sør og vest, og evt. hvilke begrensninger dette medførte for dagens bruk av eiendommen. Dette resulterte i begrensninger på bruk av eiendommen spesielt i øst og sørøst (mot Fossumbekken), som ikke var ønskelig da dette ville redusere effektiv arealbruk av eiendommen mtp. utbredelse og størrelse på terrenglaster mot skråningskant. Det påpekes at denne vurderingen ikke ble utført opp mot en spesifikk tiltakskategori, mens som overordnede vurderinger basert på eksisterende datagrunnlag.

Etter utsendelsen av notat [2] ble det gjort flere vurderinger av ulike stabilitetsforbedrende tiltak (avlastning/kompensering, kalksementstabilisering, motfyllinger og kombinasjoner av disse osv.) i kombinasjon med forskjellige laster. Dette er omhandlet i andre notater [2] [4] [5]/e-poster, og oppsummert i kap. 10 ifm. videre arbeid.

Det ble derfor ønsket av tiltakshaver (Maria Dehli vei 40 AS/Ragde Eiendom) å utføre supplerende grunnundersøkelser av hele eiendommen for å ha et tilstrekkelig grunnlag for vurdering av områdestabiliteten og evt. stabilitetsforbedrende tiltak.

2. Områdebeskrivelse

Etterfølgende beskrivelse er hentet fra tidligere utarbeidet notat [2].

Eiendommen ligger på et platå på ca. kote +129 moh. rett sør for Hovedbanen ca. 100 m nordvest for Maria Dehlis vei og ca. 100 m sør for Østre Aker vei. I nord er det jernbane (Hovedbanen) og i øst, sør og vest ravinert terreng m/noe skog. Ellers består området av næringsbygg og blokkbebyggelse, jf. Figur 1.

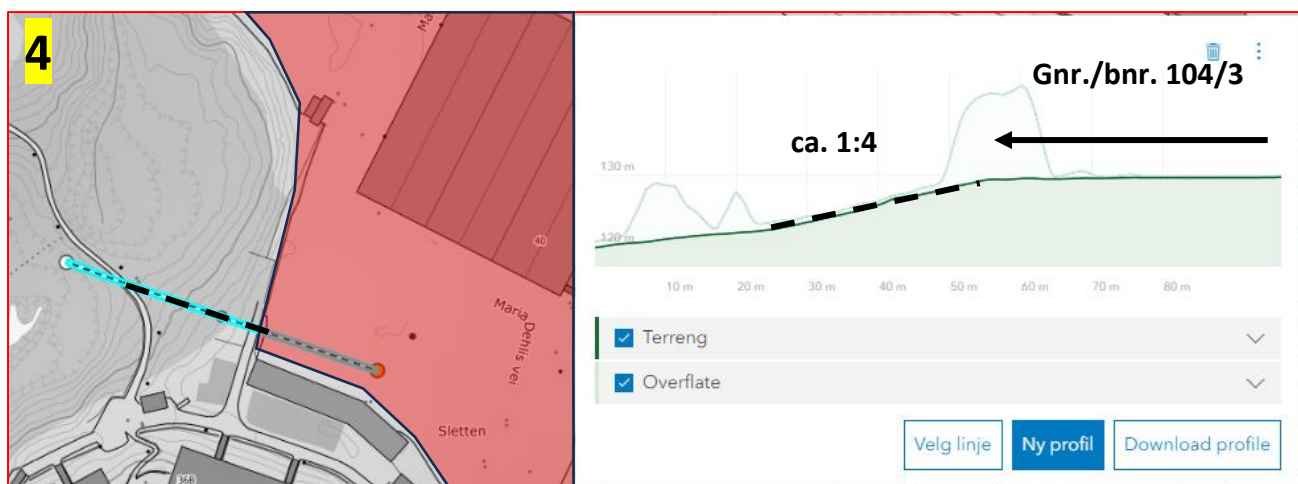


Figur 1: Flybilde av området rundt gnr./bnr. 104/3 i Oslo kommune. Eiendommen er vist med rød/gul markør (kilde: Norgeskart)

Terrenget har følgende helninger, jf. Figur 2:

1. Profil fra øst v/Østre Aker vei og mot nordvest. Terrenget stiger med maksimalt ca. 1:1,5-2 opp mot eiendommen
2. Profil av terreng fra Maria Dehlis vei og mot nordvest til eiendommen. Skråningen ved Fossumbekken har helninger på hhv. 1:3 fra Maria Dehlis vei ned mot Fossumbekken og stiger ca. 1:2,5 mot eiendommen
3. Nærbilde av (2) hvor øvre del av skråningen mot eiendommen stiger med ca. 1:2
4. Profil av terreng vest for eiendommen mot sør-sørvest, hvor terrenget stiger med ca. 1:4 opp mot eiendommen





Figur 2: Kart med høydedata/høydeprofil av området rundt gnr./bnr. 104/3 i Oslo kommune. Eiendommen er markert i rødt (kilde: hoydedata.no). Snitt viser følgende terreng:

1. Profil fra øst v/Østre Aker vei
2. Profil fra Maria Dehlis vei og mot nordvest
3. Nærbilde av (2)
4. Profil fra vest mot sør-sørøst

Iht. NGUs kvartærgeologiske kart er jordmassene i grunnen i og rundt eiendommen klassifisert som «Hav- og fjordavsetning, sammenhengende dekke, stedvis med stor mektighet» og fyllmasser. Se utsnitt i Figur 3.

Tiltaket ligger **under marin grense** som er på rundt kote +200 moh. i området, slik at det kan forekomme kvikkleire/sprøbruddmateriale i løsmassene.



Figur 3: Utsnitt kvartærgeologisk kart (kilde: NGU). Eiendommen er vist med rød markør

Eiendommen ligger innenfor følgende registrerte kvikkleiresoner, slik som vist på Figur 4:

- ☞ Nr. 1781 «Garver Ytteborgsvei» med faregrad Lav og risikoklasse 4
- ☞ Nr. 1782 «Nordkran» med faregrad Lav og risikoklasse 4

I tillegg grenser er det en ytterligere faresone rett sør for faresonen «Nordkran»:

- ☞ Nr. 1794 «Maria Dehlis vei» med faregrad Middels og risikoklasse 3

Detaljert informasjon om disse faresonene er tilgjengelig på [4].



Figur 4: Oversikt over kartlagte kvikkleiresoner i området (kilde: NVE-Atlas). Eiendommen er markert i rødt

3. Krav til sikkerhet for områdestabilitet iht. NVE-veileder 1/2019

3.1 Generelt

Sikkerhetskravet for områdestabilitet er avhengig av planlagt tiltak (tiltakskategori) og faregradsklasse (skredsansynlighet). Kravene er gitt av NVE-veileder 1/2019 [1].

3.2 Tiltakskategori

Tiltaksområdet skal utredes for bruk av lagring av containere, trailere, lastebiler osv. Dette faller inn under tiltakskategori K1 iht. NVE-veileder 1/2019 [1], jf. Figur 5.

Tiltaks-kategori	Type tiltak
K0	Små tiltak som medfører svært begrensede terrenginngrep. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer Garasjer, naust, tilbygg/påbygg til eksisterende bebyggelse, frittstående uthus, redskapsbod, landbruk- og skogsveger
K1	Tiltak av begrenset størrelse. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer Mindre driftsbygninger i landbruket, lagerbygg av begrenset verdi, lokale VA-anlegg, private og kommunale veger, mindre parkeringsanlegg og trafiksikkerhetstiltak (G/S-veg, midtdeler)
K2	Tiltak som kun innebærer terrengendring; utgraving, opp- og utfylling og masseflytting Massedepotier, komposteringsanlegg, bakkeplanering/nydyrking, massetak, andre massefyllinger
K3	Tiltak som medfører tilflytting av personer med inntil to boenheter, større byggverk med begrenset personopphold eller tiltak med stor verdi Bolighus/fritidsbolig med inntil to boenheter, større driftsbygninger i landbruket, lagerbygg med større verdi, mindre nærings- og industribygg, mindre utendørs publikumsanlegg, større VA-anlegg
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 5: Valg av tiltakskategori iht. [1]

For tiltakskategori K1 stilles det ikke krav til kvalitetssikring av uavhengig foretak (uavhengig kontroll iht. [1], kap. 4.9). Det bemerkes at det ved utførelse av evt. stabilitetsforbedrende tiltak kan bli krav til uavhengig kontroll iht. SAK10/Eurokode (jf. kap. 9).

3.3 Faregradsklasse

En faregradsevaluering av området rundt planlagte tiltak baserer seg på en del overordnede kriterier slik som skråningshøyde, tidligere skredaktivitet, erosjonsforhold m.m. Prosedyren for dette er beskrevet i [3]. Der det ikke foreligger data, utføres denne vurderingen basert på konservative antakelser. I foreliggende tilfelle, slik som omtalt i kap. 2, ligger tiltaksområdet i/ved eksisterende kvikkleiresoner m/tilhørende faregradsevaluering. Dette har dog ikke betydning for kravene til sikkerhet gitt i kap. 3.3 i NVE-veileder 1/2019 [1], da disse er uavhengig av faregraden for tiltakskategori K1.

3.4 Krav til sikkerhet

For **tiltakskategori K1** oppfylles krav til sikkerhet gitt i NVE-veileder [1] dersom tiltaket ikke forverrer stabiliteten (**ikke-forverring**). Hvis tiltaket forverrer stabiliteten, skal det kreves **absolutt sikkerhetsfaktor** $F_{cu} \geq 1.40 \cdot f_s = 1.40 \cdot 1.15 \approx 1.6$ og $F_{c\phi} \geq 1.25$.

Det er ikke behov for soneutredning.

Det skal utføres en vurdering av alle relevante løsne- og utløpsområder med tanke på skråninger hvor erosjon kan utløse skred.

4. Foreliggende informasjon om grunnforhold

Etterfølgende kapitler som omhandler tidligere undersøkelser/vurderinger, er gjengitt fra notat [2].

4.1 Generelt

Det er sjekket i offentlig tilgjengelige databaser og kart for informasjon om grunnforhold:

- ☞ **NADAG** (Nasjonal Database for grunnundersøkelser)
- ☞ **Andre eksisterende undersøkelser**
- ☞ **GRANADA** (Nasjonal grunnvannsdatabase)

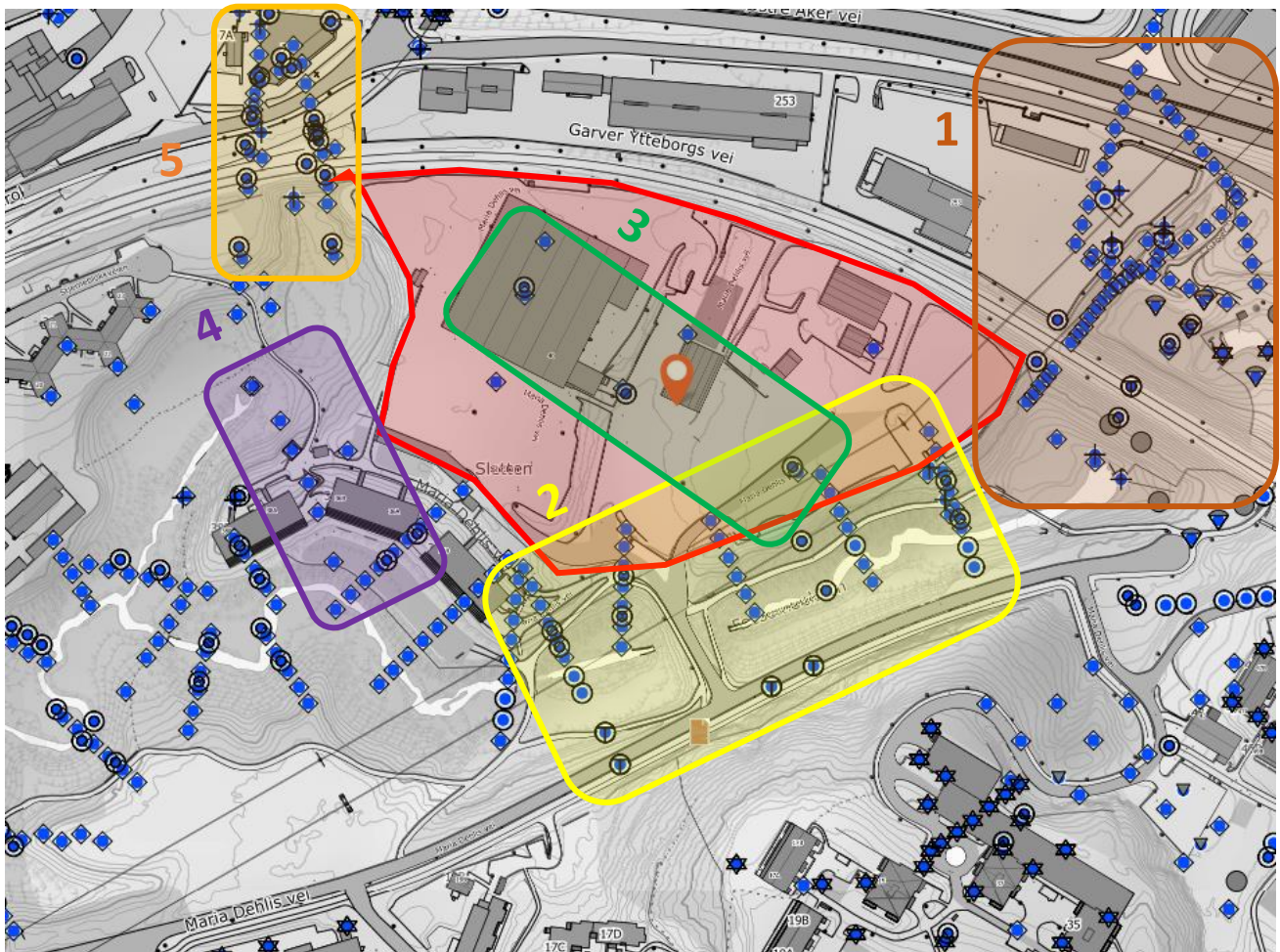
Resultatene er det redegjort for i de etterfølgende delkapitlene.

4.2 NADAG/Undergrunnsarkivet

Det har tidligere blitt utført en rekke grunnundersøkelser på/ved eiendommen slik som det fremgår av Figur 6. Resultater fra undersøkelsene har blitt skaffet av RGT ved forespørsel til Undergrunnsarkivet ved Oslo kommune. Undersøkelsene varierer i utførelsesdato, type metoder og omfang. Resultatene fra de mest relevante er omhandlet i egne avsnitt med lokasjon vist på Figur 6.

1. Rapport for Fossumbekken – geoteknisk prosjektering og grunnundersøkelser ifm. omlegging av VA [5]
2. Grunnundersøkelser for avskjærende kloakk ved Tokerudbekken, Grorud [6]
3. Geoteam – Verksted Haugensletta [7]
4. Grunnundersøkelser Maria Dehlis vei ifm. etablering av VA-trasé [8]
5. Omlegging av hovedledninger ved Østre Aker vei [9]

Merk at kun de viktigste borpunktene/resultatene er omtalt og markert.

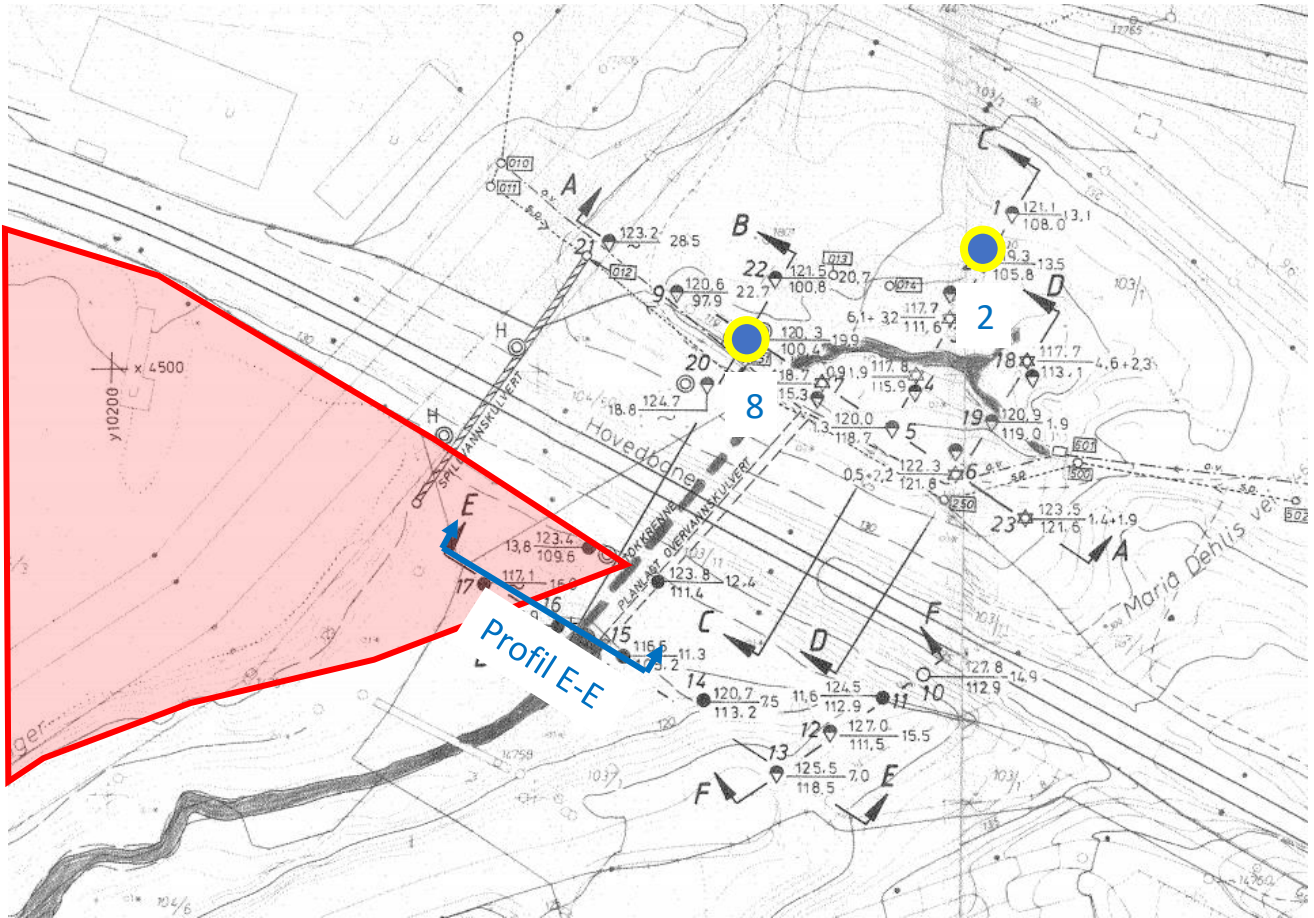


Figur 6: Oversikt over grunnundersøkelser i nærområdet. Eiendommen er markert i rødt (kilde: NADAG/Undergrunnsarkivet)

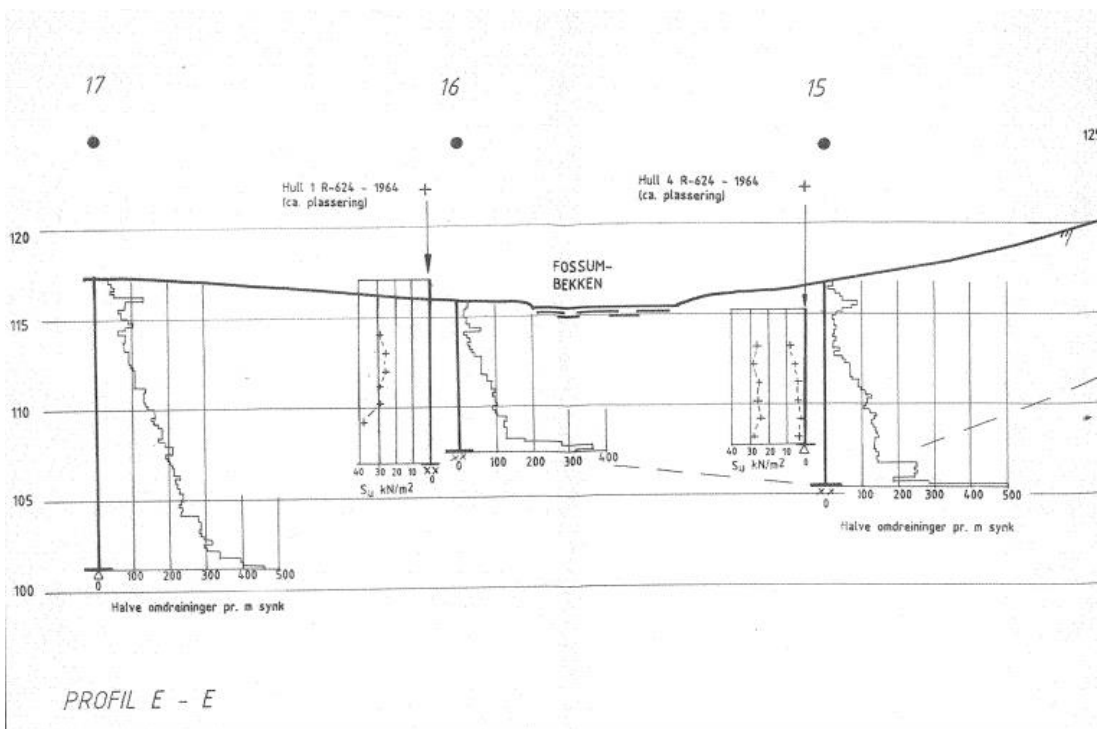
1. Rapport for Fossumbekken

Geoteknisk prosjektering og grunnundersøkelser ifm. omlegging av VA [5]. Grunnundersøkelser er utført i nordøst, jf. Figur 7. De viktigste observasjonene er som følger:

- ☞ Det ble ikke påvist kvikkleire v/eiendommen i profil E-E, se Figur 8.
- ☞ Laboratorieundersøkelser inkluderer ødometerforsøk (i bp. 2 og 8) som benyttes for å vurdere tidligere terrengnivå/overkonsolideringsfaktor. Antatt tidligere terreng er utregnet til ca. kote +128 moh, dvs. det er ikke noe særlig overkonsolidering.
- ☞ Det ble ikke boret i berg, men stoppet i fastere masser.



Figur 7: Borplan m/utførte undersøkelser. Relevante undersøkelser og eiendommen er markert i hhv. blått og rødt

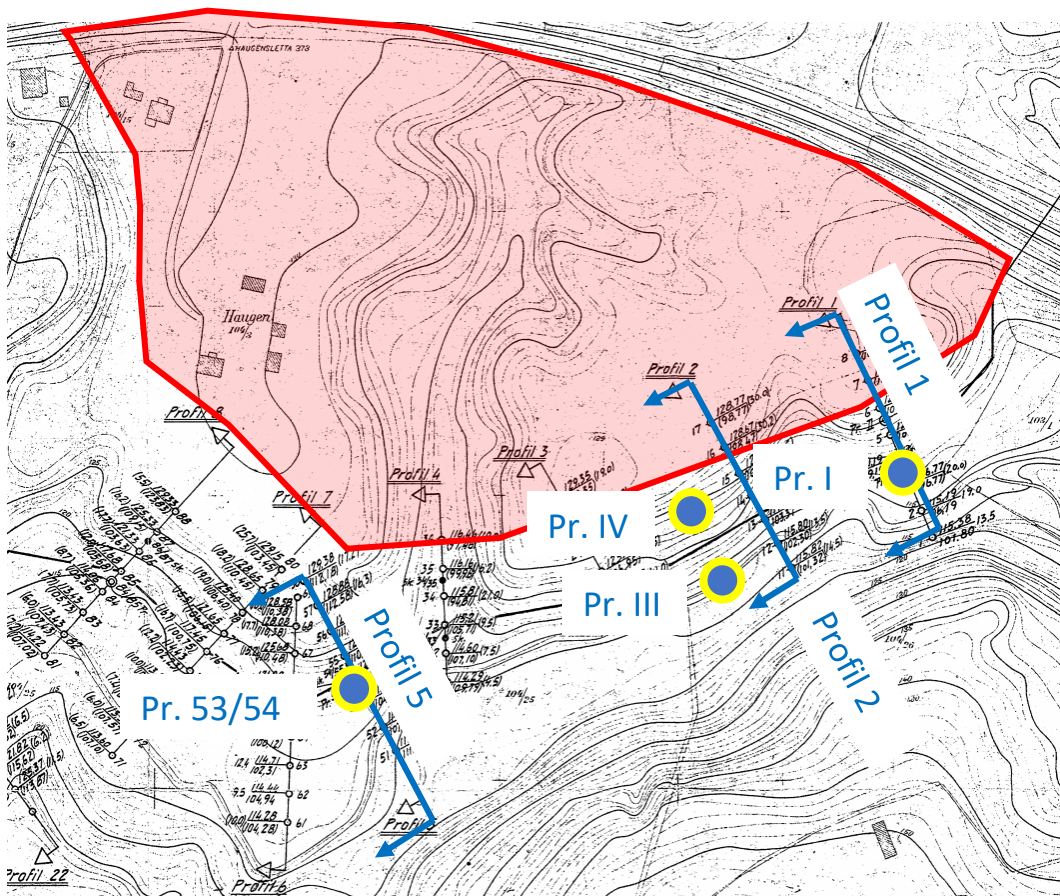


Figur 8: Profil E-E m/utførte sonderinger

2. Tokerudbekken

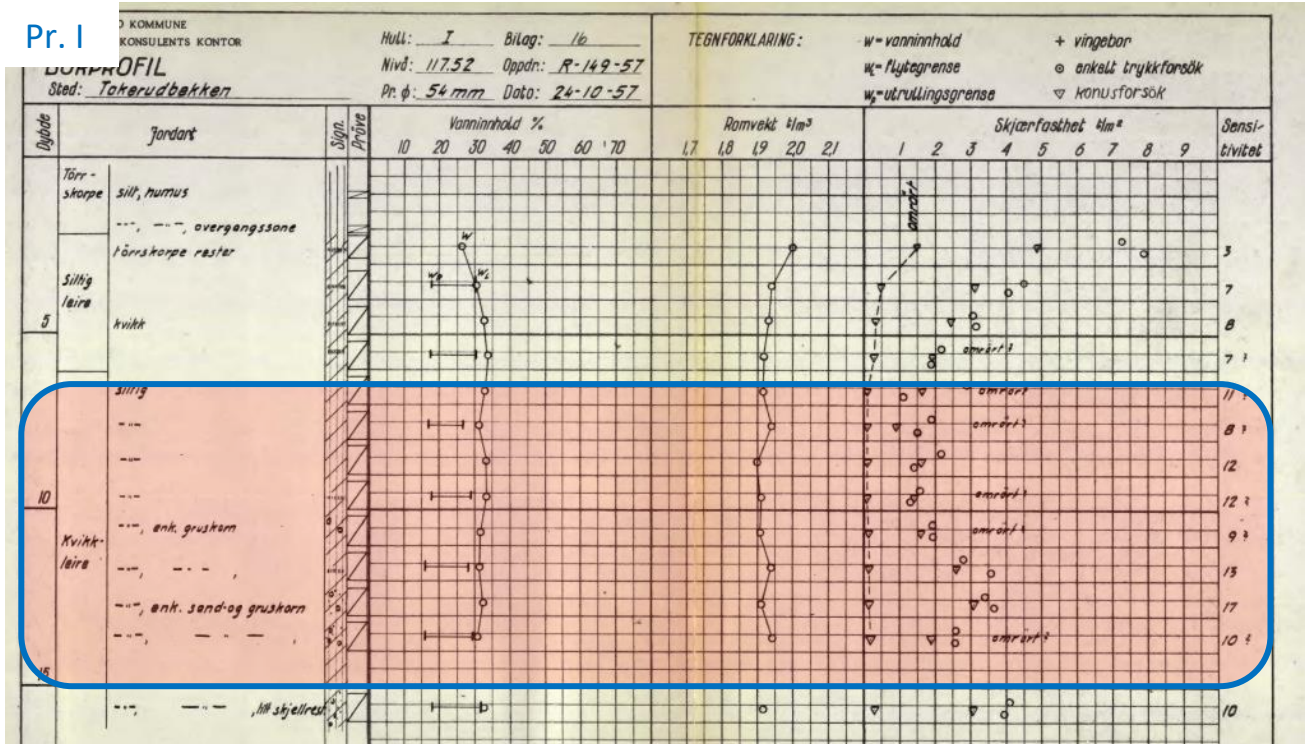
Grunnundersøkelser for avskjærende kloakk ved Tokerudbekken, se Figur 9. Vurderte grunnundersøkelser er markert i rødt på Figur 6. De viktigste observasjonene er som følger:

- ☞ Det ble påvist sensitiv-/kvikkleire i øst i Profil 1 fra rundt 7 m. Laget med sensitiv leire er vist på Figur 10.
- ☞ Det ble ikke påvist kvikkleire (dog kan det ikke utelukkes sensitiv leire i et tynnere sjikt) i profil 2 (m/tilhørende prøveserier Pr. III og IV) og 5 (m/tilhørende prøveserie Pr. 53/54). Merk at prøvetakingen kun er utført hhv. 8 og 17 m u/terreng og det følgelig kan forekomme kvikkleire dypere. Merk at det ble påvist kvikkleire på skråningstopp v/profil 2 i en annen vurdering (3).
- ☞ Det ble ikke boret i berg, men stoppet i fastere masser.

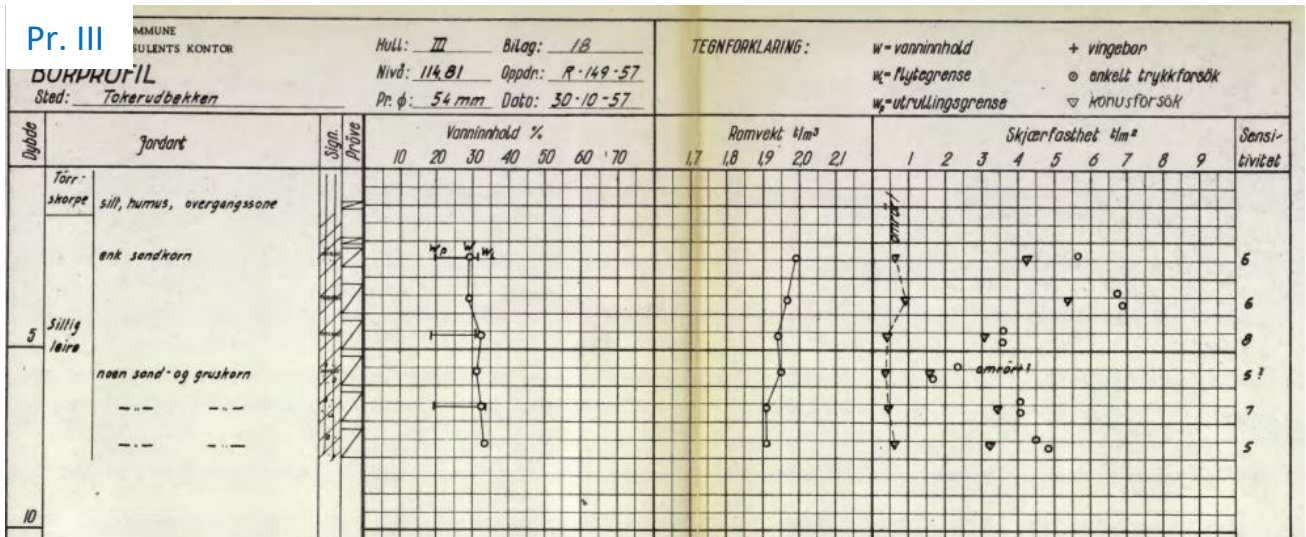


Figur 9: Borplan m/utførte undersøkelser. Relevante undersøkelser og eiendommen er markert i hhv. blått og rødt

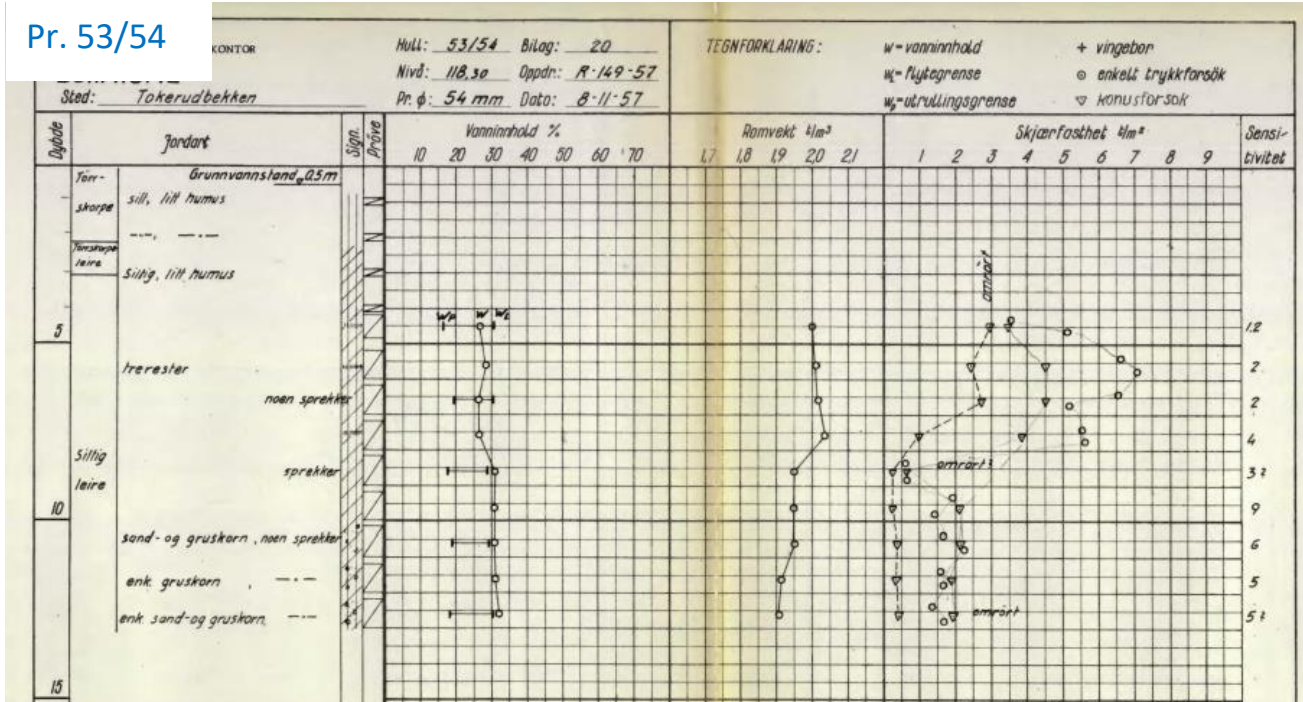
Pr. I



Pr. III

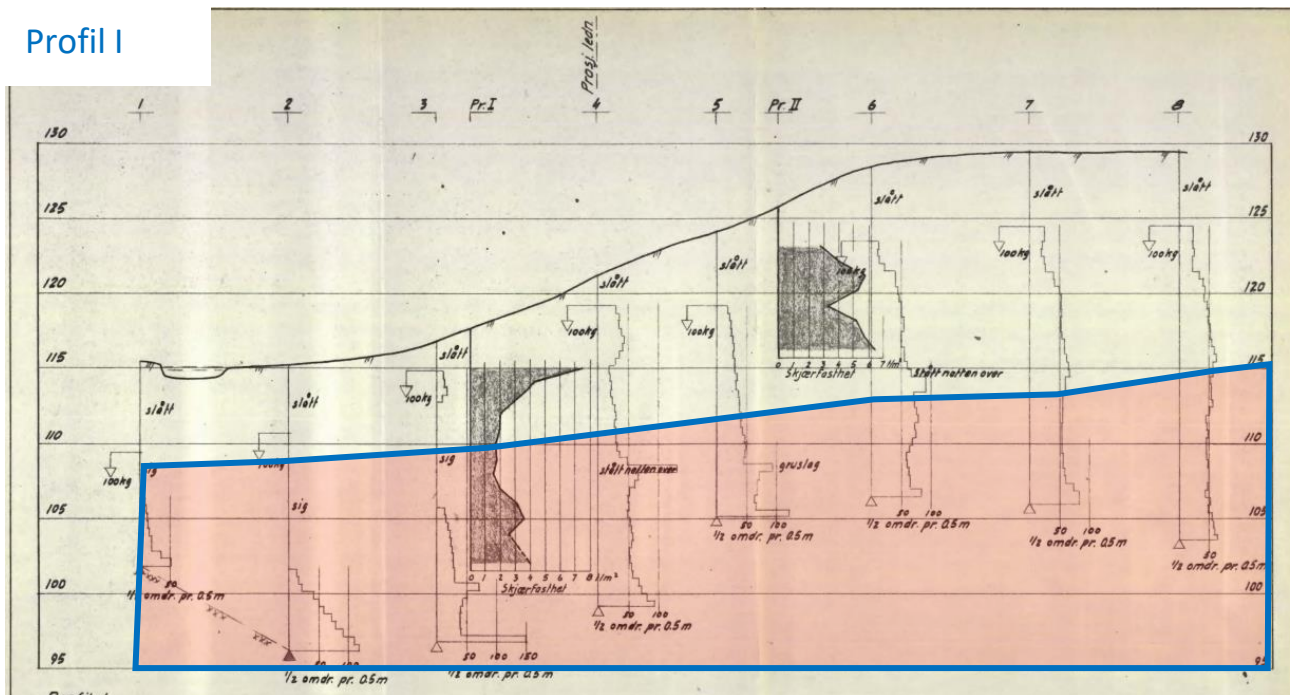


Pr. 53/54



Figur 10: Laboratorieundersøkelser. Øverst: Hull Pr. I m/indikert sensitiv leire i rødt. Midten: Hull Pr. III. Nederst: Hull Pr. 53/54

Profil I

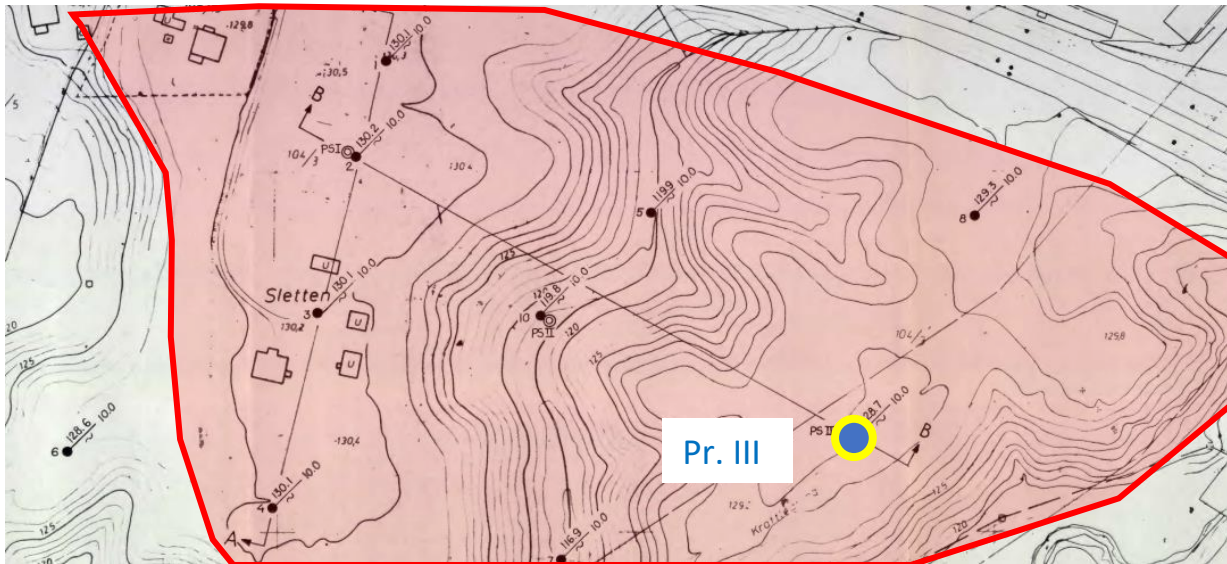


Figur 11: Profil I m/alle sonderinger og indikert sensitivt leirelag i rødt

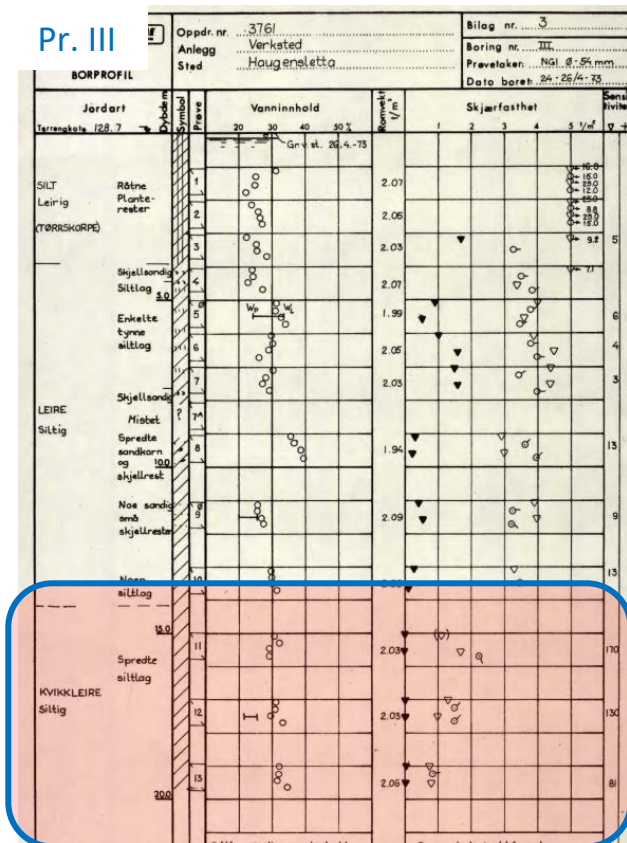
3. Geoteam – Verksted Haugensletta

Grunnundersøkelser ifm. utbygging på eiendommen [7], hvor kun laboratorieundersøkelser er tilgjengelige. Omtalte prøvetaking er utført i blått punkt på Figur 6. De viktigste observasjonene er som følger:

- ☞ Det ble påvist kvikkleire i hull/prøveserie Pr.III fra rundt 13 m slik som vist på Figur 13.
- ☞ Tidligere var det en ravine i midten på eiendommen som har blitt fylt opp rundt årene 1970-80.



Figur 12: Borplan m/omtalt undersøkelse. Relevante undersøkelser og eiendommen er markert i hhv. blått og rødt

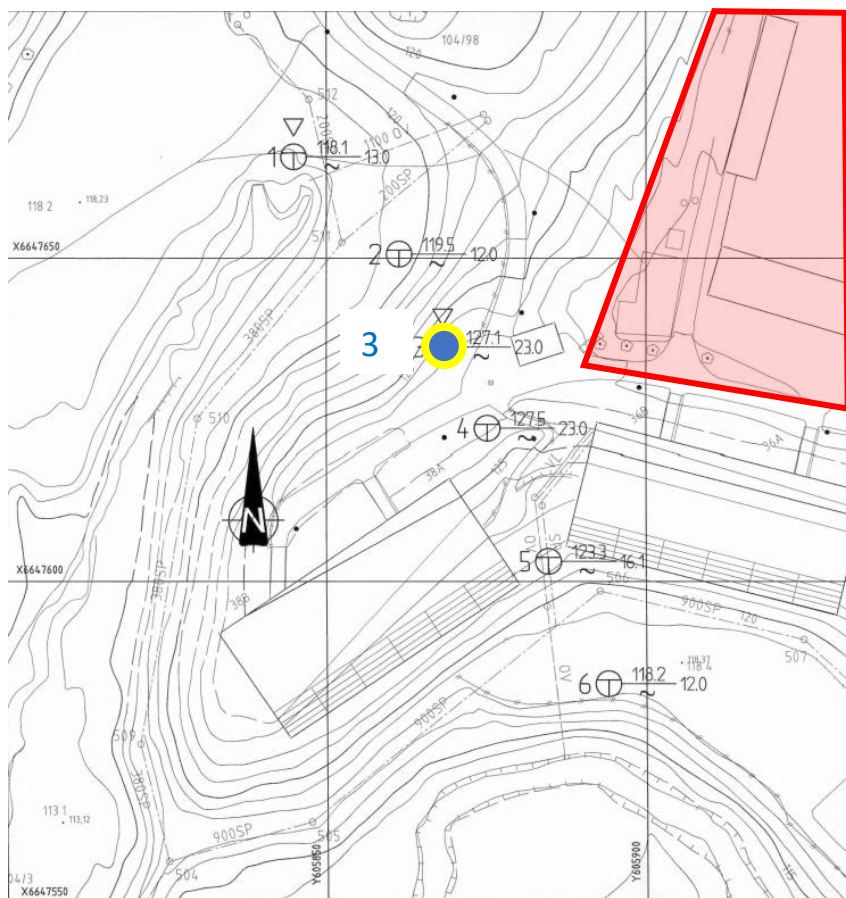


Figur 13: Laboratorieundersøkelser fra hull Pr. III m/indikert kvikkleire i rødt

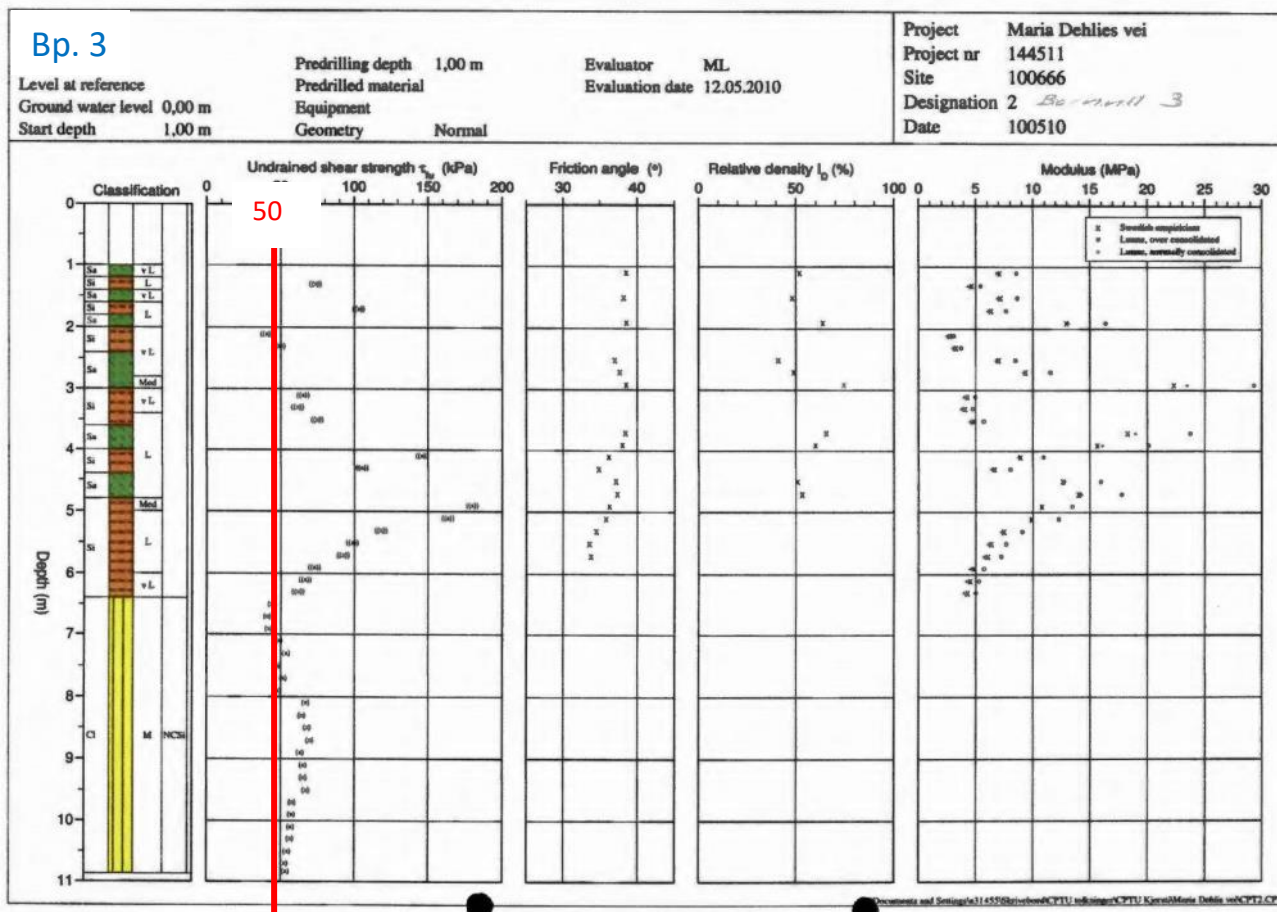
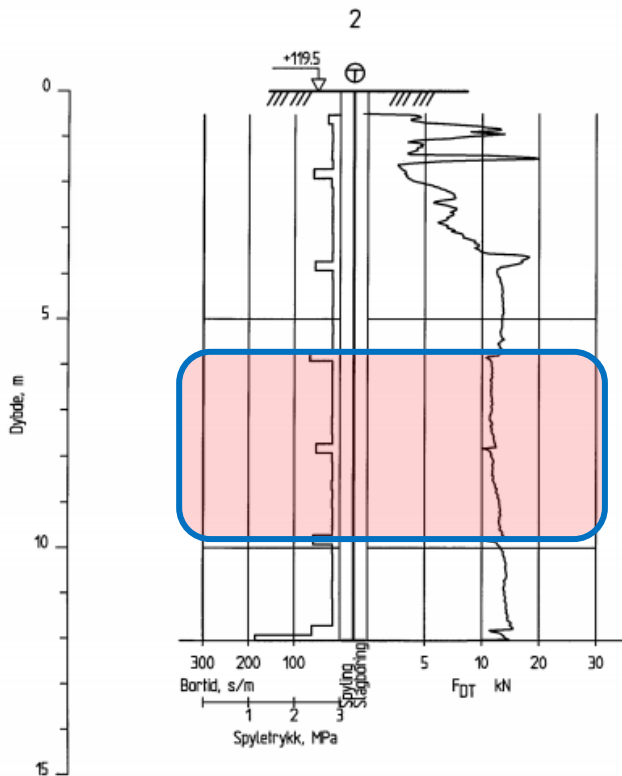
4. Grunnundersøkelser Maria Dehlis vei ifm. etablering av VA-trasé

Grunnundersøkelser ifm. etablering av ny VA-trasé [8]. Grunnundersøkelser er utført sørvest for eiendommen slik som vist på Figur 6 og borplan på Figur 14. De viktigste observasjonene er som følger:

- ☞ Laboratorieundersøkelser er ikke tilgjengelige og følgelig må det antas sensitiv-/kvikkeleire der hvor utførte borer indikerer dette.
- ☞ Det har blitt utført trykksondering/CPTU fra bp 1 og 3 hvorav sistnevnte er vist på Figur 15. Skjærstyrke er på omtrent 50 kPa for leirelaget (det er usikkert på hvordan dette er tolket). Merk at denne har stoppet på 11 m u/terreng.
- ☞ Berg ble ikke påtruffet.



Figur 14: Borplan m/utførte undersøkelser. Relevante undersøkelser og eiendommen er markert i hhv. blått og rødt

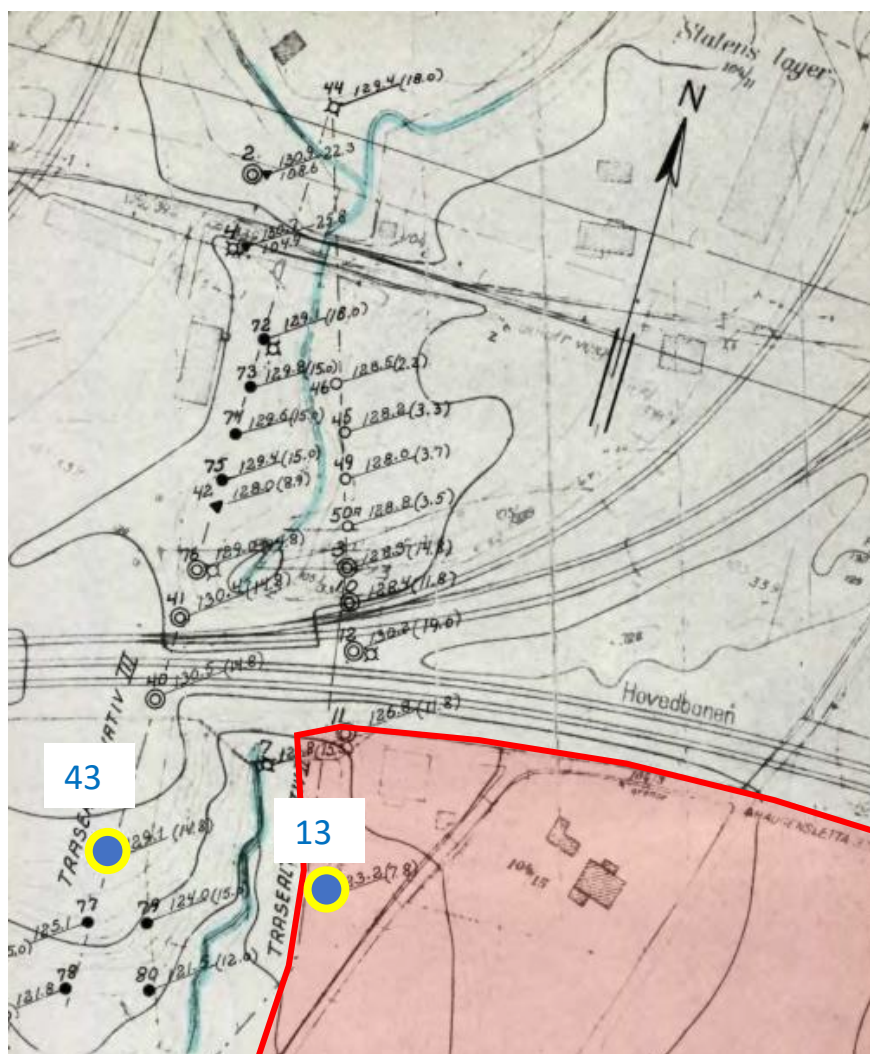


Figur 15: Øverst: Totalsondering fra bp 2 m/mulig sensitiv leire i rødt. Nederst: Trykksondering/CPTU fra bp 3

5. Omlegging av hovedledninger v/Østre Aker vei

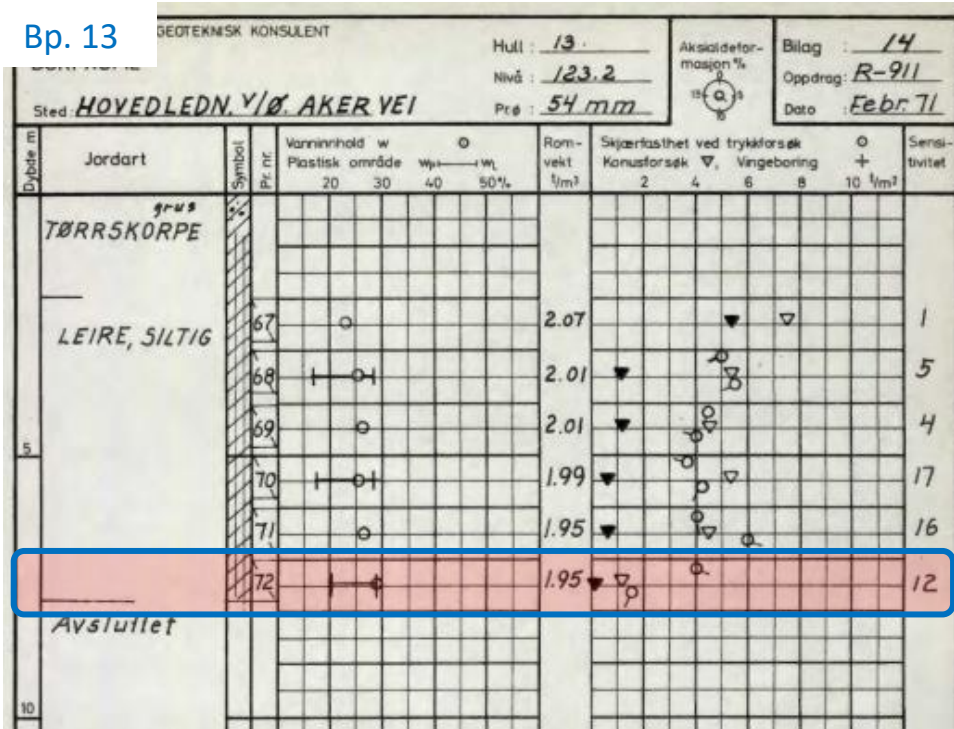
Grunnundersøkelser ifm. etablering/omlegging av ny VA-trasé [9]. Grunnundersøkelser er utført nordøst/øst for eiendommen slik som vist på Figur 6 og borplan på Figur 14. De viktigste observasjonene er som følger:

- ☞ Det ble påvist sensitiv-/kvikkleire fra rundt 7 og 13 m i hhv. bp 13 og 43 slik som vist på Figur 17.

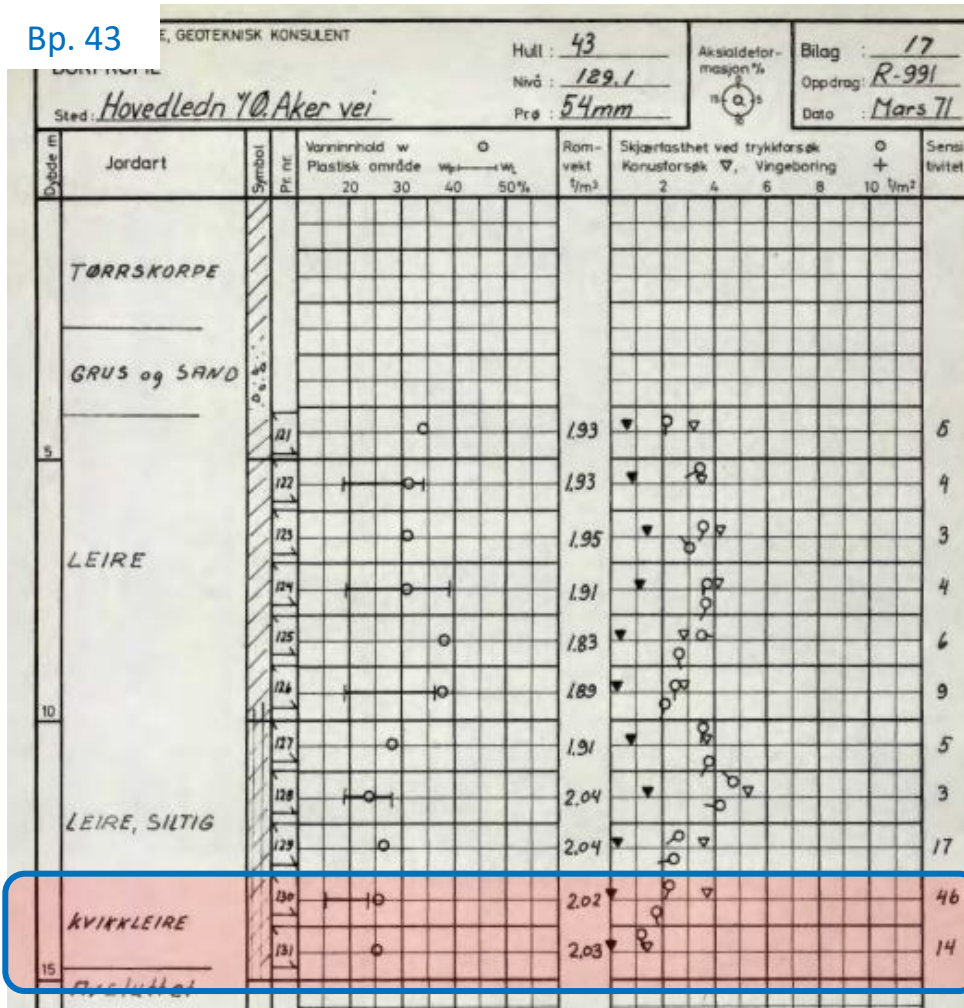


Figur 16: Borplan m/utførte undersøkelser. Relevant undersøkelse og eiendommen er markert i hhv. blått og rødt

Bp. 13



Bp. 43



Figur 17: Laboratorieundersøkelser fra hull 43 m/indikert sensitiv/kvikkleire i rødt

4.3 Andre undersøkelser

Det har blitt utført andre geotekniske vurderinger/undersøkelser som ikke er offentlig tilgjengelige.

1. Maria Dehli vei 40

Geoteknisk prosjekteringsnotat Maria Dehli vei 40 utarbeidet av DMR for Baneservice AS [10] ifm. oppføringen av et midlertidig lagerbygg på eiendommen. De viktigste observasjonene er som følger:

- ☞ Det har ikke blitt utført grunnundersøkelser.
- ☞ Vurdering av eks. undersøkelser viser 2 m tørrskorpeleire over leire. Fra kote +116 moh. (tilsvarende ca. 13 m under terreng) er det påvist kvikkleire.
- ☞ Tidligere utført erosjonssikring er markert i lilla på Figur 18, dog ble det observert noe erosjon i Fossumbekken sørvest for eiendommen slik som vist på Figur 18.
- ☞ Det ble observert berg i dagen på sørsiden av Fossumbekken (markert med sorte kryss på Figur 18).

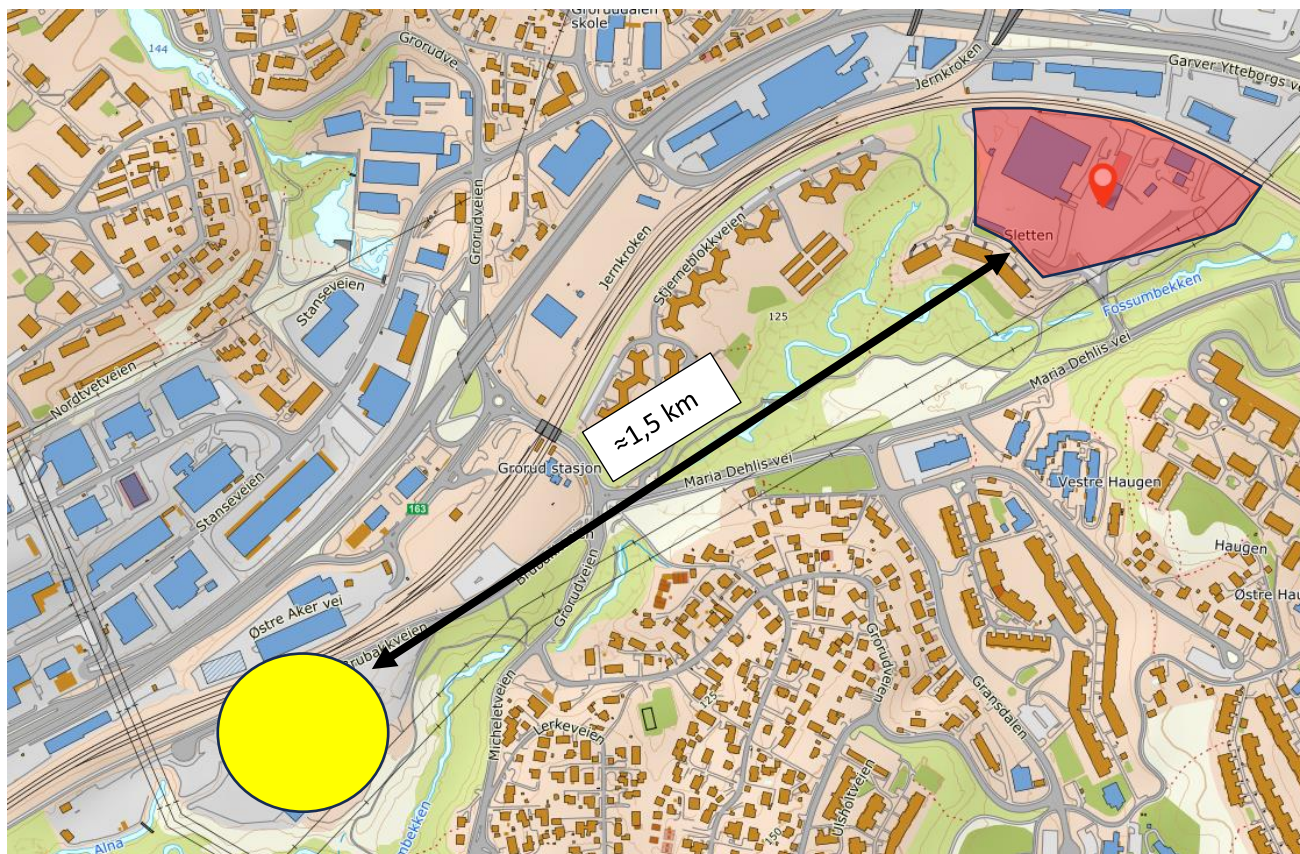


Figur 18: Bilder fra erosjonsbefaring [10]

2. Brubakkveien

Det ble utført omfattende grunnundersøkelser av Romerike Geoteknikk ifm. planlagt utbygging av bussenlegget til Ruter på Brubakkveien 16 [11] ca. 1,5 km sørvest for eiendommen slik som markert i blått på Figur 19. De viktigste observasjonene er som følger:

- Tidligere (kvartærgeologisk) terreng ble vurdert til ca. kote +128 moh. (dette bekrefter resultat fra tidligere utførte ødometerforsøk nærmere tiltaksområdet)







Figur 19: Laboratorieundersøkelser fra bp GT111. Bløt leire på grensen til sprøbruddeleire er markert i rødt [11]





4.4 Befaring/vurdering av erosjonssikring

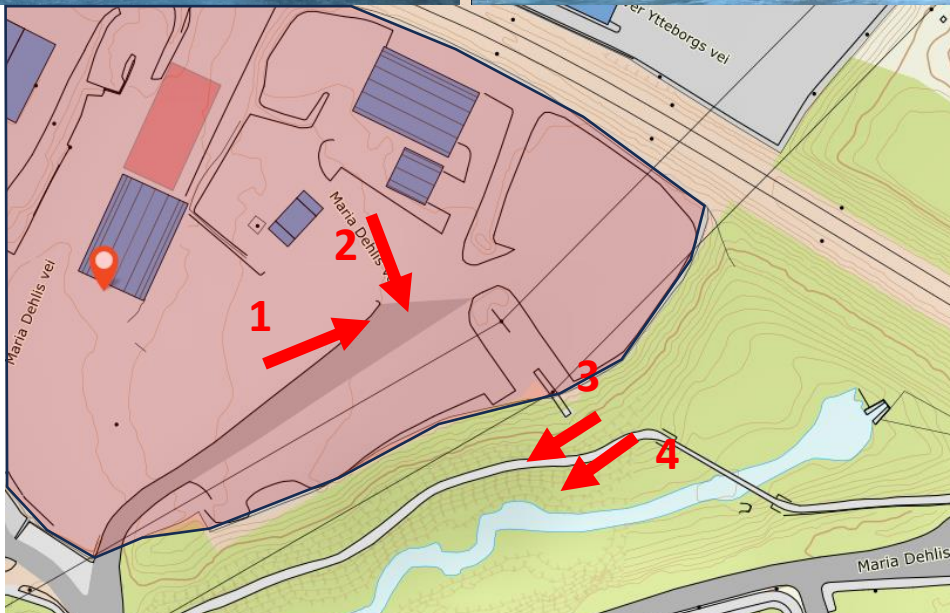
Det ble utført en befaring av Romerike Geoteknikk den 23.01.24 av nærområdet for å vurdere plassering av borpunkt, samt vurdering av erosjon. De viktigste observasjonene er vist på Figur 20 (Bilde 1-4) og Figur 21 (Bilde 5-8) og listet opp under:

Bilder på Figur 20:

-  Bilde 1: Tiltaksområdet m/dagens lagring av containere v/skråningskant
-  Bilde 2: Nærbilde av lagringen av containere i Bilde 1. Merk at containere er lagret helt ytterst på skråningskant
-  Bilde 3: Skråning sørøst for tiltaksområdet tatt fra GS-vei v/Fossumbekken
-  Bilde 4: Fossumbekken sørøst for tiltaksområdet

Bilder på Figur 21:

-  Bilde 5: Skråning i vest mot tiltaksområdet
-  Bilde 6: Fossumbekken vest for tiltaksområdet hvor det ikke er observert erosjon
-  Bilde 7: Pågående erosjon i en del av Fossumbekken sørvest for tiltaksområdet
-  Bilde 8: Fossumbekken vest for tiltaksområdet hvor det ikke er observert erosjon

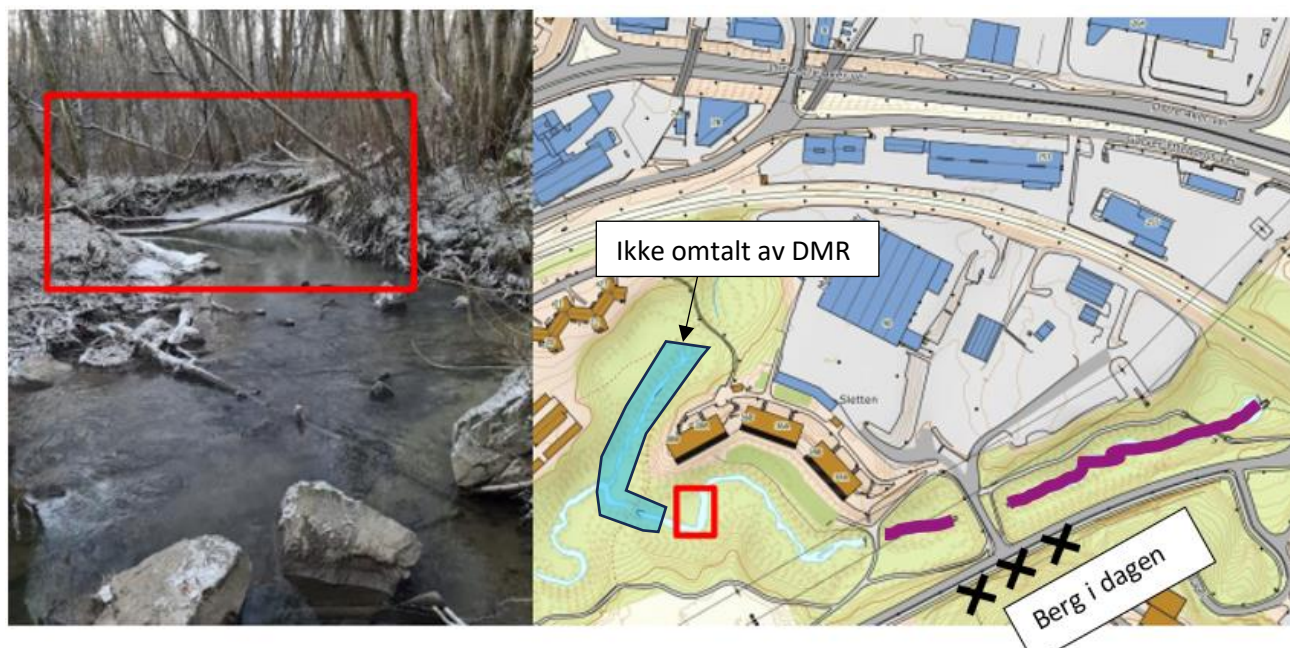


Figur 20: Oversikt over bilder tatt under befaringen fra østre del av tiltaksområdet. Tiltaksområdet er markert i rødt



Figur 21: Oversikt over bilder tatt under befaringen vest for tiltaksområdet. Tiltaksområdet er markert i rødt

Slik som omtalt i kap. 4.3 har det tidligere blitt vurdert erosjon av DMR Miljø og Geoteknikk AS av Fossumbekken fra øst og sørvestover slik som gjengitt på Figur 22, hvor det ble markert pågående erosjon i en mindre del av bekken. Merk at det ikke framgår tydelig hvorvidt DMR også har vurdert erosjonen i del av Fossumbekken vest for tiltaksområdet, slik som vist i blått på Figur 22. Det ble derfor lagt vekt på denne delen av bekken under foreliggende befarung.



Figur 22: Bilder av erosjonsbefarung utført av DMR gjengitt fra notat [2], samt markert del av bekk hvor det er usikkert hvorvidt erosjon har blitt vurdert

Etter befarungene fra DMR og RGT pågår det erosjon i følgende deler av Fossumbekken slik som markert i rødt på Figur 23. Merk at dette kun er et mindre område av bekken, hvilket skyldes at det bla. har blitt utført erosjonssikring tidligere.



Figur 23: Sammenstilling vurdering av erosjon i Fossumbekken etter befarung fra RGT og DMR

Iht. til krav i kap. 3.4 skal all erosjon som kan medføre skredfare og evt. erosjonssikring vurderes.

Erosjonsforholdene er vurdert etter NVE-rapport [3] med tilhørende score.

Bilde 7, Figur 22 og oppsummeringen i Figur 23 gir indikasjoner på litt/noe erosjon sørvest og vest for tiltaksområdet, men det er ikke observert overflateutglidninger i et større omfang. I tillegg er vannføringen lav, og erosjonen er derfor vurdert til *litt erosjon (score = 1)* der hvor erosjon er markert. På bakgrunn av dette anses det ikke at erosjonen vil kunne utløse et områdeskred som kan ramme tiltaksområdet. Det påpekes at dette i all hovedsak skyldes tidligere utført erosjonssikring/plastring.

5. Tidligere utførte geotekniske vurderinger/beregninger

5.1 Generelt

Slik som nevnt i kap. 1 ble det utført geotekniske vurderinger i notat [2], samt utførelse av grunnundersøkelser på tiltaksområdet.

5.2 Dagens situasjon

Slik som nevnt i kap. 1 ble det utført geotekniske vurderinger i notat [2], og i flere omganger per email m/tidligere oppdragsgiver (Nsf V Norway Advisory AS) og tiltakshaver. Tidligere utførte vurderinger omhandlet i notat [2] konkluderte med at dagens situasjon har lav sikkerhet mot skred i skråningene rundt tiltaksområdet, og da spesielt skråningen i sør/sørøst ned mot Fossumbekken hvor det ble beregnet svært lav sikkerhet (jf. resultatene vist på Figur 24).

Alle vurderinger ble utført med en jevnt fordelt terrenglast på 10 kPa (dimensjonerende last på 13 kPa inkl. lastfaktor iht. Eurokode [12]), da ønskelig formål for eiendommen lagt til grunn var lagring av tomme containere.



Beskrivelse	Beregnet sikkerhet Dagens situasjon	Påkrevd Sikkerhet	Status
Skråning (1) Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.00 1.02	1.60* 1.25	Ikke Ok Ikke Ok
Skråning (4) Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.28 1.74	1.60* 1.25	Ikke Ok Ok

*Inkl. sprøbruddfaktor

Figur 24: Resultater av beregninger for dagens situasjon (m/lagring av containere) i skråning i sør/sørøst (1) og i vest (4). Lokasjon av beregningssnittene er vist øverst

5.3 Eksisterende grunnundersøkelser

Slik som omtalt i notat [2] har det blitt utført en rekke geotekniske vurderinger og grunnundersøkelser på tiltaksområdet tidligere. I tillegg til det som er omhandlet i notat [2] har Romerike Grunnboring AS (RGB) tidligere boret på tiltaksområdet i flere omganger. Lokasjonene til disse borpunktene er vist i blått på oversiktstegning V01, og sonderingsplotene vist på respektive beregningssnitt (snittegninger V03). Det påpekes at det ikke var mulig å skaffe de tilhørende geotekniske vurderingene (m/tilhørende CPTU-tolkninger/skjærstyrkeprofiler, poretryksmålinger og prøveresultater).

5.4 Oppsummering

Utførte vurderinger basert på eksisterende informasjon om grunnforhold konkluderer med at dagens situasjon har for lav beregningsmessig sikkerhet og at lagringen av materiell/containere på tiltaksområdet ikke er forenlig med gjeldende regelverk/NVE-veileder.

For å kunne tilfredstille kravene iht. NVE-veileder 2019/1 må enten lagringene begrenses til en avstand større enn 2H fra skråningskant (slik at skråningen kan regnes å være utenfor influensområdet til «tiltaket») eller utføres stabilitetsforbedrende tiltak. Avstanden fra skråningskant avhenger av omfanget/type av tiltakene.

Det påpekes at en last helt ut mot skråningskant er spesielt ugunstig, da de grunne glideflatene ytterst i selve skråningen har lavest sikkerhetsfaktor. Disse kan ikke kunne forbedres nevneverdig ved avlastning / motfylling); skråningen er for bratt.

Foreliggende rapport omhandler kun dagens situasjon etter utførte grunnundersøkelser.

6. Feltundersøkelser

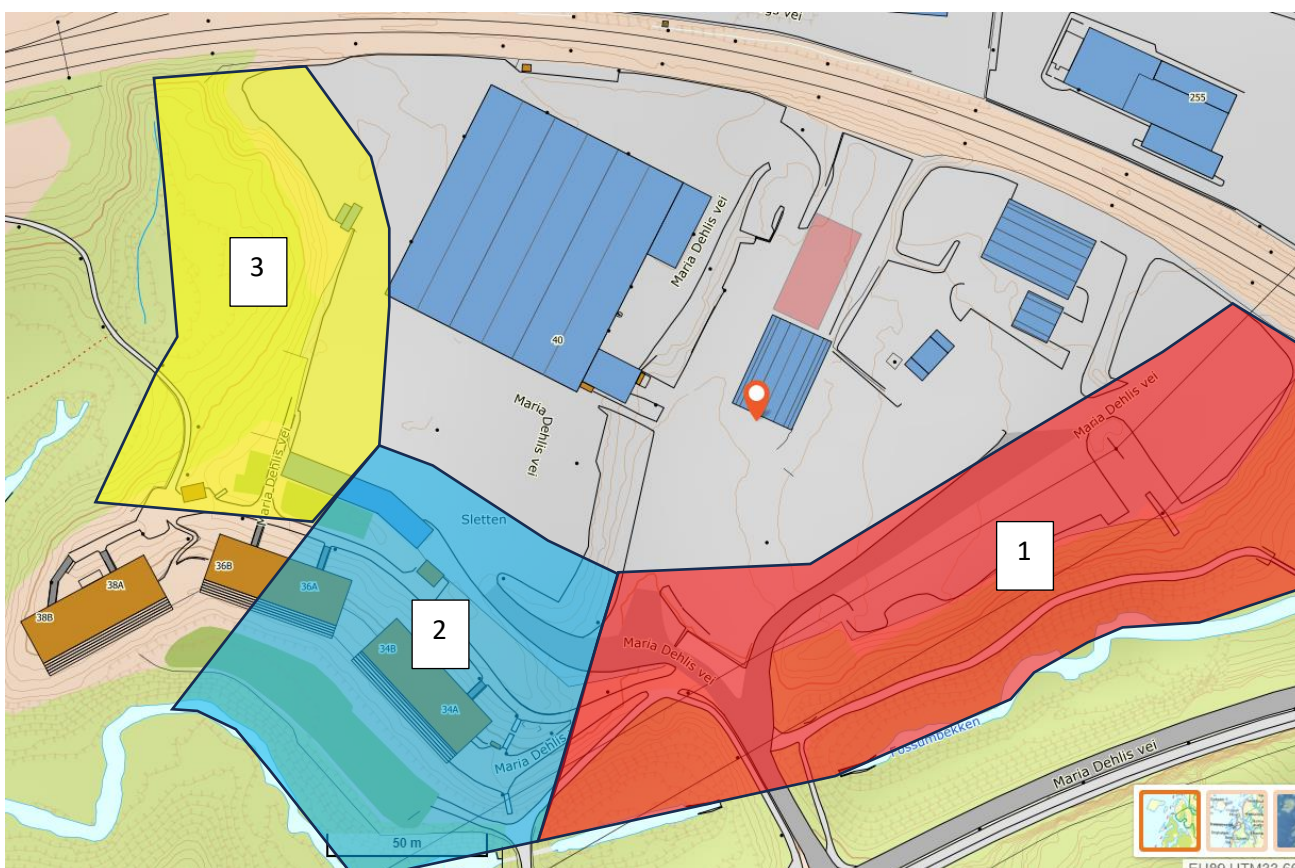
6.1 Generelt

Da det ikke finnes tilstrekkelig informasjon om grunnforholdene på/ved tiltaksområdet, hovedsakelig grunnet mangel på CPTU-tolkninger i kombinasjon m/poretrykksmålinger og prøveresultater (jf. kap. 5.3), ble det utført grunnundersøkelser. Skråningene på tiltaksområdet kan generelt deles inn i 3 deler slik som vist på Figur 25, og med maks helninger og høydeforskjeller vist i Tabell 1.

1. Skråning ned mot Fossumbekken i sør/sørøst:
Den mest kritiske delen av tiltaksområdet med lavest sikkerhet. Grunnundersøkelsene fokuseres i dette området. Omfanget av evt. stabilitetsforbedrende tiltak vil bli mer omfattende i denne skråningen enn for (2) og (3).
2. Skråning ned mot Maria Dehlis vei 36 i sørvest.
3. Skråning mot vest.

Tabell 1: Maks helninger og høydeforskjell for inndelte skråninger. Se også kap. 2

	Skråning 1	Skråning 2	Skråning 3
Maks helning	1:1,5	1:3	1:3
Maks høydeforskjell (m)	14	16	10



Figur 25: Tiltaksområdet med markerte skråninger hvor det skal utføres grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger

6.2 Grunnboringer

Det ble utført følgende grunnundersøkelser av RGB i perioden 6. til 15. februar 2024:

- “ 10 stk. totalsonderinger
- “ 6 stk. trykksondering (CPTU)
- “ 7 stk. prøveserier (54 mm sylindrerprøver)
- “ 6 stk. installasjon av poretrykksmålere

For oversikt, tegninger og detaljer se datarapport [13].

Omfanget og plassering av feltundersøkelser ble fastsatt av RGT.

6.3 Laboratorieundersøkelser

Det ble tatt sylindrerprøver fra flere borpunkt. Følgende undersøkelser ble utført:

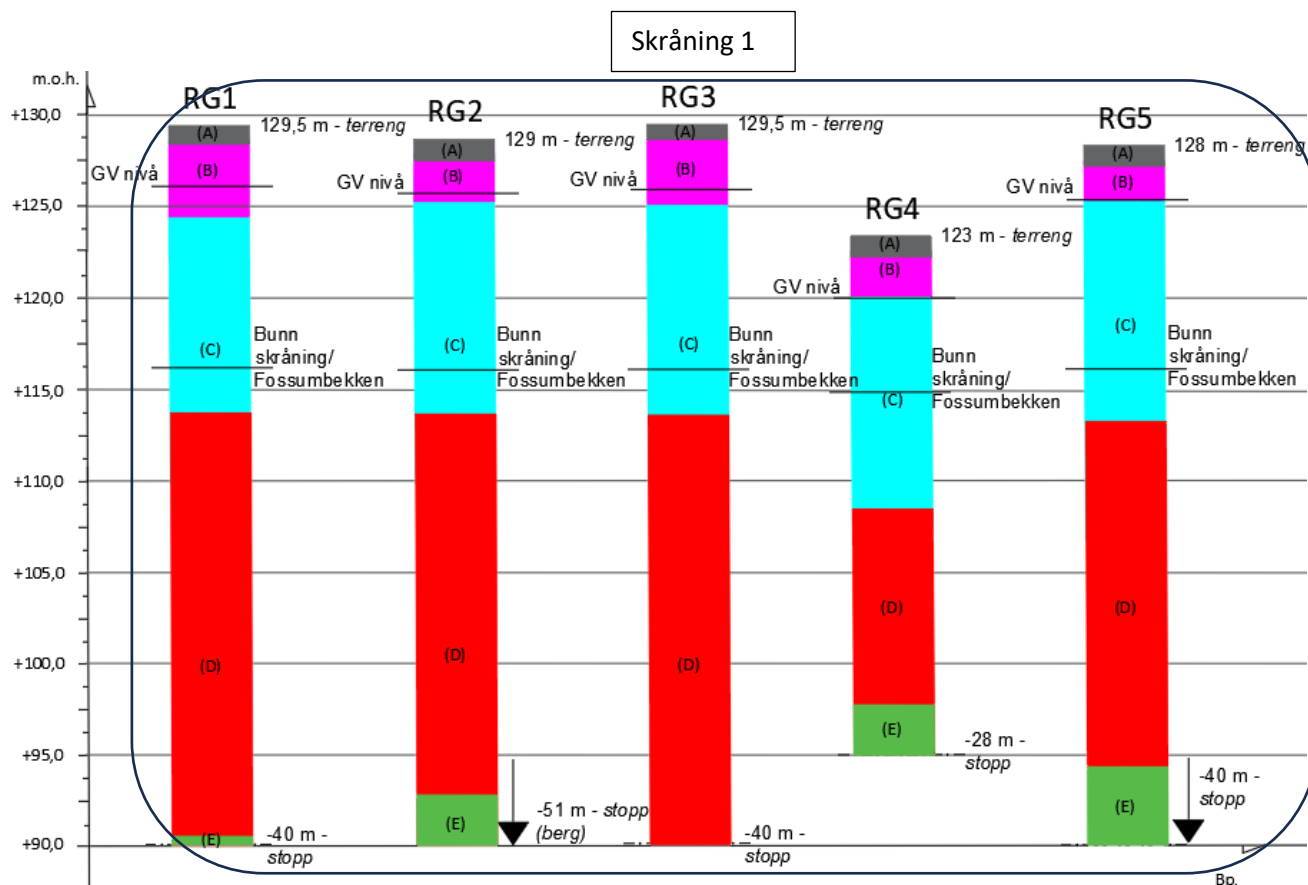
- “ 16 stk. prøveåpning inkl. vanninnhold, enaksial- og konustest
- “ 5 stk. plastisitetsindeks
- “ 2 stk. ødometerforsøk
- “ 4 stk. treaksialforsøk

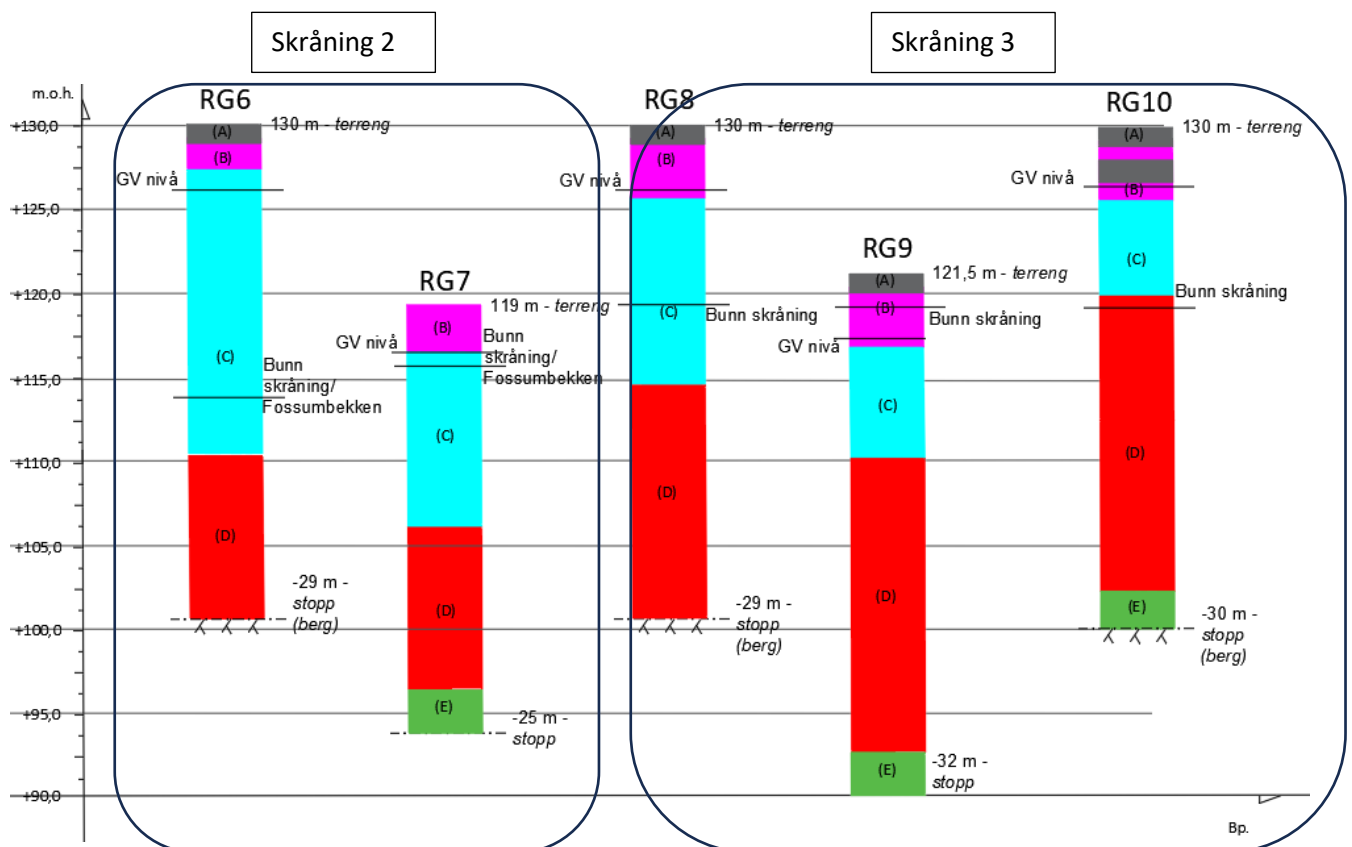
For mer detaljer (inkl. laboratorierapport) se datarapport [13].

6.4 Lagdeling

Lagdelingen som er tolket ut ifra foreliggende informasjon om grunnforhold i kap. 5 og utførte grunnundersøkelser er vist på Figur 26. Bopunktene er delt inn iht. nummeringen av skråningene vist på Figur 25 (se også oversiktstegning V01). Merk at det er knyttet en del usikkerhet knyttet til klassifiseringen av løsmasser i punkter der hvor det ikke har blitt utført prøvetaking, og overgangen mellom leire til sprøbrudd-/kvikkleire er derfor ikke nøyaktig, da dette er en gradvis overgang. Det påpekes at dette har liten betydning for resultatene.

(A)	Asfalt
(B)	Tørrskorpe/fyllmasser
(C)	Leire
(D)	Kvikkleire
(E)	Fastere lag/steiner





Figur 26: Sammenstilling lagdeling fra grunnundersøkelser. Øverst: Bp RG1-5 (skråning 1). Nederst: Bp RG6-10 (skråning 2 og skråning 3)

Løsmassene kan beskrives som følgende:

- (A) Asfalt/toppdekke
- (B) Tørrskorpe
- (C) Silt/leire
- (D) Sprøbrudd-/kvikkleire
- (E) Fastere lag/steiner (antatt morene over berg)

Skråning 1:

Lagdelingen viser homogene grunnforhold på/ved tiltaksområdet hvor det generelt er et lag av toppdekke/tørrskorpe på inntil 5 m mektighet over middels fast siltig leire som går over til sprøbrudd-/kvikkleire på rundt 15-20 m (kote +110 moh.) over antatt berg på rundt 50 m dybde (kote +80 moh.).

Skråning 2/3:

Samme grunnforhold som for skråning 1, dog er antatt berg på rundt 30 m dybde (kote +100 moh.). I bunn av skråningene, bp RG7 og RG9, er sprøbrudd-/kvikkleirelaget lokalisert på kote +105-110 moh.

6.5 Grunnvann

Det ble installert 6 stk. poretrykksmålere hvorav to stk. i hhv. bp RG3 og RG4, samt en stk. i hhv. bp RG6 og RG10. Avleste grunnvannsnivået varierer, men ligger generelt på rundt 3-3,5 m på skråningstopp og rundt 2-2,5 m i skråningsbunn. Disse nivåene er benyttet som bakgrunn i utførte tolkninger av skjærstyrke fra CPTU og stabilitetsberegninger.

For skråning 1 og 2, hvor hhv. bp RG3 og RG4 er lokalisert, har avleste poretrykk mellom de to målerne blitt interpolert og egen poretrykkprofil benyttet i beregningsmodellene.

For mer informasjon se datarapport [13].

6.6 Seismisk grunntype

Seismisk grunntype er ikke relevant for tiltakskategori K1, men kan bli vurdert ifm. med fremtidig tiltak ved behov.

7. Jordparametere

7.1 Styrkeparametere

Aktiv udrenert skjærstyrke, s_{uA} , er i hovedsak tolket fra utførte CPTU-sonderinger (se Vedlegg 1 for tolkninger), samt er laboratorieundersøkelsene tatt med i vurderingen (herunder ødometer og treaksialforsøk), dog vektlegges prøveresultatene i varierende grad grunnet høy prøveforstyrrelse (jf. [13]). Valgte udrenerte styrkeparametere er sammenstilt i Tabell 2.

Følgende unntak gjelder fra tolkning av s_{uA} basert på CPTU-sonderinger:

- Der hvor det ikke foreligger CPTU-sondering (bla. i bunn av skråning 1), har s_{uA} blitt ilagt noe konservatisme og tolket noe lavere enn SHANSHEP-profil med faktorer $a = 0.3$ og $b = 0.85$ ($s_{uA} = 0,3 \times p'_0 \times OCR^{0,85}$).
- I bp RG4 og RG9 er anvendelsesklassen 2 for spissmotstand (jf. utførelseskvalitet i [13]). CPTU er derfor mindre vektlagt i disse områdene og SHANSHEP-tolkningen over vektlagt i større grad.

Merk at laboratorieundersøkelsene generelt er forstyrret (jf. [13]) og indikerer noe lav styrke.

Tabell 2: Oversikt over valgt aktiv udrenert skjærstyrke, s_{uA} , fra CPTU

Aktiv udrenert skjærstyrke, s_{uA} [kPa]					
RG3	RG4* (klasse 2)	RG5	RG6*	RG9* (klasse 2)	RG10
Fra 6-30 m: 35+3 kPa per m	Fra 6-16 m: 90 kPa Fra 17-24 m: 70+3 kPa per m	Ikke tolket (jf. [13])	Fra 8-16 m: Ca. 50-60 kPa Fra 16-25 m: 50+3,5 kPa per m	Fra 5-11 m: 60 kPa Fra 11-24 m: 60+3 kPa per m	Fra 6-11 m: 50 kPa Fra 11-23 m: 50+3 kPa per m

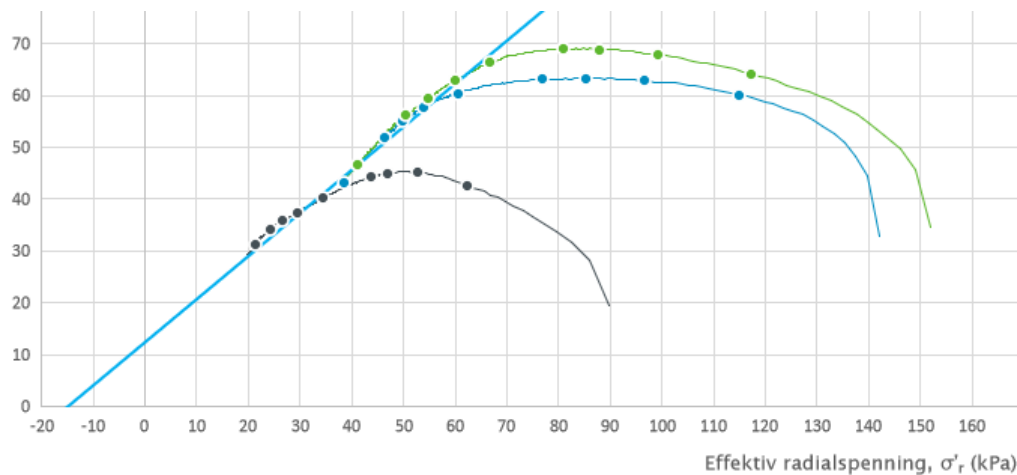
*For nøyaktig kurver se plot i Vedlegg 1

Valg av kohesjon/attraksjon er basert på følgende:

- Verdier fra SVV håndbok V220 [14]
- Korrelasjoner mot resultater fra utførte CPTU-sonderinger (vist i Vedlegg 2 for bp RG3) resulterte i følgende verdier:
 - 6-15 m: $\phi=27$
 - 15-25 m: $\phi=25$
 - >25 m: $\phi=24$

Plot i Vedlegg 2 er utført med en attraksjon på hhv. $a=5$, $a=8$ og $a=10$. Merk at valgt friksjonsvinkel er noe høyere enn korrelasjonen, grunnet data fra treaksialforsøk vist under. I tillegg er det knyttet en del usikkerhet til utregningen av friksjonsvinkel basert på CPTU-tolkning.

- Utførte laboratorieundersøkelser:
Det ble utført treaksialforsøk fra bp RG3 og RG4. I bp RG3 ble det utført 3 forsøk, på hhv. 10,4, 19,5 og 20,6 m. Dette gir et tilstrekkelig grunnlag til å tolke den drenerte styrken slik som vist på Figur 27 (utsnitt fra Vedlegg 3). Den blå linja tilsvarer $\phi=27^\circ$ og $a=15$. For flere detaljer se [13].



Figur 27: Samleplot av treaksialforsøk i bp RG3 (utdrag fra Vedlegg 3)

For bp RG4 ble det kun utført et forsøk, med lite prøveforstyrrelse. Resultatet på $\phi=24^\circ$ og $a=20$ slik som vist i Vedlegg 3, underbygger derfor drenerte styrkeparametere over, dog vektlegges ikke denne i større grad da det kun er utført et forsøk i dette punktet og således er noe usikkert for vurdering av drenerte parametere.

Det kan derfor konkluderes med at valgte styrkeparametere er i tråd med de faktiske forhold. Det ilegges likevel noe konservatisme i valgte verdier grunnet den høye prøveforstyrrelse og dertil usikkerhet i bp RG3. Valgte drenerte styrkeparametere er sammenstilt i Tabell 3.

Tabell 3: Oversikt over drenerte styrkeparametere

Lag	Romvekt γ [kN/m ³]	Friksjons- vinkel « ϕ » [°]	Attraksjon «a» [kPa]	Kohesjon «c» [kPa]
Fyllmasser/tørrskorpe	19	32	5	3
Leire	19	27	10	5
Sprøbruddeleire	19	25*	8	4
Fastere lag/morene	19	34	10	7

*Reduksjon i friksjonsvinkel >25 m er ikke ihensyntatt da dette har liten betydning for beregningene

7.2 Overkonsolidering (OCR)/setningsparametere

Tolkning av tidligere terreng er hovedsakelig utført vha. laboratoriedata fra ødometerforsøk utført i bp RG4 (ref. [13]), og fastsettes på **kote +136 moh.**, hvilket er noe høyere enn andre laboratorieundersøkelser i området (jf. kap. 4). Dette er basert på en overkonsolideringsgrad (OCR) på **1,6** for prøvedybden på 16 m i bp RG4.

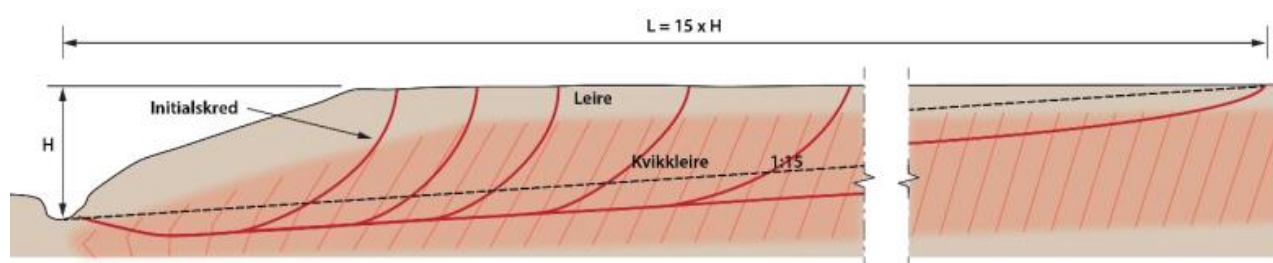
Setningsparametere vil bli tolket ved behov i prosjekteringen evt. stabilitetsforbedrende tiltak.

8. Vurdering av områdestabilitet iht. NVE-veileder 1/2019

8.1 Generelt

Dersom det ikke foreligger grunnundersøkelser som kan dokumentere at det ikke foreligger kvikkleire/sprøbruddmateriale ved og rundt tiltaket, er det nødvendig med en terrengeanalyse for å se om eiendommen kan enten ligge innenfor løсне- eller utløpsområdet for et mulig skred.

Aktsomhetsområdet for områdeskred (når det gjelder **løsneområde**) defineres som vist i Figur 28 iht. NVE-veileder 1/2019 [1]. Det forutsettes en **total høydeforskjell på $H > 5$ m** for at det kan gå et områdeskred. Uten videre analyse begrenses aktsomhetsområdet til 20 ganger høydeforskjellen ($20 \times H$), enten det dreier seg om en skråning med skråningshøyde over 5 m, eller om det er et jevnt hellende terreng med helning brattere enn 1:20. Et **maksimalt løsneområde** for et retrogressivt skred vil kunne være **$L = 15H$** iht. figuren under. Det betyr at for en 20 m høy skråning vil løsneområde kunne ha en lengde på opptil 300 m, forutsatt at det er et gjennomgående lag med kvikkleire med stor mektighet over hele området.



Figur 28: Avgrensning av maksimalt løsneområde iht. [1], kap. 4.2

Ved påvist **berg i dagen eller grunt til berg (< 2 m)**, er det ikke fare for at det vil utløses **områdeskred**, men det må også vurderes om det er mulig marin leire høyere opp i terrenget – slik at planområdet kan bli truffet av et skred som løsner herfra.

8.2 Terrengeanalyse

Tiltaksområdet ligger på et platå omgitt av skråninger. Se kap. 2 for detaljer.

Det ble påvist sprøbudd-/kvikkleire på/ved tiltaksområdet fra undersøkelsene i kap. 6, hvilket medfører at det er fare for evt. retrogressive eller progressive kvikkleireskred. Videre er ikke tiltaksområdet lokalisert i et potensielt utløpsområde for skred fra høyereliggende terreng.

Tiltaksområdet må derfor utredes for **områdestabilitet** iht. NVE-veileder 1/2019. Beregninger av områdestabilitet er omhandlet i de påfølgende kapitlene.

8.3 Terrenglaster

Slik som omtalt i notat [2] skal området hovedsakelig brukes til lagring av bla. containere. Det ble i tidligere beregninger (kap. 5.2 og 10.2) lagt til grunn en jevnt fordelt last på 10 kPa. Etter nærmere vurderinger av terrenglaster omhandlet i notat [2] ble det foreslått en last på 15 kPa da dette er i tråd med «*Vegnormal N200 Vegbygging*» kap. 1.4.5 [15]. Det ble av tiltakshaver deretter ytret et ønske om å en terrenglast på 20 kPa. For trafikklasten utenfor tiltaksområdet har lasten på 15 kPa blitt benyttet.

Disse ulike terrenplastene er omhandlet i notat «50489-02-TN Geoteknisk notat (dim. laster) Maria Dehliis vei 40» [16]. Dimensjonerende laster (inkl. partialfaktorer) er gjengitt og vist i Tabell 4.

Tabell 4: Oversikt over laster gjengitt fra [16]

Kilde	Last [kPa]	Partialfaktor	Dim. Last [kPa]
Trafikklast (N200 Vegbygging)	15	$\gamma_Q=1,30$	19,5
Lagring (iht. Email 15.01.24)	20		26

8.4 Stabilitetsberegninger

Det ble vha. programmet «Beast 2009» i Geosuite Stability, jfr. [17], utført stabilitetsberegninger av terrenget i ulike snitt (se oversiktstegning V01). Dagens terreng med og uten spesifisert last ble vurdert. Se Vedlegg V03 for stabilitetsmodell av skråningssnitt for dagens situasjon m/last.

Stabilitetsberegningene for kortidstilstand er utført som blandet analyse, hvor kritiske leirelag (marin leire) har blitt modellert med udrenerte styrkeparametere. Øvrige leirelag (tørrskorpe) har blitt modellert vha. drenerte styrkeparametere uansett analysemetode pga. forvitrede egenskaper. Stabilitetsberegningene for langtidstilstanden er utført med drenerte styrkeparametere for alle jordlag.

ADP-forholdet mellom aktiv-, direkte- og passiv skjærstyrke er vist i Tabell 5, og er hovedsakelig basert på NIFS-rapport [18] med plastisitetsindeks, I_p , som input. Det bemerkes at maksimal I_p fra laboratorieundersøkelsene er på rundt 13, og den laveste (i kvikkleire) på rundt 3-3,5. Grunnet stor andel av kvikkleire er det derfor valgt å beholde min. verdiene.

Tabell 5: Oversikt over ADP-forhold for leire

S_u forhold	ADP-forhold i leire
S_{uA} / S_{uA}	1
S_{uD} / S_{uA}	0.63
S_{uP} / S_{uA}	0.35

Resultatene etter utførte stabilitetsberegninger er vist i Tabell 6 og kan oppsummeres på følgende måte:

Skråning 1:

Svært lav sikkerhet, rundt 1,0, både med og uten last. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet bør det utføres stabilitetsforbedrende tiltak utover avlastning på skråningstopp (motfylling, kalksementstabilisering e.l.). Overnevnte gjelder del av skråning øst for bru over Fossumbekken/Maria Dehliis veg.

Skråning 2 og 3:

Beregnet sikkerhet i den udrenerte (korttids) tilstanden er under gjeldende sikkerhetskrav, dog vil trolig tiltak som avlastning på skråningstopp være tilstrekkelig for å tilfredsstille kravene til sikkerhet.

Tabell 6: Stabilitetsberegninger i GeoSuite Stability [11]

Beskrivelse	Dagens situasjon		Påkrevd Sikkerhet (med forverring/last)	Tegningsnr. (se Vedlegg)		Status
	Beregnet sikkerhet Uten last	Beregnet sikkerhet Med last		Uten last	Med last	
Snitt A-A i skråning «1» Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.08 1.31	1.00 1.21	1.60* 1.25	V03-1	V03-2	Ikke Ok Ikke Ok
Snitt B-B i skråning «1» Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	0.97 1.03	0.90 1.03	1.60* 1.25	V03-3	V03-4	Ikke Ok Ikke Ok
Snitt C-C i skråning «1» Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.10 1.18	0.98 1.16	1.60* 1.25	V03-5	V03-6	Ikke Ok Ikke Ok
Snitt D-D i skråning «1» Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.64 1.46	1.49 1.46	1.60* 1.25	V03-7	V03-8	Ikke Ok Ok
Snitt E-E i skråning «2» Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.19 1.92	1.16 1.92	1.60* 1.25	V03-9	V03-10	Ikke Ok Ok
Snitt F-F i skråning «3» Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.50 2.07	1.29 1.96	1.60* 1.25	V03-11	V03-12	Ikke Ok Ok
Snitt G-G i skråning «3» Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.58 2.14	1.35 1.92	1.60* 1.25	V03-13	V03-14	Ikke Ok Ok

*Inkl. sprøbruddfaktor

Merk følgende kommentarer til stabilitetsberegningene:

- ☞ Det har ikke blitt benyttet 3D-effekter.
- ☞ For beregninger uten last er det ingen krav til sikkerhetsfaktor for den aktuelle tiltakskategorien (K1), da krav til sikkerhet kun gjelder ved forverring (jf. kap. 3.4).
- ☞ Fossumbekken har ikke blitt kartlagt og kotehøydene i bekken er satt lik vannoverflaten. Observasjoner av bekken utført ifm. befaringen i kap. 4.4 antyder en grunn bekk (<1 m), og en evt. lavere kote på bekkebunn er således vurdert til å ha neglisjerbar betydning for beregningene.
- ☞ Last på 26 kPa er benyttet for hele tiltaksområdet avgrenset til like bak skråningstopp (ca. 2-3 m).

✎ I snitt som inkluderer punkter hvor det har blitt installert 2 stk. piezometere/poretrykksmålere har det blitt laget poretryksprofiler. Ellers har det blitt definert GV-stand basert på nærliggende piezometere/lagdeling. Jf. kap. 6.5.

9. Krav til utførelse/SAK10-kontroll

Det bemerkes at det ved utførelse av evt. stabilitetsforbedrende tiltak kan bli krav til uavhengig SAK10/Eurokode-kontroll.

10. Stabilitetsforbedrende tiltak/Videre arbeid

10.1 Generelt

Utførte beregninger i kap. 8.4 konkluderer med at det må utføres stabilitetsforbedrende tiltak for å opprettholde dagens situasjon med lagring av containere/kjøretøy m.m. på tiltaksområdet. Slik som nevnt i kap. 1 har det tidligere blitt utført vurderinger av ulike stabilitetsforbedrende tiltak. Dette er oppsummert nedenfor.

I det videre arbeidet må vurderingene av stabilitetsforbedrende tiltak først oppdateres iht. resultatene i foreliggende rapport, hvorpå det deretter bestemmes endelig av valg og utbredelse tiltak. Dette vil bli omhandlet i egen rapport.

10.2 Tidligere vurdering av stabilitetsforbedrende tiltak og lastutbredelse

Etter utsendelsen av tidligere notat [2], ble det etter ønske fra tidligere oppdragsgiver (Nsf V Norway Advisory AS) og tiltakshaver gjort en rekke vurderinger av ulike typer stabilitetsforbedrende tiltak (kompensering/avlastning, kalksementstabilisering og motfylling) v/skråningskant for to ulike beregningsnitt (1) og (2) fra skråningen mot sør/sørøst slik som vist på Figur 29. Avstanden fra skråningskanten er angitt iht. skråningshøyde, H, og last er på 10 kPa (jf. kap. 8.3). Disse vurderingene ble utført før utførte supplerende grunnundersøkelser og avklaring vedr. last.

Følgende scenarioer ble vurdert og omtalt i påfølgende avsnitt:

1. Vurdering av maksimal lastutbredelse m/kompensering [19]
2. Vurdering av maksimal lastutbredelse m/kompensering og ks(kalksement)-stabilisering [20]
3. Vurdering av maksimal lastutbredelse m/kompensering og motfylling [21]



Figur 29: Beregningsnitt (1) og (2) fra [2]

1. Vurdering av maksimal lastutbredelse m/kompensering [19]

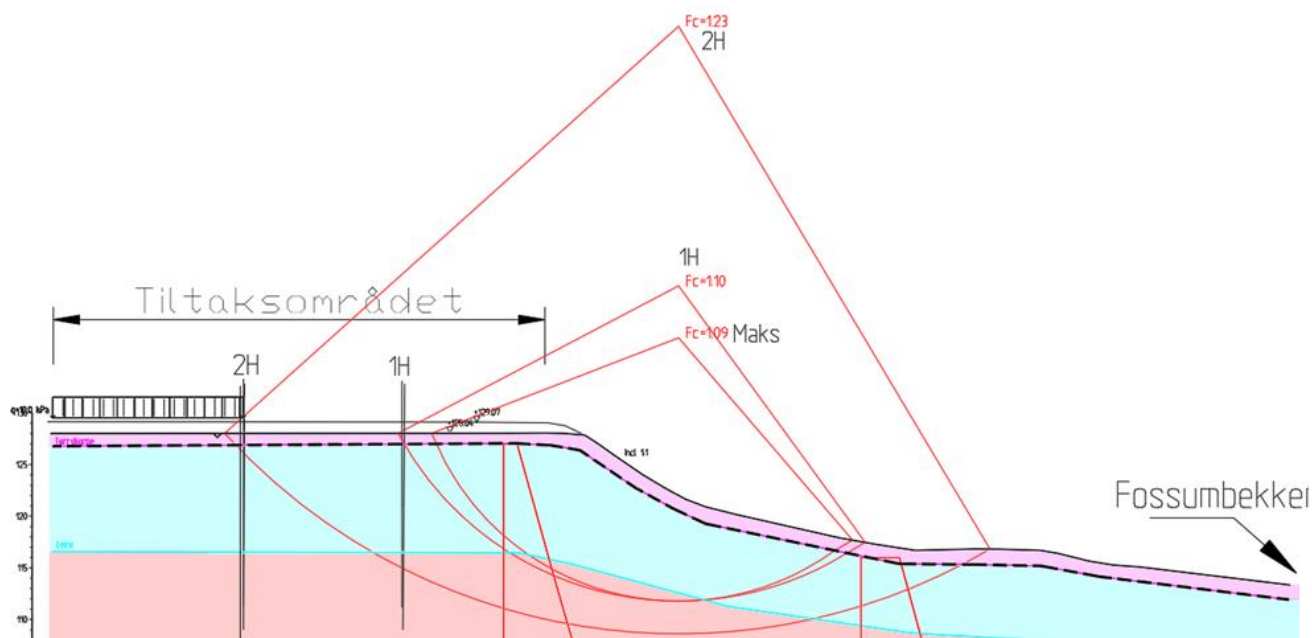
Ved kun benyttelse av kompensering (dvs. avlastning av 1 m u/terreng) ble det konkludert med at det kun kan belastes i en avstand på 2H bak skråningskant slik som vist i gult på Figur 30.

Konklusjon:

Det anbefales at det avlastes 1 m u/terreng i kombinasjon m/påført last minst 2H fra skråningskant, da det for dette tilfelle ikke vil medføre en forverring av områdestabiliteten og således er i tråd med gjeldene regelkrav for tiltakskategori K1 iht. NVE-veileder 2019/1.

Bare ta kontakt om dere ønsker forklaring

Beskrivelse	Beregnet sikkerhet Dagens situasjon	Beregnet sikkerhet Med last fra 1H	Beregnet sikkerhet Med last fra 2H	Påkrevd Sikkerhet	Status
	Min/1H/2H	Min/1H/2H	Min/1H/2H		
1.Skråning (1) Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.00/1.00/1.08 1.03	- -	- -	1.60* 1.25	Ikke Ok Ikke Ok
2.Skråning (1) 0,5 m avlastning Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.04/1.06/1.17 1.03	1.05/1.05/1.13 -	1.05/1.06/1.16 -	1.60* 1.25	Ikke Ok Ikke Ok
3.Skråning (1) 1,0 m avlastning Kritisk glideflate, F_{cu} : Kritisk glideflate, $F_{c\phi}$:	1.09/1.10/1.23 1.03	1.09/1.10/1.19 -	1.09/1.10/1.23 1.03/1.31/1.52	1.60* 1.25	Ok v/ikke- forverring Ok, ikke vist

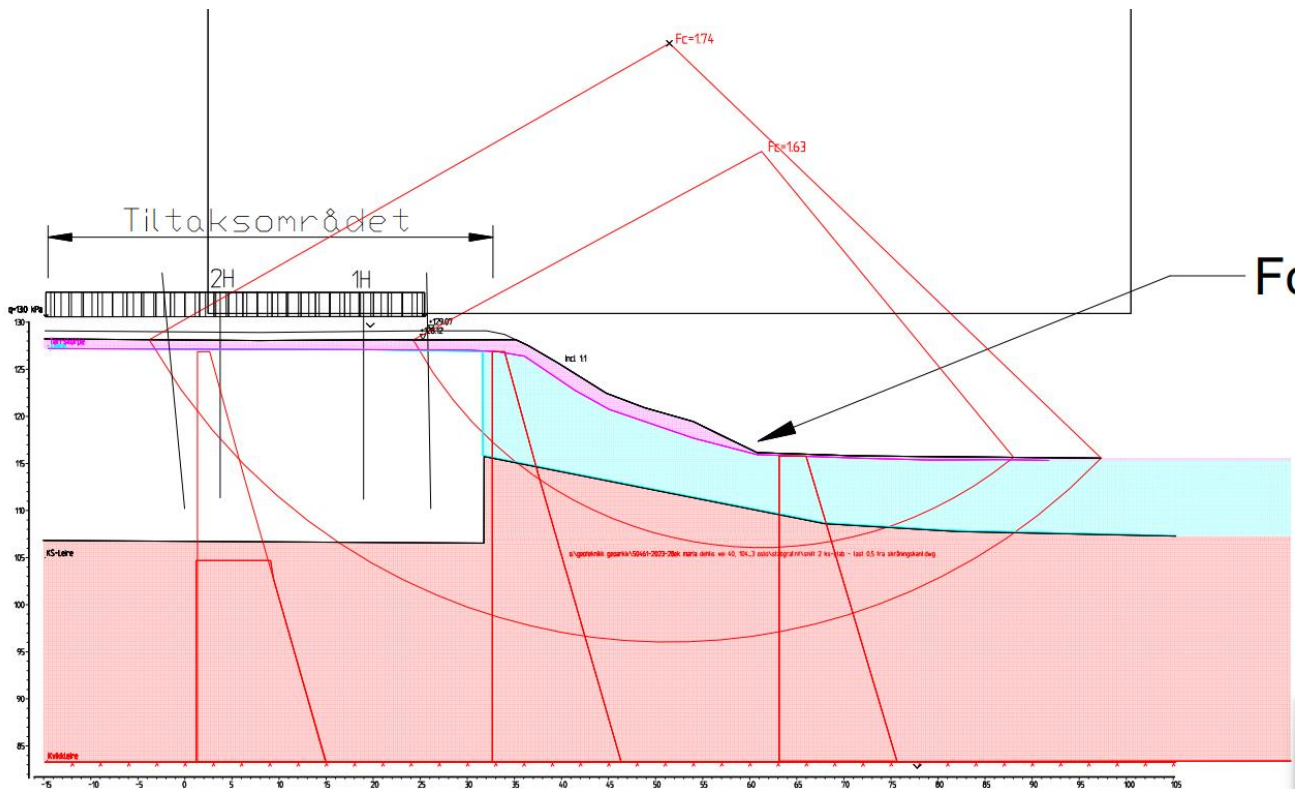


Figur 30: Øverst: Resultater av beregninger for kompensering. Nederst: Utdrag av stabilitetsmodell med last fra 2H

2. Vurdering av maksimal lastutbredelse m/kompensering og ks(kalksement)-stabilisering [20]

Da en lastutbredelse fra 2H fra skråningskant ikke var ønskelig, ble det foreslått ks-stabilisering i deler av området da dette er en vanlig metode for å forsterke stabiliteten dersom det ikke er mulig m/igjenfylling i skråningsfot. Da skråningsfot ligger utenfor tiltaksområdet ble etablering av motfylling ikke vurdert som et alternativ.

Ved benyttelse av kompensering (dvs. avlastning av 1 m u/terreng) i kombinasjon med ks-stabilisering ble det konkludert med at det kun kan belastes i en avstand på ca. 0,5H bak skråningskant slik som vist på Figur 31.

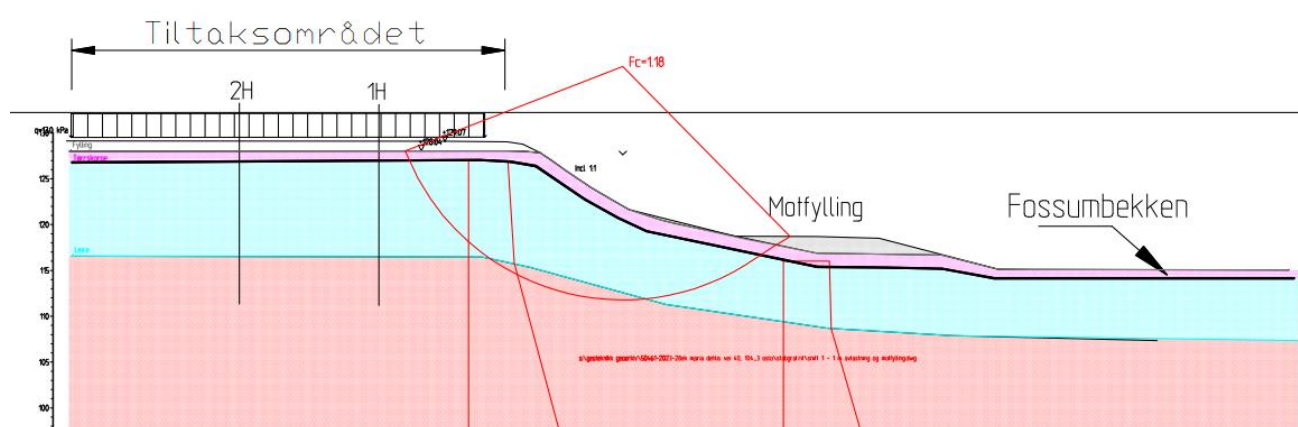


Figur 31: Snitt (2) med kompensering og ks-stabilisering (hvitt område under skråningstopp)

3. Vurdering av maksimal lastutbredelse m/kompensering og motfylling [21]

Da det ble vurdert som gjennomførbart med etablering av motfylling ned mot Fossumbekken ble beregningsnitt oppdatert med ulike størrelser på motfylling som resulterte i tilstrekkelig sikkerhet.

Ved benyttelse av kompensering (dvs. avlastning av 1 m u/terreng) i kombinasjon med motfylling ble det konkludert med at det kan belastes i en avstand på ca. 0,3-0,5H bak skråningskant slik som vist på Figur 32.



Figur 32: Snitt (1) med kompensering og motfylling

Fordelene/ulempene av de ulike stabilitetsforbedrende tiltakene basert på overnevnte vurderinger i kap. 10.2 ble omhandlet i eget notat «50489-03-TN Geoteknisk notat (stabiliserende tiltak) Maria Dehliis vei 40» [22]. Oppsummeringen av disse er vist i) nedenfor.

Tabell 7 Tabell 7 (gjengitt fra [22]) nedenfor.

Tabell 7: Fordeler/ulempes over de ulike stabilitetsforbedrende tiltakene gjengitt fra [22]

Metode	Fordeler	Ulemper
Kompensering	<ul style="list-style-type: none"> Rimelig og enkelt 	<ul style="list-style-type: none"> Massetransport til egnet/godkjent deponi Begrenset av topplagets dybde (maks 1-1,5 m)
Kalksementstabilisering	<ul style="list-style-type: none"> Omgjør bløt-/kvikkleire til fast masse med høy styrke Endrer ikke topografien Kan utføres på kun deler av skråningen (i topp) og likevel oppnå gode resultater 	<ul style="list-style-type: none"> Høyt CO₂-utslipp Kostbart Dybde begrenset av utstyr (maks 20 m)
Motfylling	<ul style="list-style-type: none"> Rimelig og enkelt (hvis forholdene ligger til rette) Ved kombinasjon med avlastning kan masser 	<ul style="list-style-type: none"> Etableres utenfor eiendommen Konsekvenser for området hvor motfylling etableres må utredes

	<p>igjenbrukes ved at disse tas av på skråningstopp og legges i bunn og dermed sparer utgifter og utslipp knyttet til bortkjøringen Ingen høye CO₂-utslipp</p>	
--	---	--

11.Konklusjon

Foreliggende rapport inneholder vurderinger iht. TEK17 §7-3 *Sikkerhet mot skred*, dvs. en utredning av områdestabilitet iht. NVE-veileder 1/2019 [1]

Konklusjonen fra foreliggende beregninger samstemmer med tidligere vurderinger i notat [2], dvs. dagens situasjon tilfredsstill **ikke** gjeldene krav iht. NVE-veileder 1/2019 [3], og spesielt skråningene i sør/sørøst ned mot Fossumbekken har svært lav beregnet sikkerhet.

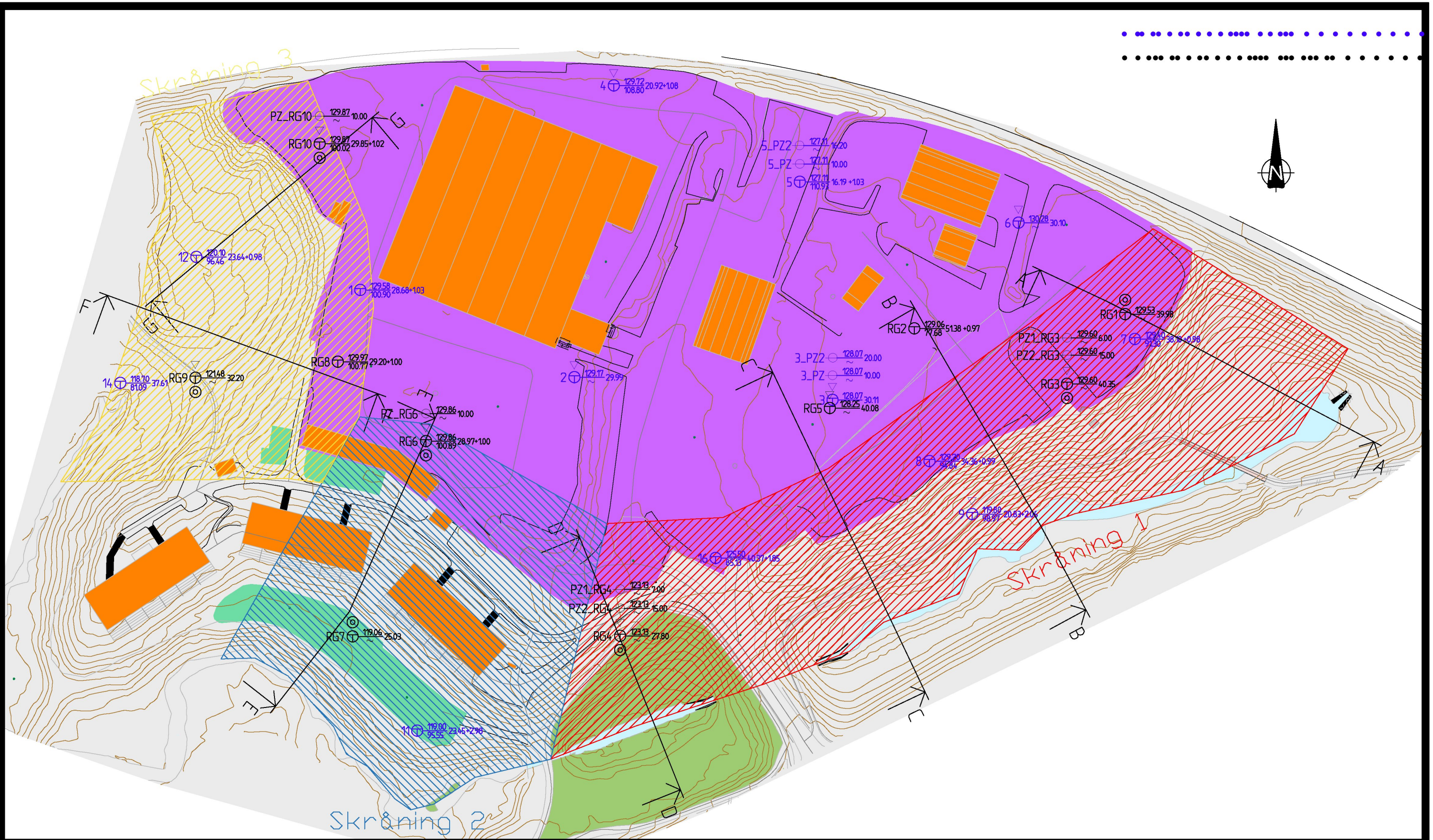
For å opprettholde dagens situasjon med lagring av containere/kjøretøy m.m. på tiltaksområdet må det utføres stabilitetsforbedrende tiltak. Disse kan være en eller flere av følgende tiltak:

- ☞ Avlastning
Forbedring av stabiliteten ved å kjøre bort masser fra toppen av skråningene i et beregnet omfang. Avlastningen skal kompensere for lasten som skal påføres for å tilfredsstill kravet om ikke-forverring
- ☞ Motfylling
For å forbedre sikkerheten til skråning ned mot Fossumbekken, kan det etableres motfylling i skråningsbunn
- ☞ Kalksementstabilisering
Utføres ved at det innblandes kalksement i bløt leire





12.Referanser

- [1] NVE (2020), *Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper.*, 2020.
- [2] RGT, «50461-01-TN Geoteknisk notat Maria Dehliis vei 40 datert 22.11.23».
- [3] NVE (2020), *Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred. Metodebeskrivelse NGI. NVE ekstern rapport nr. 9/2020.*
- [4] NVE, «<https://www.nve.no/naturfare/utredning-av-naturfare/flom-og-skredfare-i-din-kommune/faresonekart-kommuner/oslo/oslo-kommune/kvikkleirerapporter-for-oslo-kommune/>».
- [5] Oslo kommune, «Rapport for Fossumbekken – Geoteknisk prosjektering og grunnundersøkelser ifm. omlegging av VA nr. R-2433-01 datert 21.03.1988».
- [6] Oslo kommune, «Rapport over grunnundersøkelser for avskjærende klokakk ved Tokerudbekken, Grorud nr. R-149-57 datert 1958».
- [7] Geoteam, «Geoteam – Verksted Haugensletta nr. 3761 datert 05.73».
- [8] Sweco, «Grunnundersøkelser Maria Dehliis for Oslo kommune vei nr. 144511 datert 05.10».
- [9] Oslo kommune, «Omlegging av hovedledninger ved Østre Aker vei nr. R-911 datert 21.05.69 og 13.05.71».
- [10] DMR, «Geotekniske vurderingsnotater Maria Dehliis vei 40 for Baneservice AS nr. 22-0283 datert hhv. 16.12.22 og 20.12.22».
- [11] RGT, «50344-2023-14IA Vurderingsrapport Brubakkveien 16 105_549 Oslo, datert 25.09.23».
- [12] Standard Norge (2016), *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.*
- [13] RGT, «50489-01-R Geoteknisk datarapport Maria Dehliis vei 40».
- [14] Statens Vegvesen (2023), *Veledning: Håndbok N-V220 "Geoteknikk i vegbygging"*.
- [15] Statens vegvesen, «Normal, Håndbok N200: "Vegbygging",» 2018.
- [16] RGT, «50489-02-TN Geoteknisk notat (dim. laster) Maria Dehliis vei 40 datert 15.01.24».
- [17] Trimble (2020), *Geoteknisk programpakke for bl.a. beregning av stabilitet: Novapoint GeoSuite Toolbox 20.0.1.0.*
- [18] NIFS, «Naturfareprosjektet Dp.6 Kvikkleire - Valg av kar. cuA, rapport nr. 77 datert 2014».
- [19] RGT, «Email "Stabilitetsberegninger Maria Dehliis vei" sendt 23.11.23 til Jonas Snefjellå Løvås <josn@nrep.com>».

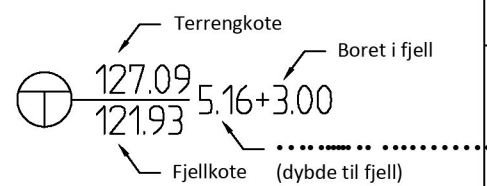
-
- [20] RGT, «Email "Maria Dehliis vei 40 - Beregninger og NVE" sendt 30.11.23 til Jonas Snefjellå Løvås <josn@nrep.com>».
- [21] RGT, «Email "Maria Dehliis vei 40 - Motfylling og tilbud på grunnundersøkelser" sendt 08.12.23 til Jonas Snefjellå Løvås <josn@nrep.com> og Vidar Ellefsen <vidar.ellefsen@advansia.no>».
- [22] Statens Vegvesen, «Trafikklastforskrift - Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det, 17.11.2017».



Symbolforklaring:

-  Totalsondering
-  Dreietrykksondering
-  CPTU sondering
-  Prøvetaking
-  Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel
 Oversiktstegning-V01



Prosjekt
 Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
 1875/50489

Format/Målestokk
 A3 1:1000

Dato
 19.03.24

Tegnet
 EK

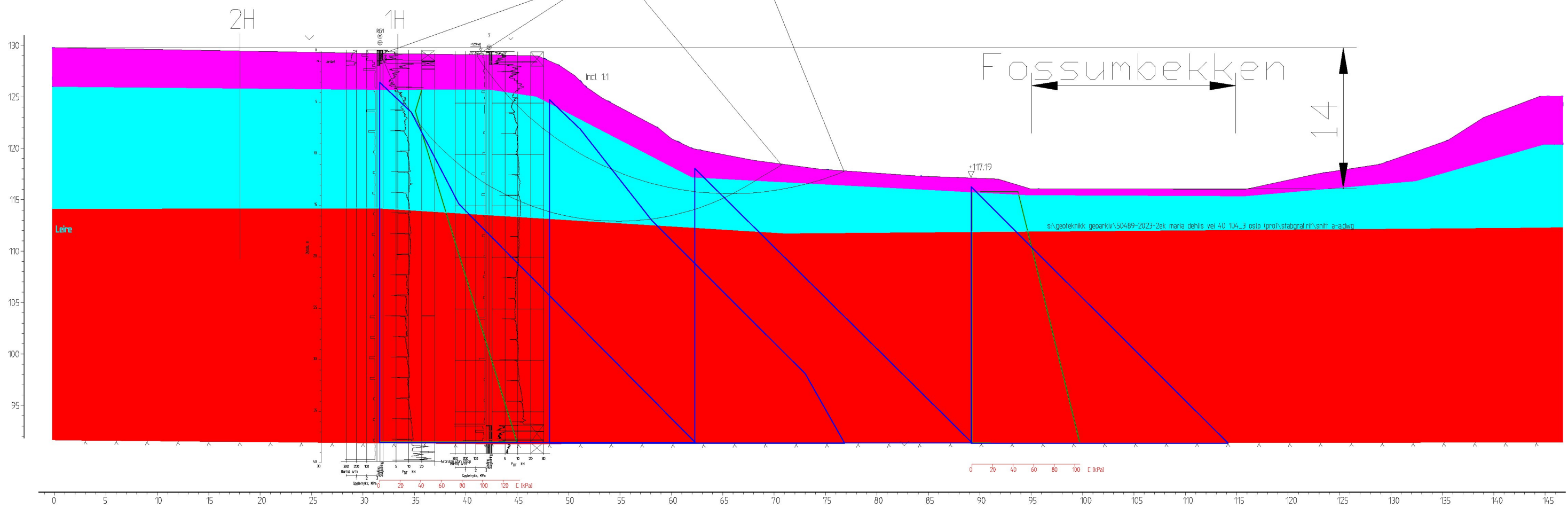
Tegningsnr.
 V01-1

Kontrollert
 CH

Rev.
 0

Tiltaksområdet

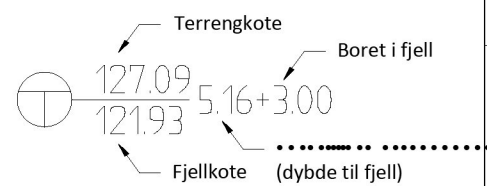
Material	Un.Weight	Sub.Weight	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.00	9.00	32.0	3.0				
Leire/silt	19.00	9.00	27.0	5.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Kvikkleire	19.00	9.00	25.0	4.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Fast/morene	19.00	9.00	34.0	7.0				



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreiestrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt A-A, α -phi og suA

Romerike Geoteknikk

Prosjekt
Maria Dehlis vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

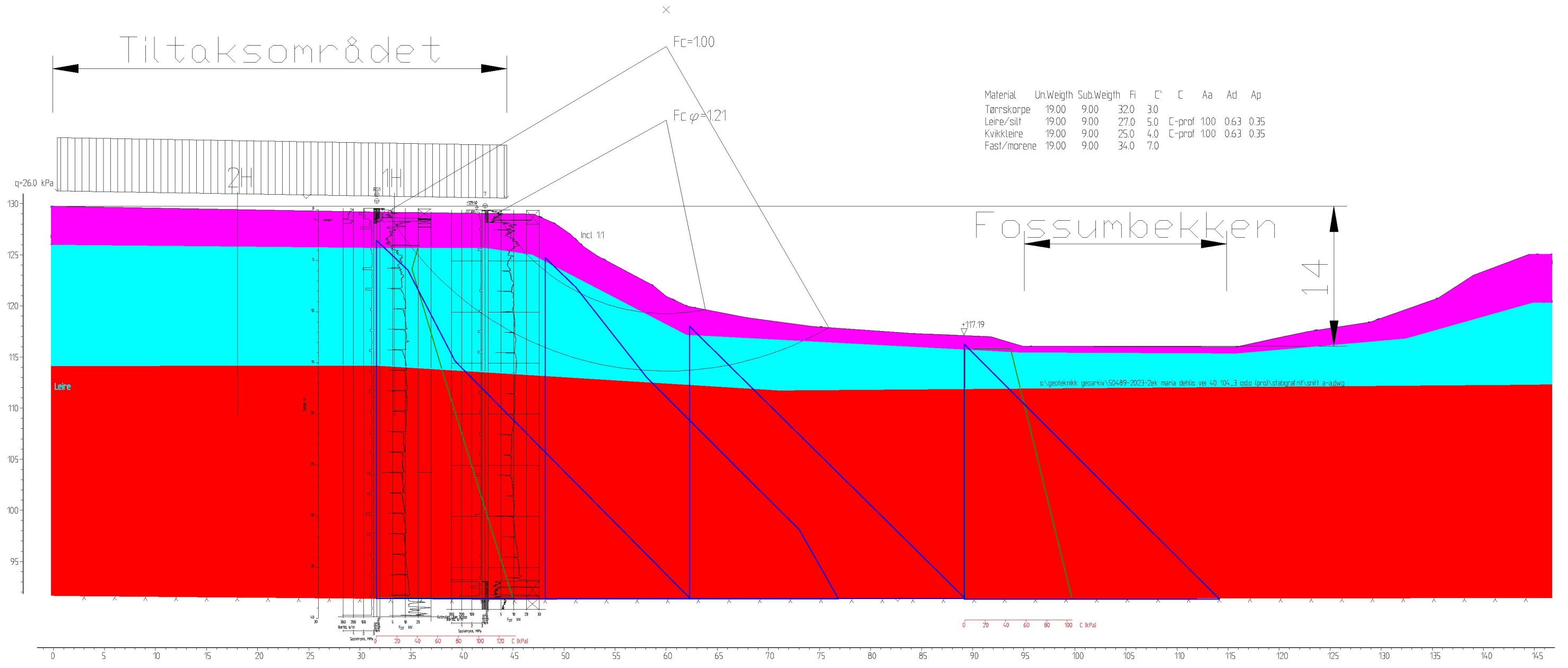
19.03.24

Tegnet
EK

Kontrollert
CH

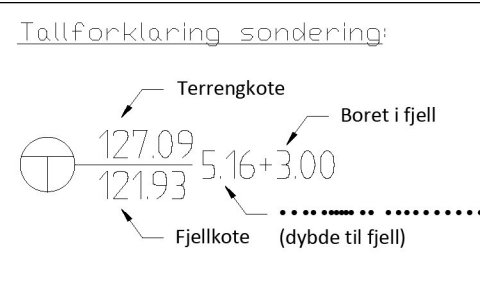
Tegningsnr.
V03-1

Rev.
0



Symbolforklaring:

	Totalsondering
	Dreiestrykkssondering
	CPTU sondering
	Prøvetaking
	Poretrykksmåling



Tittel: Stabilitetsberegning snitt A-A m/last, α -phi og suA

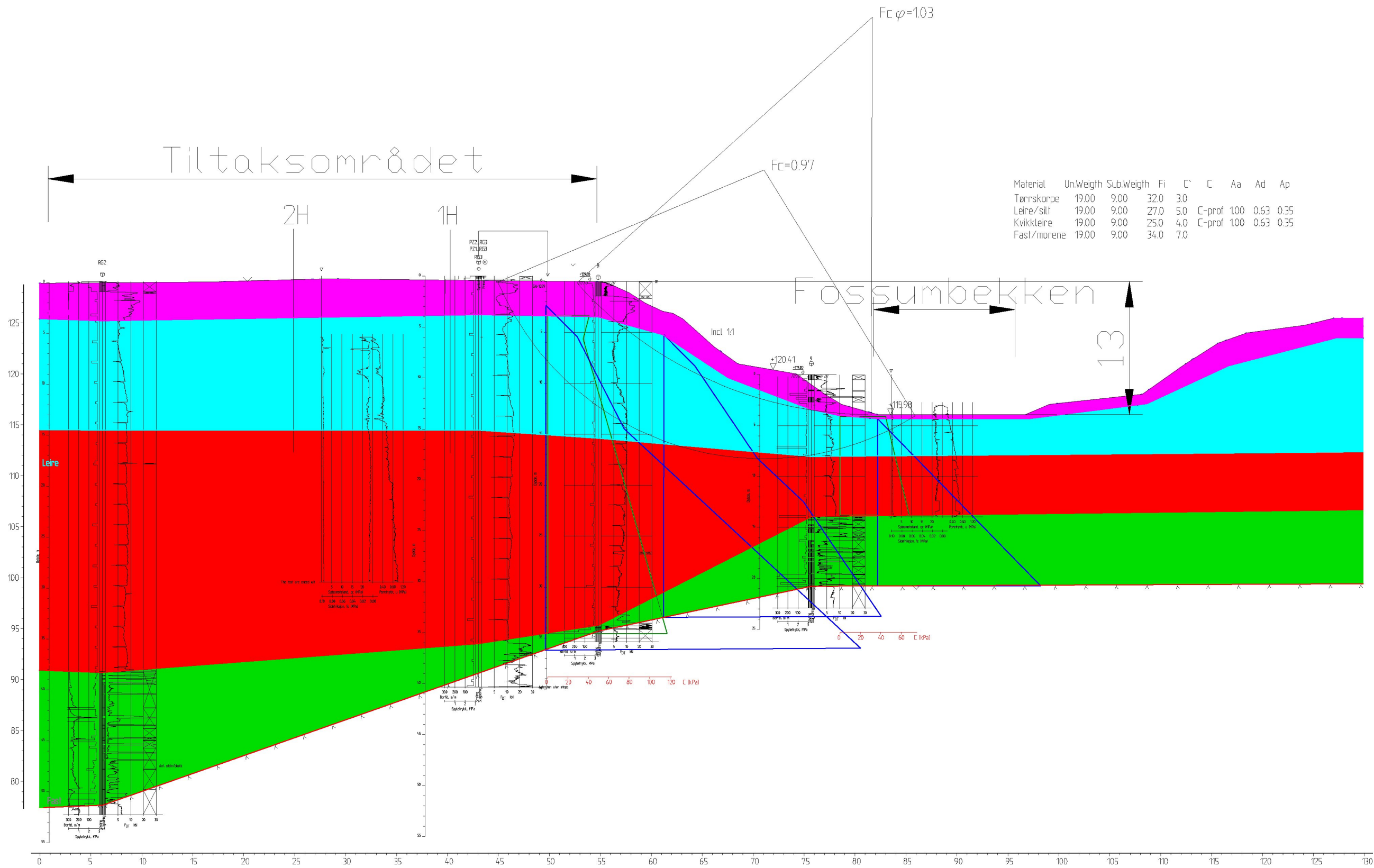
Romerike Geoteknikk

Prosjekt: Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.: 1875/50489

Format/Målestokk: A3 1:1000

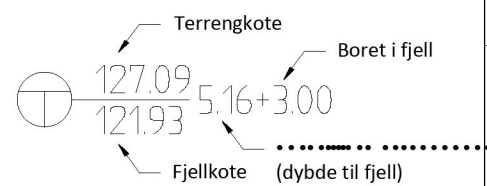
Dato: 19.03.24	
Tegnet: EK	Kontrollert: CH
Tegningsnr.: V03-2	Rev.: 0



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreietrykksondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt B-B, α - ϕ og suA

Romerike Geoteknikk

Prosjekt
Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

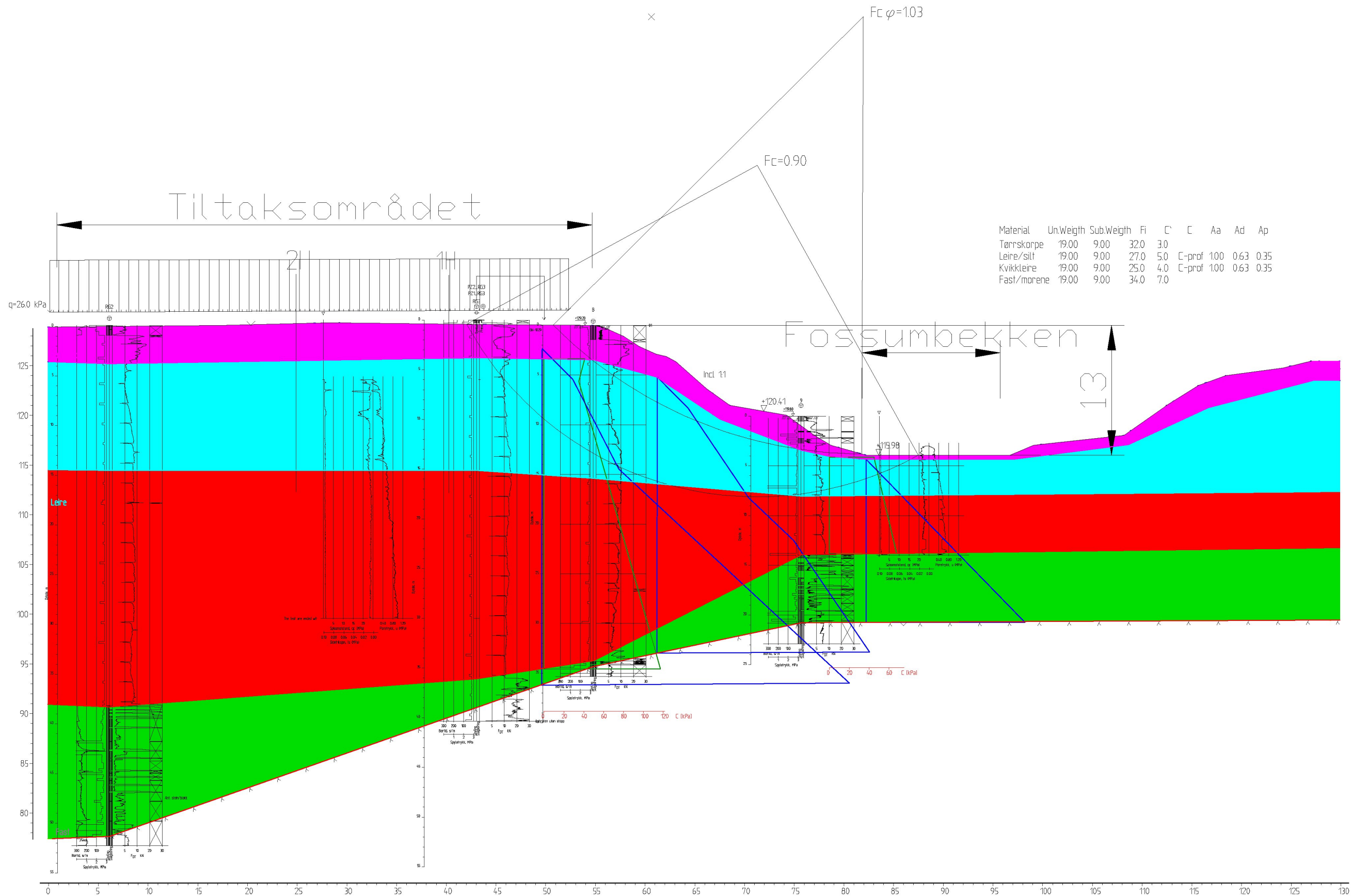
19.03.24

Tegnet
EK

Tegningsnr.
V03-3

Kontrollert
CH

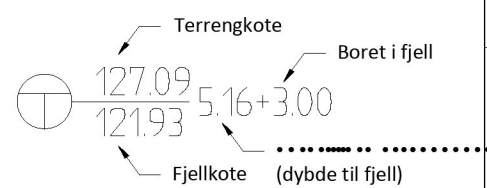
Rev.
0



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreietrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt B-B m/load, α - ϕ og suA



Prosjekt
Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

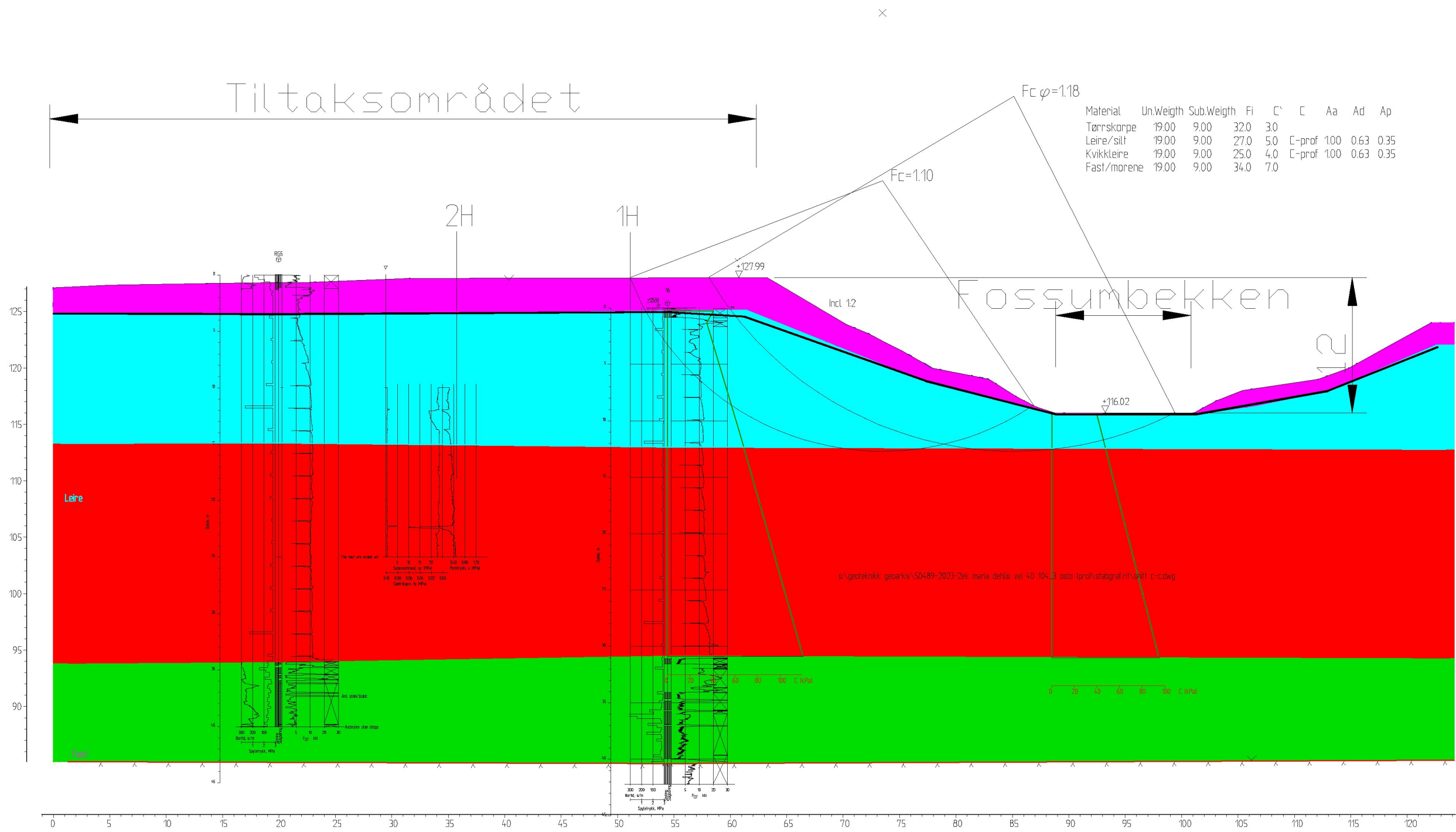
19.03.24

Tegnet
EK

Tegningsnr.
V03-4

Kontrollert
CH

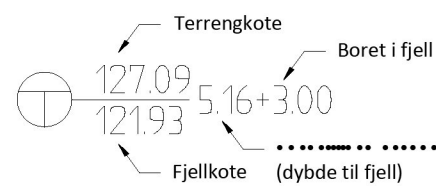
Rev.
0



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreiestrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt C-C, a-phi og suA

Romerike Geoteknikk

Prosjekt
Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

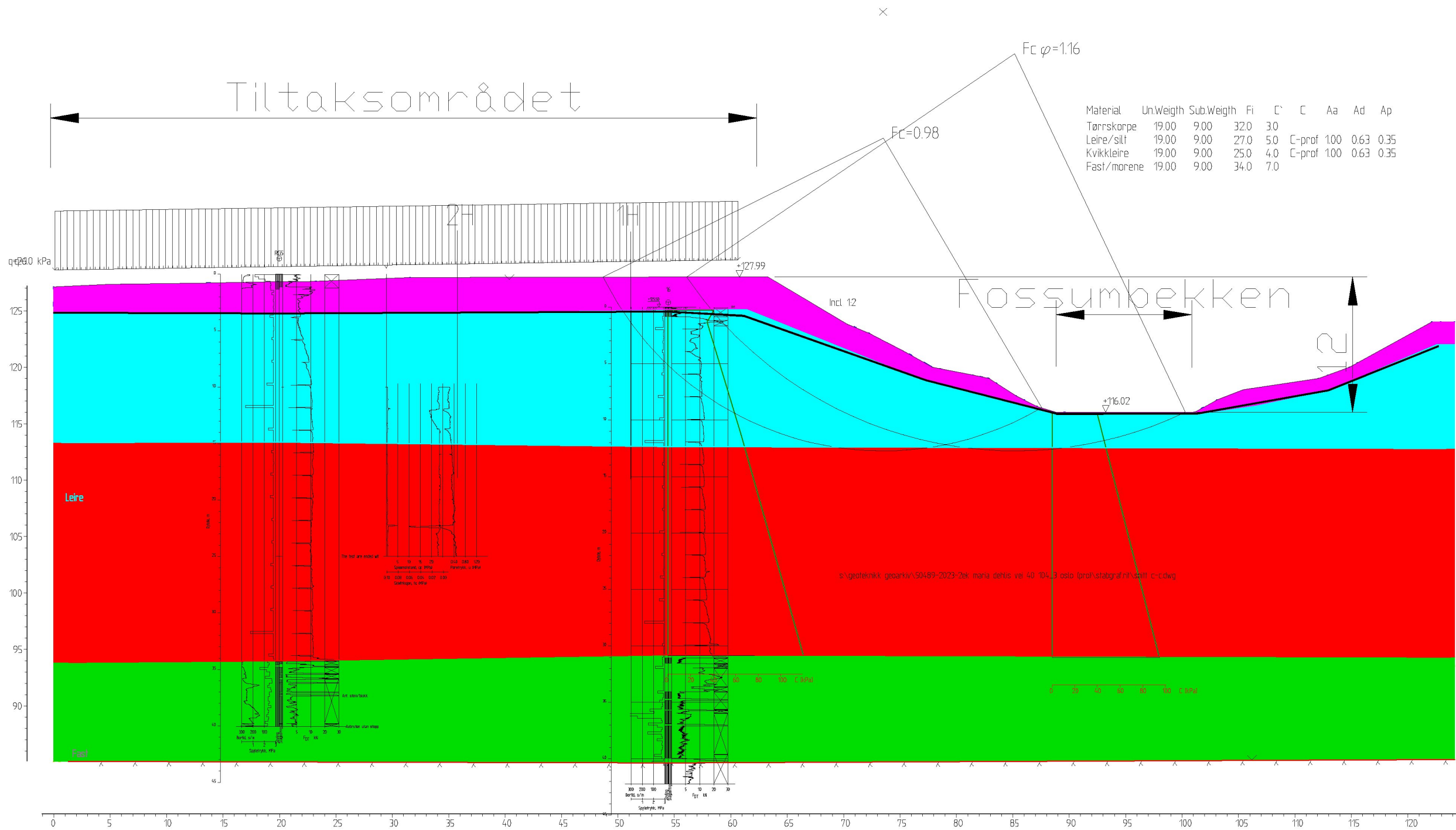
19.03.24

Tegnet
EK

Tegningsnr.
V03-5

Kontrollert
IA

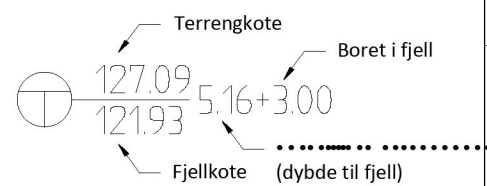
Rev.
0



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreiestrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt C-C m/last, α - ϕ og suA



Prosjekt
Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

19.03.24

Tegnet
EK

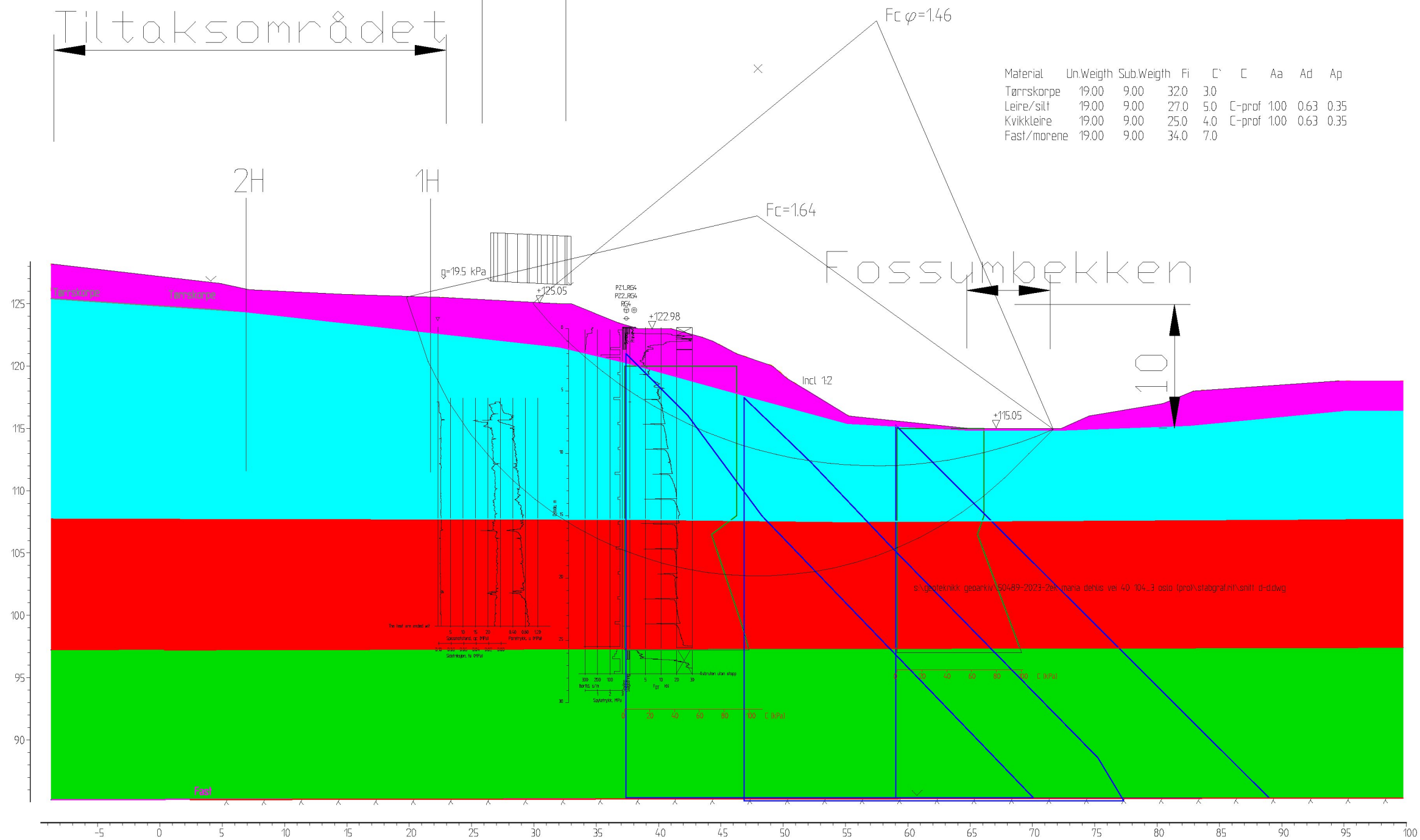
Tegningsnr.
V03-6

Kontrollert
IA

Rev.
0

Maria Dehlis vei
Tiltaksområdet

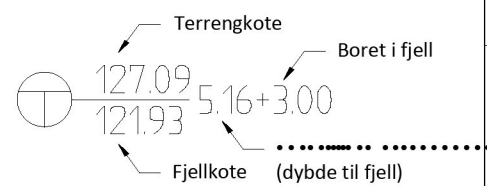
Material	Un.Weight	Sub.Weight	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.00	9.00	32.0	3.0				
Leire/silt	19.00	9.00	27.0	5.0	C-prof	100	0.63	0.35
Kvikkleire	19.00	9.00	25.0	4.0	C-prof	100	0.63	0.35
Fast/morene	19.00	9.00	34.0	7.0				



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreietrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt D-D, α - ϕ og suA

Romerike Geoteknikk

Prosjekt
Maria Dehlis vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

19.03.24

Tegnet
EK

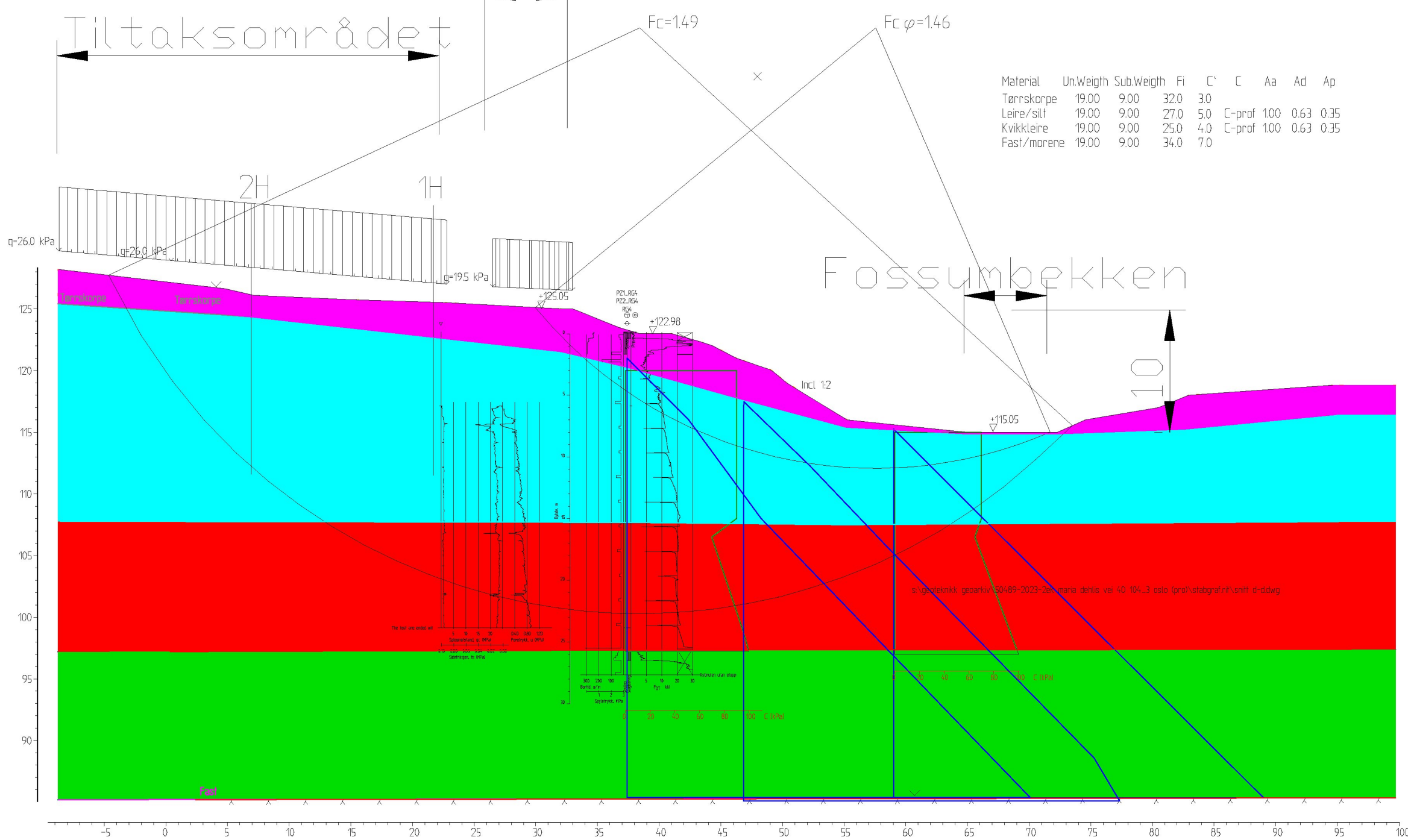
Tegningsnr.
V03-7

Kontrollert
IA

Rev.
0

Maria Dehli's vei

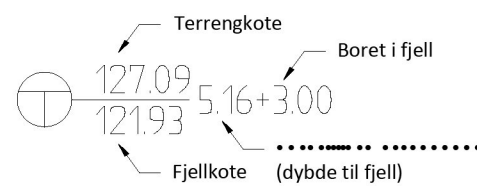
Tiltaksområdet



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreiestrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt D-D m/last, α - ϕ og suA



Prosjekt
Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

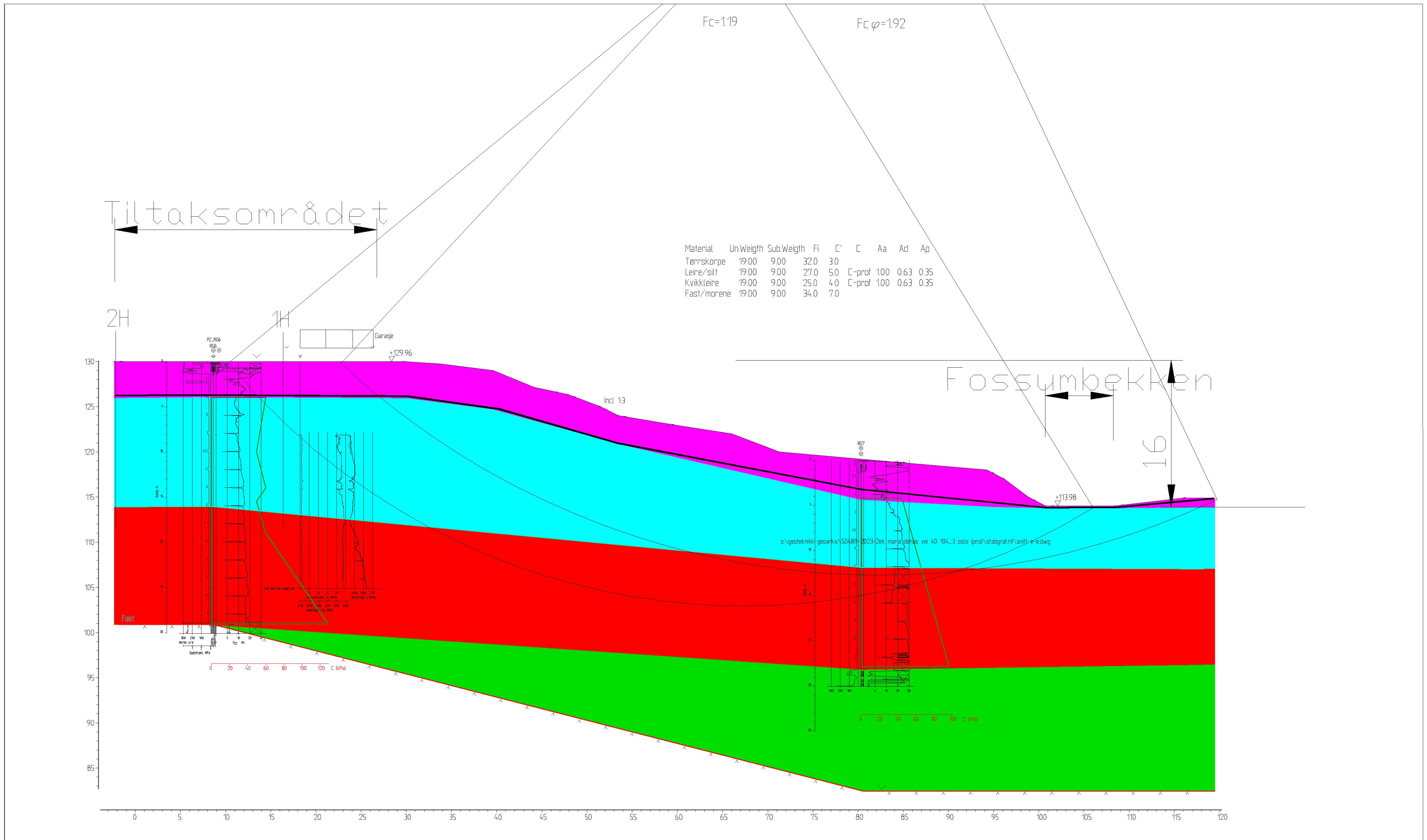
19.03.24

Tegnet
EK

Kontrollert
IA

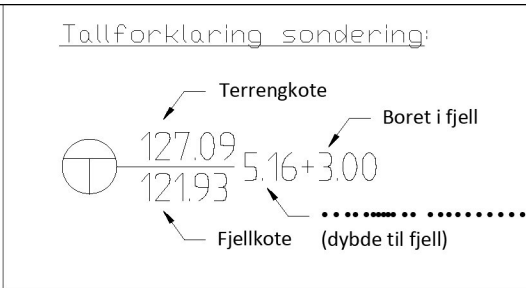
Tegningsnr.
V03-8

Rev.
0



Symbolforklaring:

	Totalsondering
	Dreietrykkssondering
	CPTU sondering
	Prøvetaking
	Poretrykksmåling



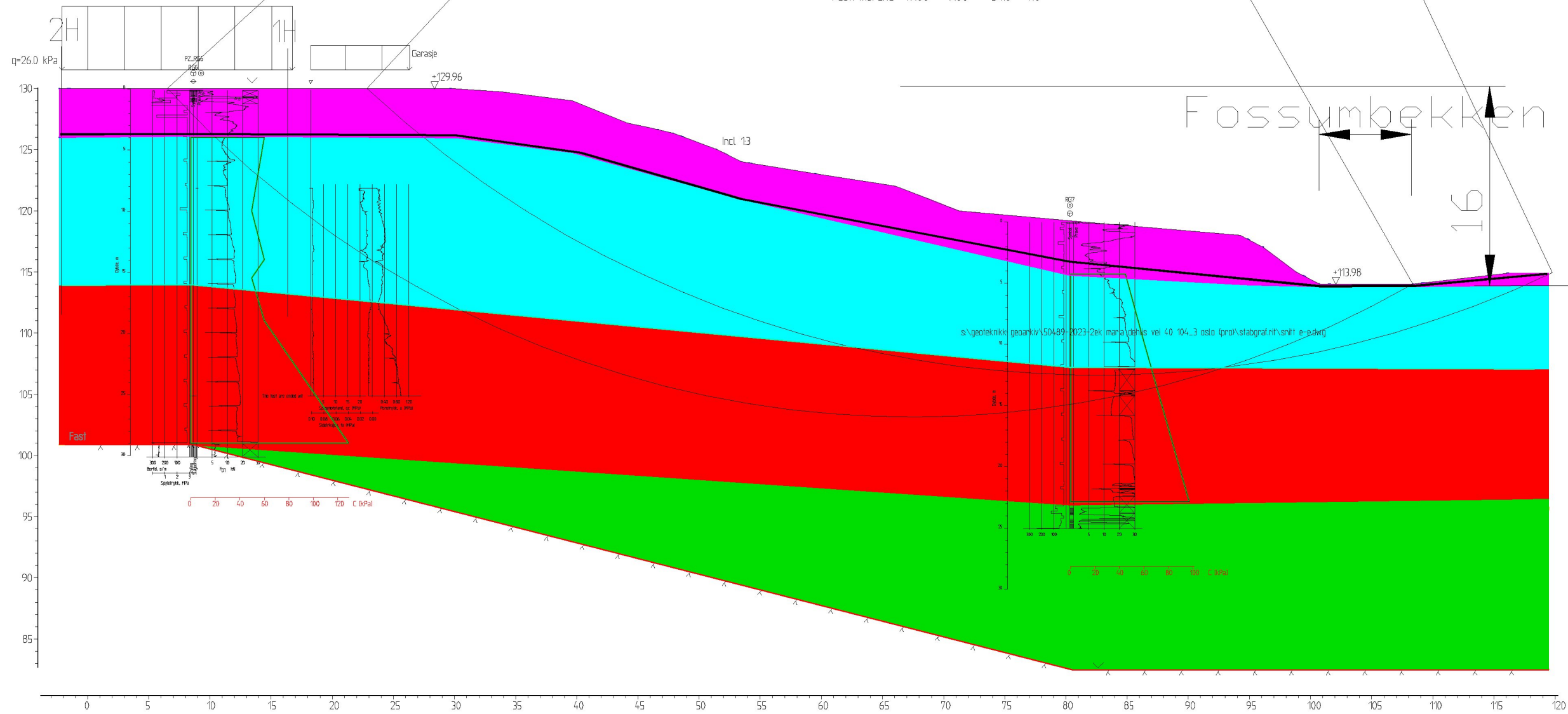
Tittel Stabilitetsberegning snitt E-E, α - ϕ og suA		Dato 19.03.24		
		Prosjekt Maria Dehlis vei 40, 104/3, Oslo	Tegnet EK	Kontrollert IA
		Prosjektnr. 1875/50489	Format/Målestokk A3 1:1000	Tegningsnr. V03-9

Fc=1.16

Fc φ=1.92

Tiltaksområdet

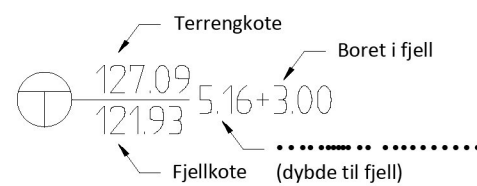
Material	Un.Weigh	Sub.Weigh	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.00	9.00	32.0	30				
Leire/silt	19.00	9.00	27.0	5.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Kvikkleire	19.00	9.00	25.0	4.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Fast/morene	19.00	9.00	34.0	7.0				



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreietrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt E-E m/last, α-φ og suA

Dato

19.03.24



Prosjekt
Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

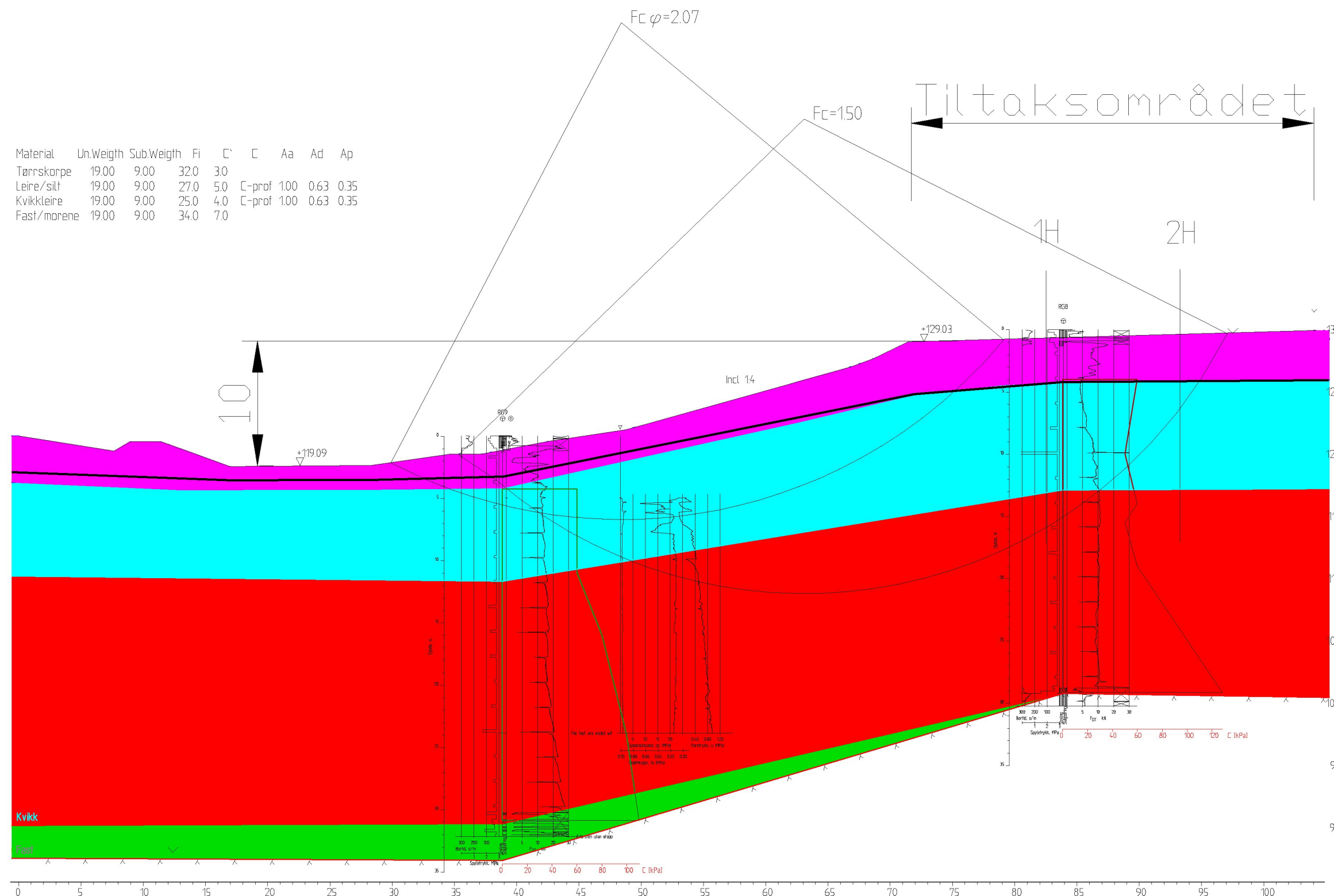
Tegnet
EK

Tegningsnr.
V03-10

Kontrollert
IA

Rev.
0

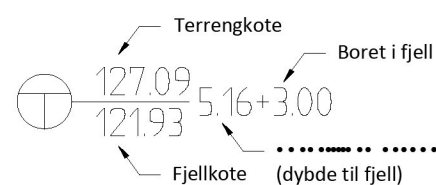
Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Tørrskorpe	19.00	9.00	32.0	3.0				
Leire/silt	19.00	9.00	27.0	5.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Kvikkleire	19.00	9.00	25.0	4.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Fast/morene	19.00	9.00	34.0	7.0				



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreietrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt F-F, α - ϕ og suA

Romerike Geoteknikk

Prosjekt
Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

19.03.24

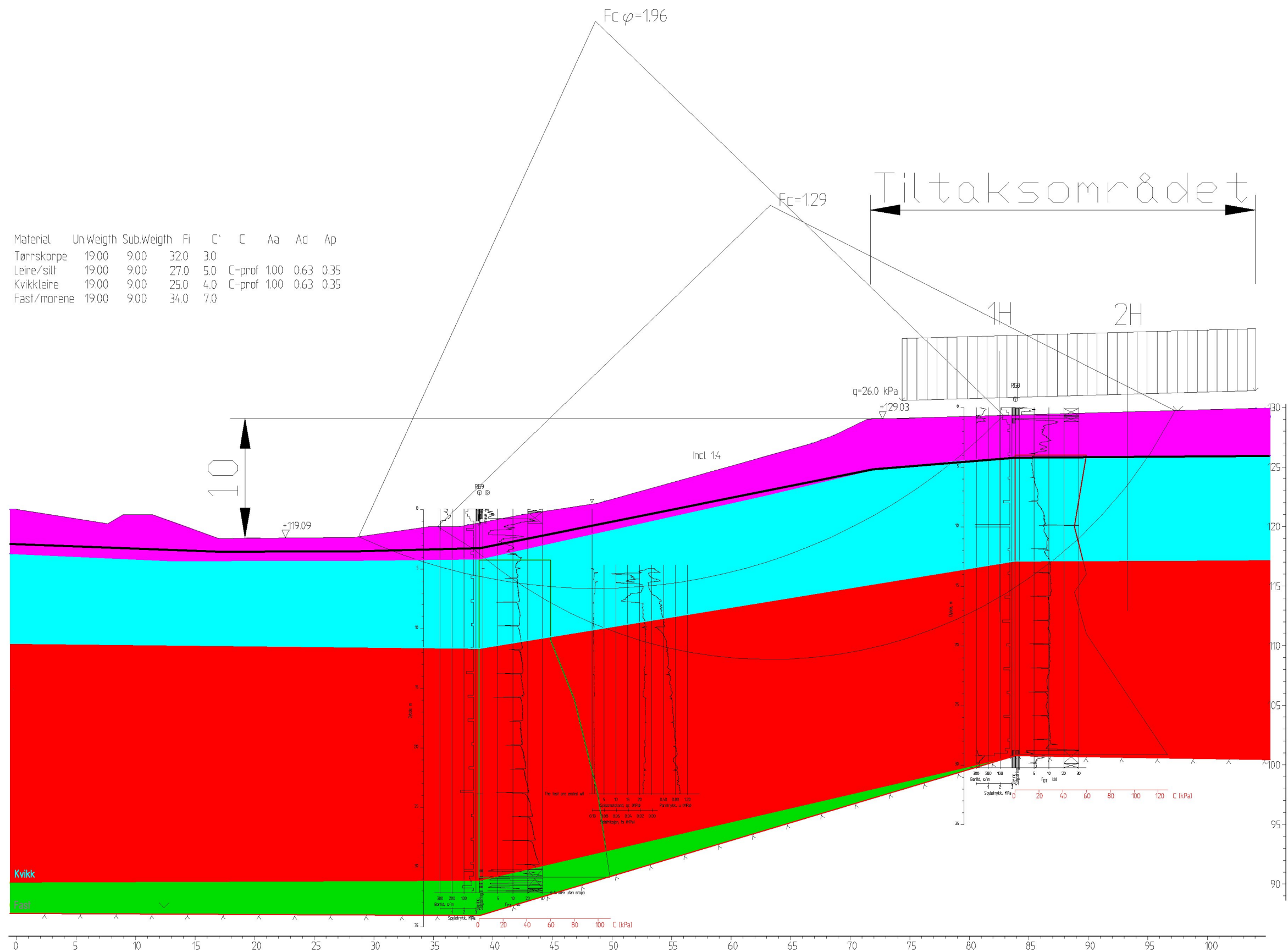
Tegnet
EK

Tegningsnr.
V03-11

Kontrollert
IA

Rev.
0

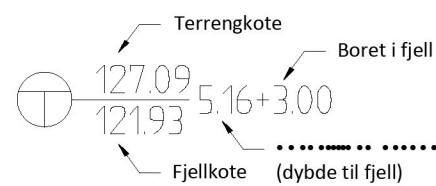
Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Tørrskorpe	19.00	9.00	32.0	3.0				
Leire/silt	19.00	9.00	27.0	5.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Kvikkleire	19.00	9.00	25.0	4.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Fast/morene	19.00	9.00	34.0	7.0				



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreiestrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt F-F m/last, α - ϕ og suA

Romerike Geoteknikk

Prosjekt
Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

19.03.24

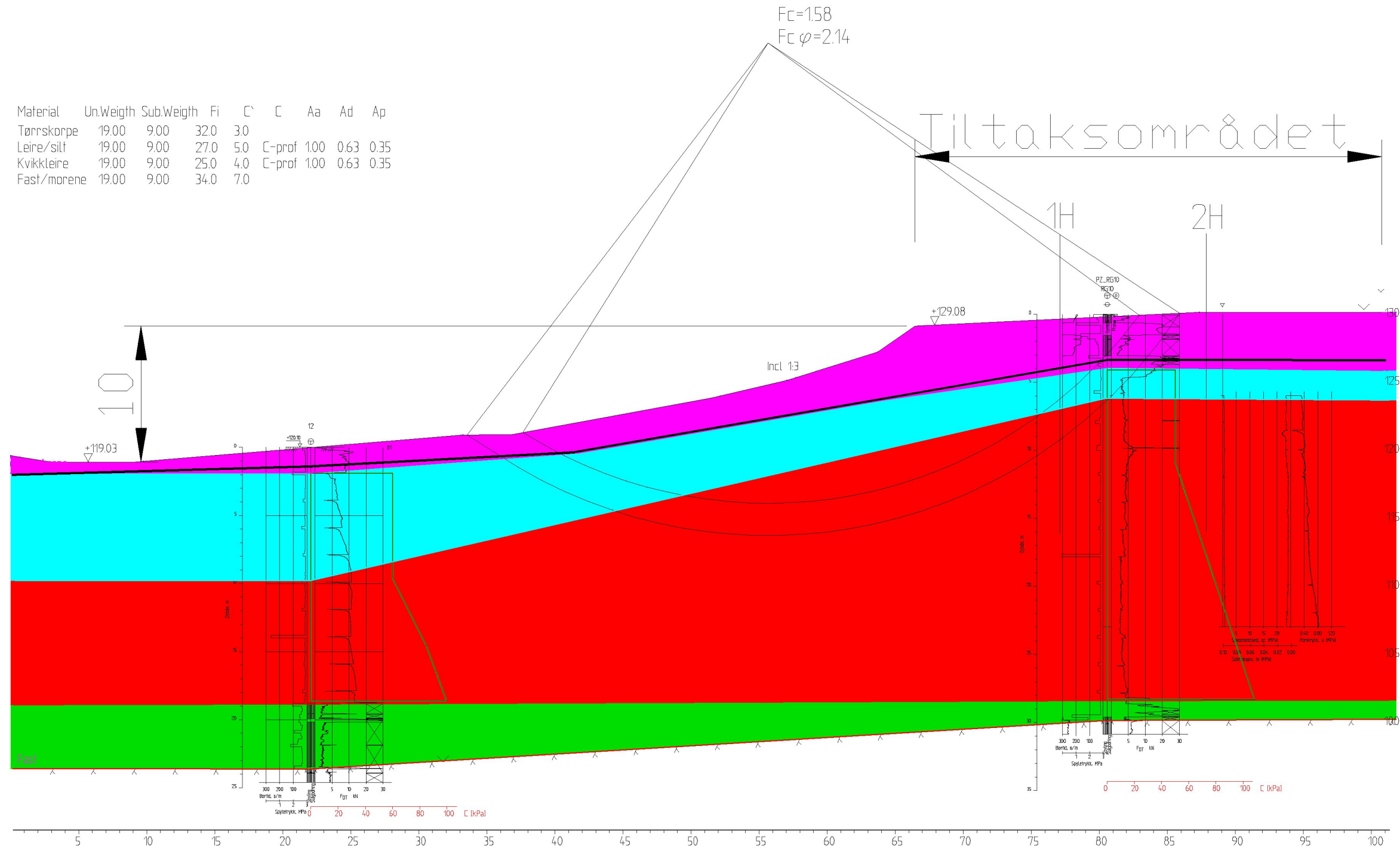
Tegnet
EK

Tegningsnr.
V03-12

Kontrollert
IA

Rev.
0

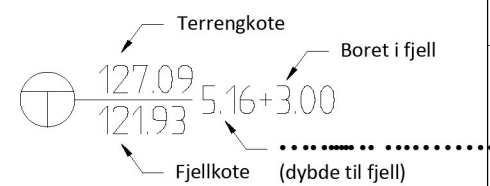
Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C	C	Aa	Ad	Ap
Tørrskorpe	19.00	9.00	32.0	3.0				
Leire/silt	19.00	9.00	27.0	5.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Kvikkleire	19.00	9.00	25.0	4.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Fast/morene	19.00	9.00	34.0	7.0				



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreiestrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt G-G, α - ϕ og su_A



Prosjekt
Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

19.03.24

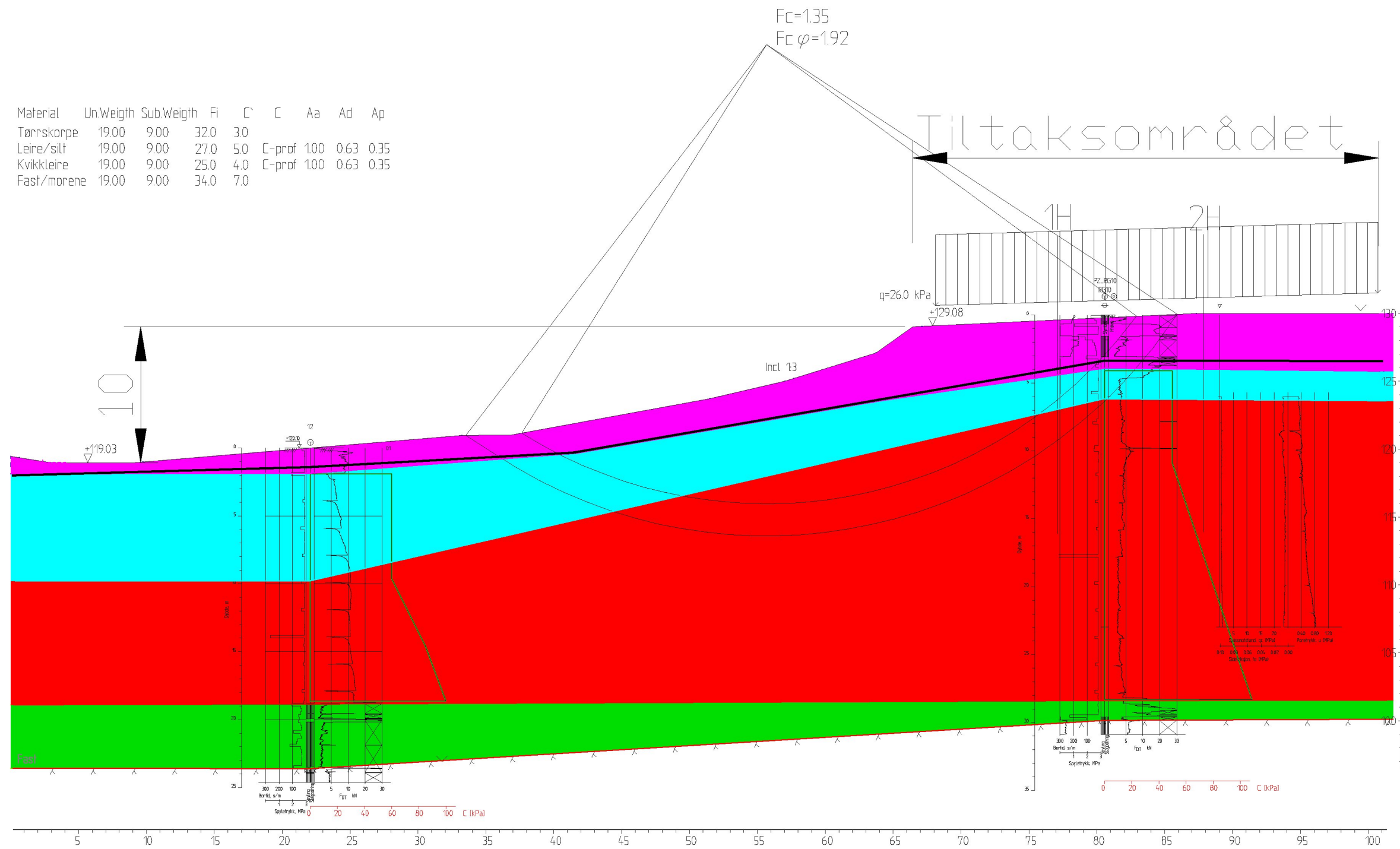
Tegnet
EK

Tegningsnr.
V03-13

Kontrollert
IA

Rev.
0

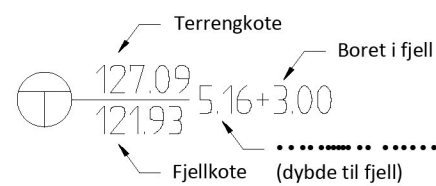
Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Tørrskorpe	19.00	9.00	32.0	3.0				
Leire/silt	19.00	9.00	27.0	5.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Kvikkleire	19.00	9.00	25.0	4.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Fast/morene	19.00	9.00	34.0	7.0				



Symbolforklaring:

- Totalsondering
- Dreietrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

Tallforklaring sondering:



Tittel

Stabilitetsberegning snitt G-G m/last, α -phi og suA

Romerike Geoteknikk

Prosjekt
Maria Dehli's vei 40, 104/3, Oslo

Prosjektnr.
1875/50489

Format/Målestokk
A3 1:1000

Dato

19.03.24

Tegnet
EK

Tegningsnr.
V03-14

Kontrollert
IA

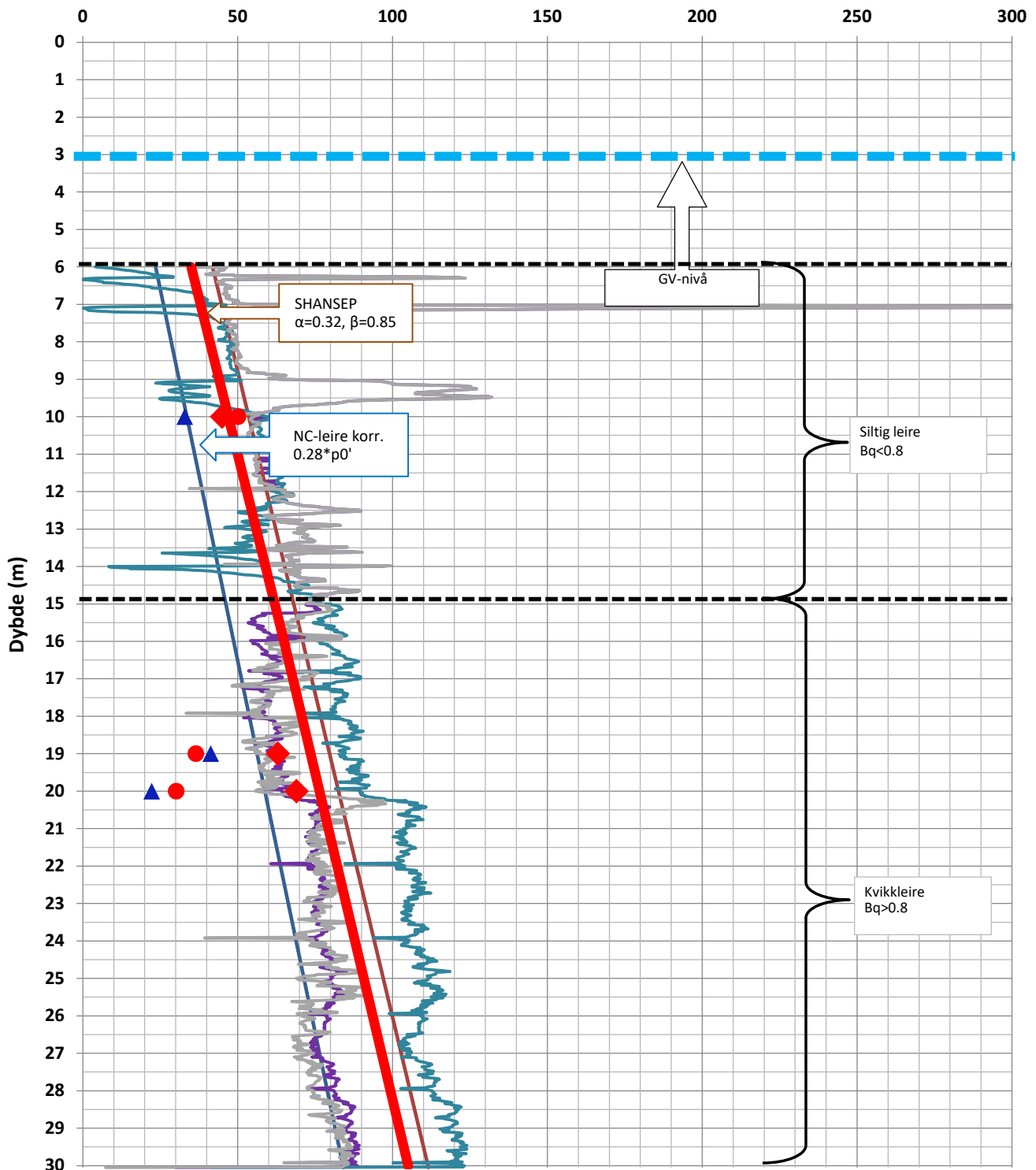
Rev.
0

Prosjekt: Maria Dehli's vei 40, gnr./bnr. 104/3, Oslo kommune
Rapport: 50489-01-R Geoteknisk rapport (områdestabilitet) Maria Dehli's vei
40

Vedlegg 1

Tolkning av aktiv udrenert skjærstyrke, su_A

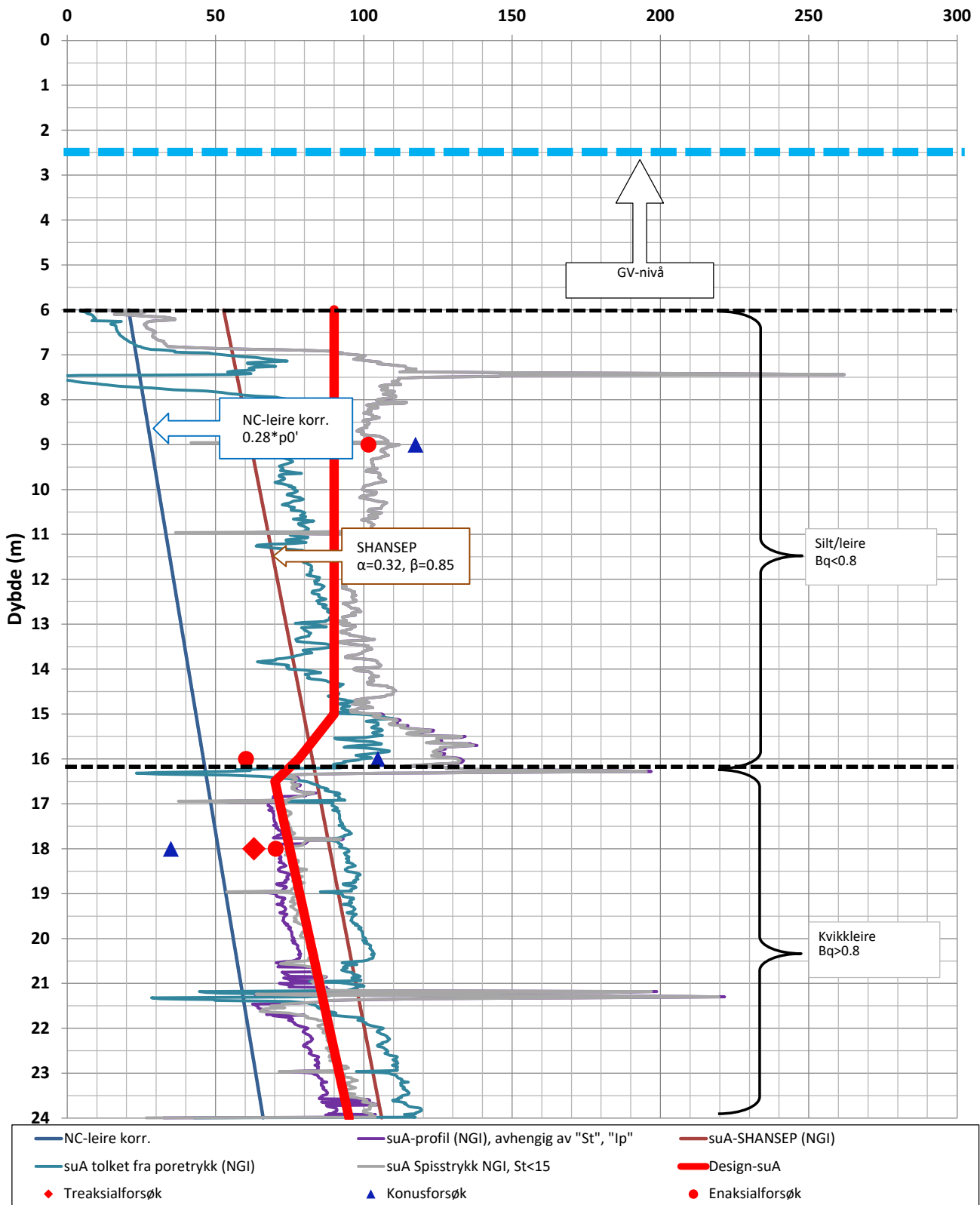
Aktiv udrenert skjærstyrke suA (kN/m²) for RG3



— NC-leire korr.	— suA-profil (NGI), avhengig av "St", "Ip"	— suA-SHANSEP (NGI)
— suA tolket fra poretrykk (NGI)	— suA Spisstrykk NGI, St<15	— Design-suA
◆ Treaksialforsøk	▲ Konusforsøk	● Enaksialforsøk

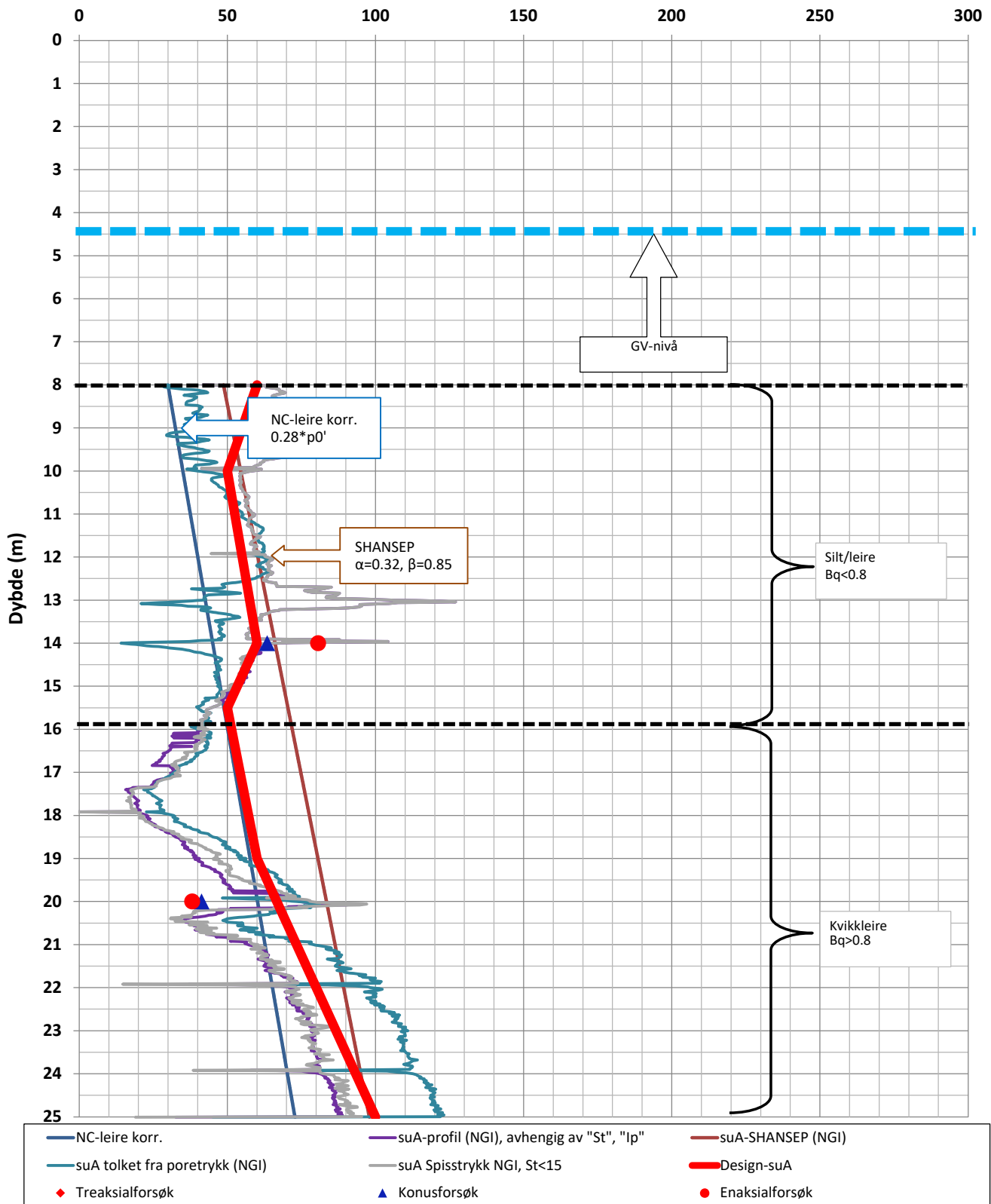
Tittel:	Tolkning av aktiv udrenert skjærstyrke suA fra CPTU	CPTU-/hull nr.:	RG3	Sonde nr.:	5480
Prosjekt / Oppdragsnr.:	Maria Dehlis vei 40	Terrengkote:	129,6	Type sonde:	Geotech
	1875	Borfirma:	RGB	Dato sondering:	14.02.2024
Sted:	Gnr./bnr.: 104/3	Dato tolket:	25.02.2024		
	Kommune: Oslo	Tolket/tegnet:	EK		
Oppdragsgiver:		Kontrollert:	CH		


Aktiv udrenert skjærstyrke suA (kN/m²) for RG4



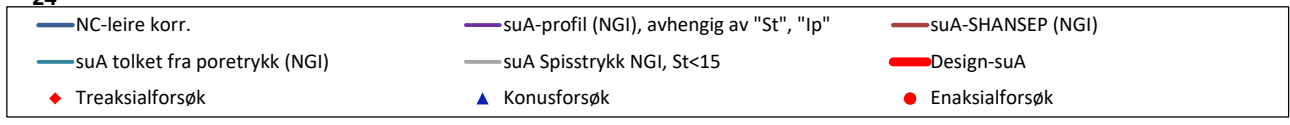
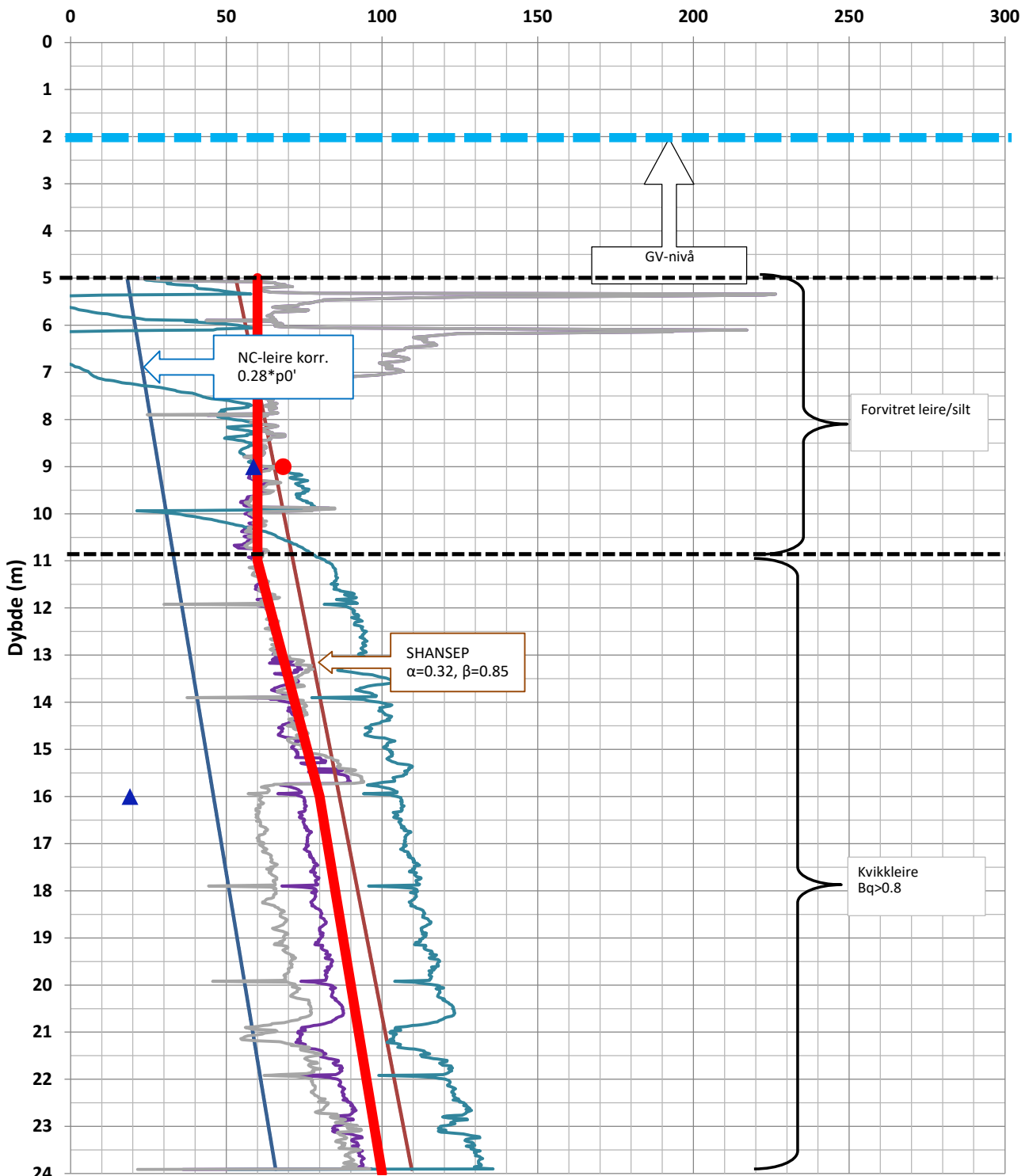
Tittel:	Tolkning av aktiv udrenert skjærstyrke suA fra CPTU			CPTU-/hull nr.:	RG4	Sonde nr.:	5480
Prosjekt / Oppdragsnr.:	Maria Dehlis vei 40		1875	Terrengkote:	123,13	Type sonde:	Geotech
				Borfirma:	RGB	Dato sondering:	12.02.2024
Sted:	Gnr./bnr.:	104/3	Dato tolket:	25.02.2024			
	Kommune:	Oslo	Tolket/tegnet:	EK			
Oppdragsgiver:			Kontrollert:	CH			

Aktiv udrenert skjærstyrke suA (kN/m²) for RG6



Tittel: Tolkning av aktiv udrenert skjærstyrke suA fra CPTU		CPTU-/hull nr.: RG6	Sonde nr. : 5480
Prosjekt / Oppdragsnr.: Maria Dehli's vei 40		Terrengkote: 129,9	Type sonde: Geotech
		Borfirmat: RGB	Dato sondering: 13.02.2024
Sted:	Gnr./bnr.: 104/3	Dato tolket: 25.02.2024	
	Kommune: Oslo	Tolket/tegnet: EK	
Oppdragsgiver:		Kontrollert: CH	

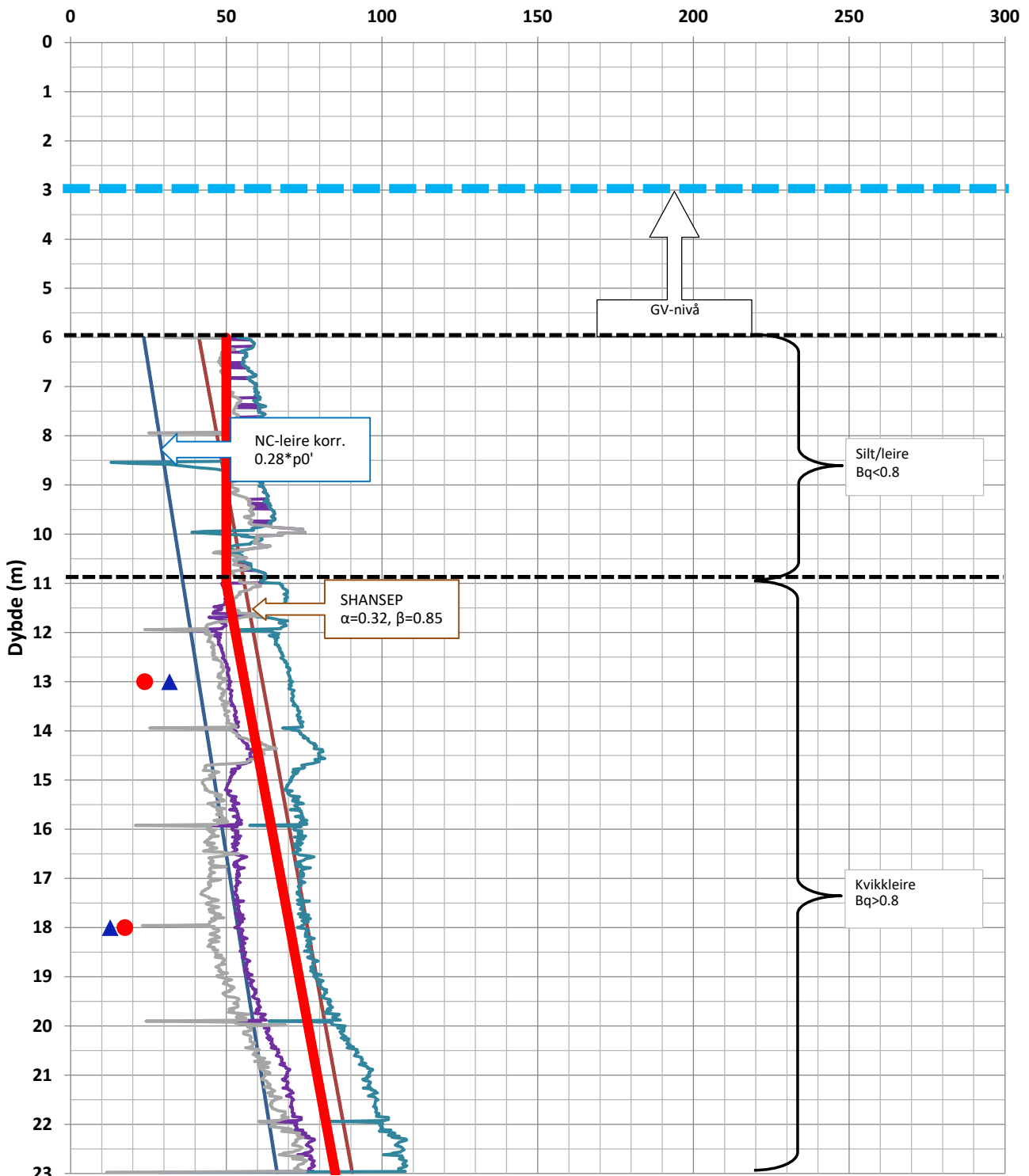
Aktiv udrenert skjærstyrke suA (kN/m²) for RG9



Tittel:	Tolkning av aktiv udrenert skjærstyrke suA fra CPTU	CPTU-/hull nr.:	RG9	Sonde nr.:	5480
Prosjekt / Oppdragsnr.:	Maria Dehlis vei 40	1875	Terrengkote:	121,5	Type sonde: Geotech
Sted:	Gnr./bnr.: 104/3	Dato tolket: 25.02.2024	Borfirma:	RGB	Dato sondering: 07.02.2024
Oppdragsgiver:	Kommune: Oslo	Tolket/tegnet: EK			
		Kontrollert: CH			



Aktiv udrenert skjærstyrke suA (kN/m²) for RG10



<ul style="list-style-type: none"> — NC-leire korr. — suA tolket fra poretrykk (NGI) ◆ Treaksialforsøk 	<ul style="list-style-type: none"> — suA-profil (NGI), avhengig av "St", "Ip" — suA Spisstrykk NGI, St<15 ▲ Konusforsøk 	<ul style="list-style-type: none"> — suA-SHANSEP (NGI) — Design-suA ● Enaksialforsøk
---	---	--

Tittel:	Tolkning av aktiv udrenert skjærstyrke suA fra CPTU			CPTU-/hull nr.:	RG10	Sonde nr.:	5480
Prosjekt / Oppdragsnr.:	Maria Dehlis vei 40		1875	Terrengkote:	129,9	Type sonde:	Geotech
				Borfirmat:	RGB	Dato sondering:	13.02.2024
Sted:	Gnr./bnr.:	104/3	Dato tolket:	25.02.2024			
	Kommune:	Oslo	Tolket/tegnet:	EK			
Oppdragsgiver:			Kontrollert:	CH			



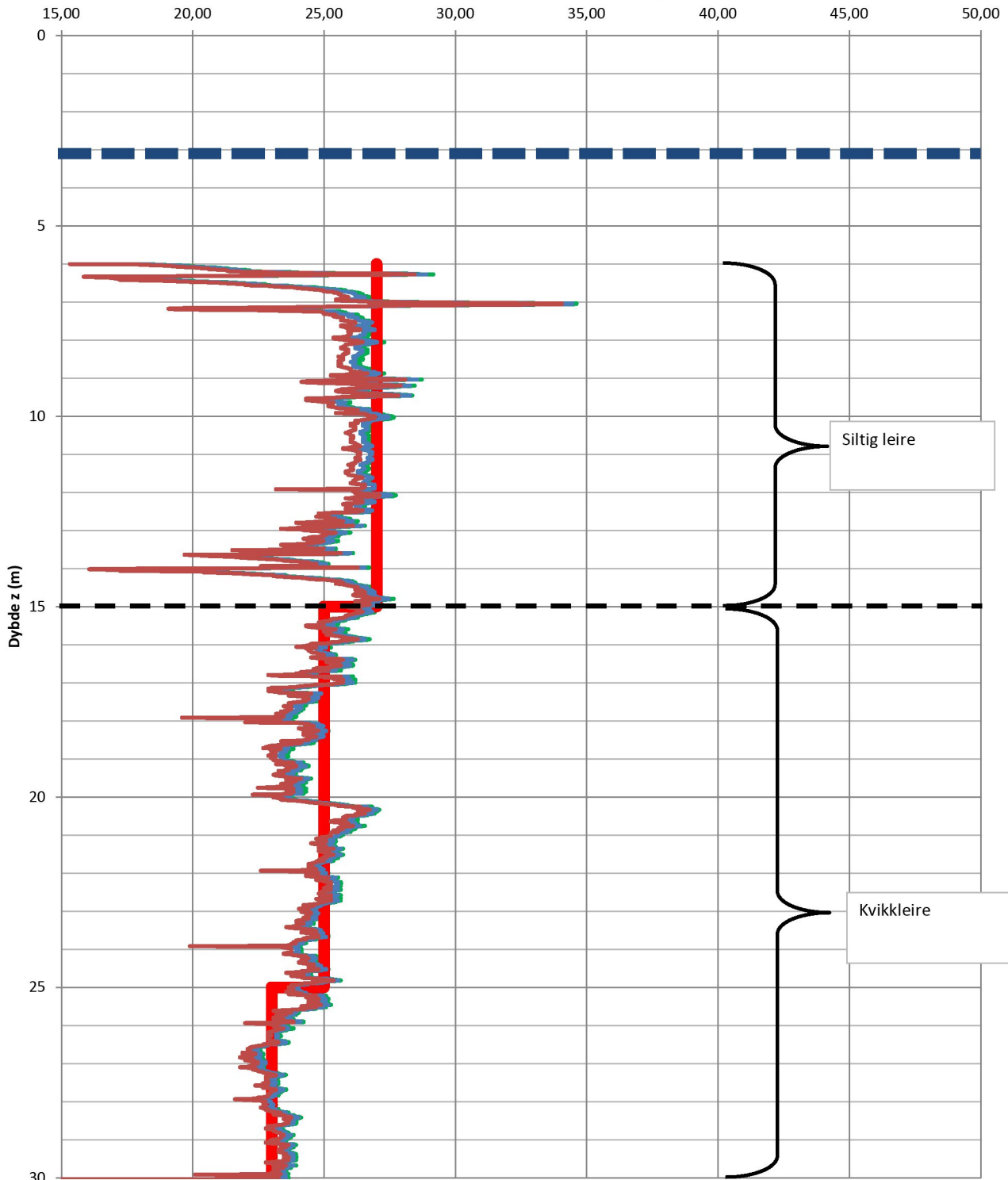
Prosjekt: Maria Dehli's vei 40, gnr./bnr. 104/3, Oslo kommune
Rapport: 50489-01-R Geoteknisk rapport (områdestabilitet) Maria Dehli's vei
40

Vedlegg 2

Tolkning av friksjonsvinkel (α - ϕ)

RG3

Friksjonsvinkel ϕ (°), tolket fra Bq, Nm, β




— NTH-modell, ϕ_{i1} , $\beta = -20$ grader, $a = 8$ kPa

— Design-phi

— NTH-modell, ϕ_{i2} , $\beta = -20$ grader, $a = 10$ kPa

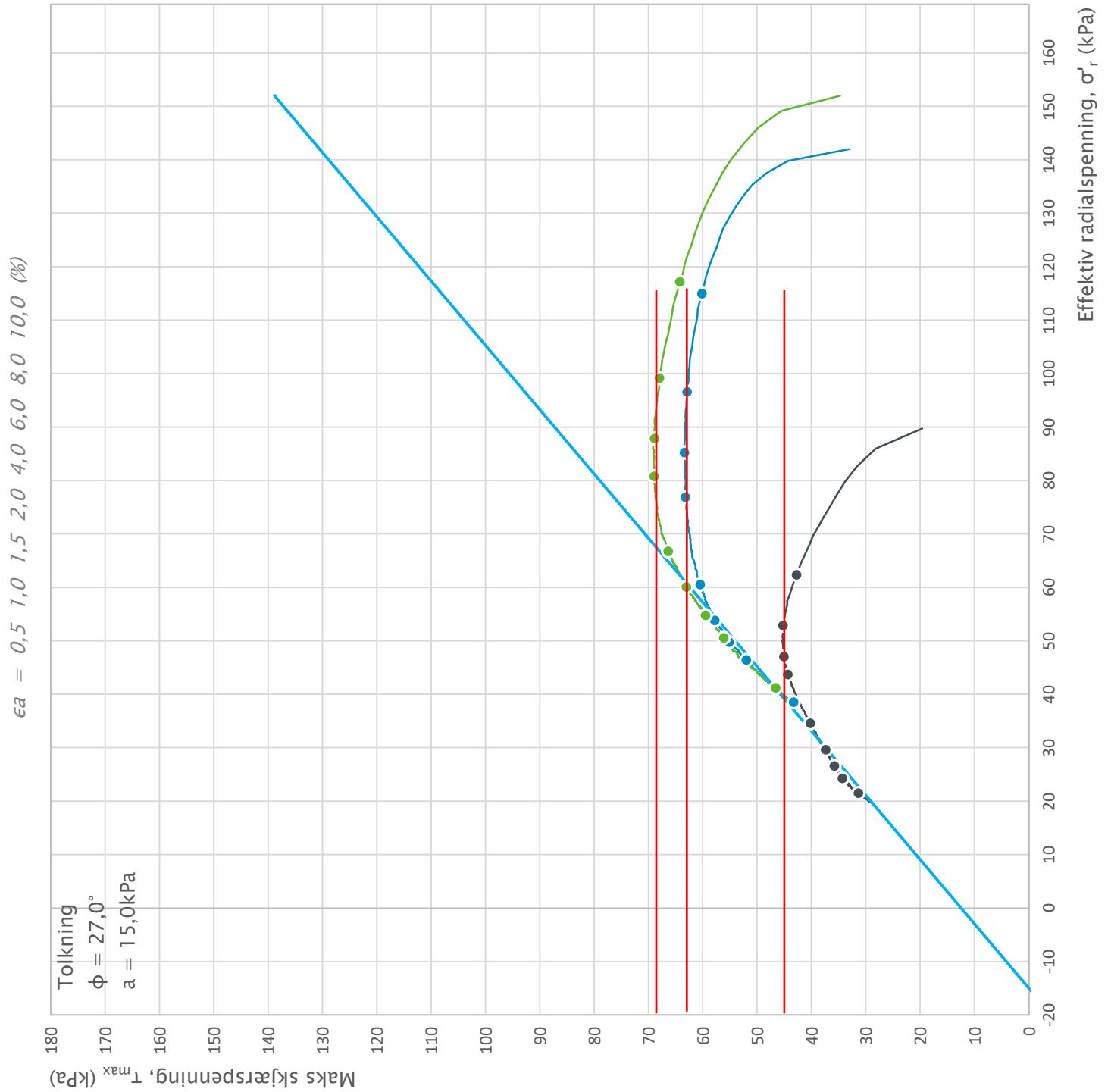
— NTH-modell, ϕ_{i3} , $\beta = 20$ grader, $a = 15$ kPa

Prosjekt: Maria Dehli's vei 40		Sted:	
Oppdragsnr.: 1875	Dato sondering: 14.02.2024	Kommune:	
CPTU-/hull nr.: RG3	Sonde nr.: 5480	Borfirma: Romerike Grunnboring AS	
Tegnet:	Dato:	Oppdragsgiver:	
Kontrollert:	Bilgagsnr.:	Temperatur:	
Revisjon:	Tittel: Tolkning friksjonsvinkel	Kote: 129,60	
	0 Filplassering:		

Prosjekt: Maria Dehliis vei 40, gnr./bnr. 104/3, Oslo kommune
Rapport: 50489-01-R Geoteknisk rapport (områdestabilitet) Maria Dehliis vei
40

Vedlegg 3

Tolkning av treaksialforsøk



Borhull	Dybde	Type	Symbol	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{ac} (kPa)	σ'_{rc} (kPa)	K'_{oc}
RG3	10,40	CAUc	—	128,6	124,3	87,0	0,70
RG3	19,50	CAUc	—	206,0	200,0	142,0	0,71
RG3	20,60	CAUc	—	220,4	213,4	150,2	0,70
			—				
			—				

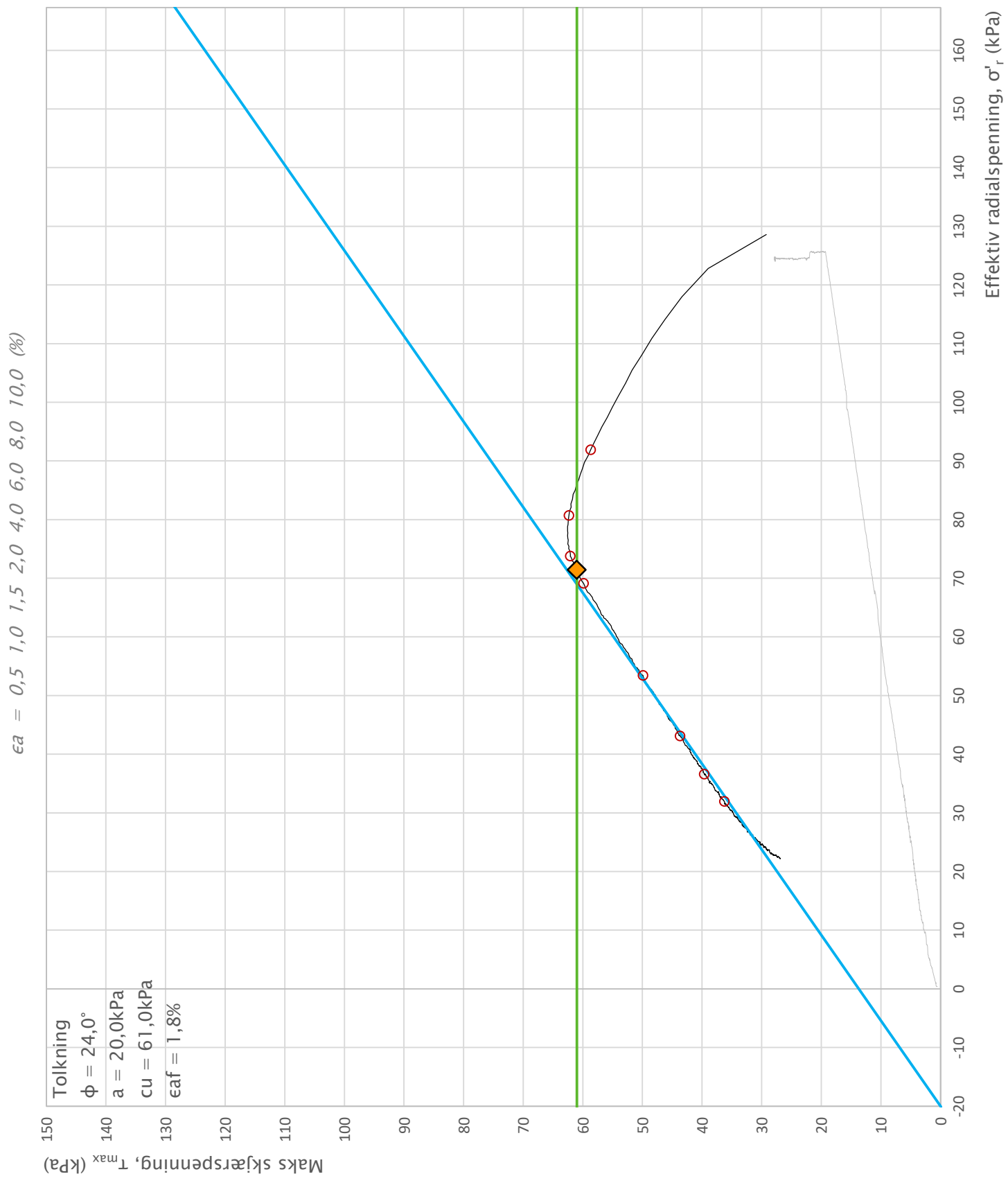
Prosjekt Prosjektnummer: 20031


Maria Dehli's vei 40

Innhold

Spenningssti i skjærfase, σ'_r - τ plott (NTNU)

	Utført	Kontrollert	Godkjent	Figur
	MD	MD	Godkjent	
	Kunde	Dato utført	Revisjon	
Romerike Geoteknikk AS	28.02.2024	Rev. dato		1



Prosjekt		Prosjektnummer: 20031		Borhull
Maria Dehli's vei 40				RG4
Innhold				Dybde (m)
Spenningssti i skjærfase, σ_r - τ plott (NTNU)				18,30
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	MD	MD	OK	CAUc
Kunde	Dato utført	Revisjon	Figur	
	Romerike Geoteknikk AS	01.03.2024	Rev. dato	1