

INNLEDENDE VURDERING AV OMRÅDESTABILITET

Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim



Rekvirent: Eco Bygg AS

Saksnummer: 23-0169

Dokument: GEORAP01 – Geoteknisk rapport nr. 1

Revisjon / Dato: 1 / 23. august 2024



DMR MILJØ OG GEOTEKNIKK AS

Maridalsveien 163, 0461 Oslo
Havnegata 9, 7010 Trondheim

oslo@dmr.as
trondheim@dmr.as

Tlf. 22 12 02 03

www.dmr.as

Innledende vurdering av områdestabilitet – Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim

INNHOLD

1. Registreringsblad	3
2. Innledning	4
2.1 Bakgrunn	4
2.2 Oppdragsbeskrivelse	4
3. Oversikt og grunnlag	5
3.1 Prosjektorientering	5
3.2 Geotekniske rapporter og grunnundersøkelser	7
4. Terreng og grunnforhold	7
4.1 Topografi	7
4.2 Kvartærgeologi	8
4.3 Løsmasser	9
4.4 Grunnvann og poretrykk	10
5. Tolkning av felt- og laboratorieforsøk	10
5.1 Ødometerforsøk	10
5.2 Treksialforsøk	11
5.3 CPTu-trykksonderinger	12
5.4 Prøvekvalitet	13
6. Områdeskredfare, sikkerhet mot kvikkleireskred	15
6.1 Krav til sikkerhet	16
6.2 Skråningsstabilitet for dagens situasjon	17
6.3 Behov for stabilitetsforbedrende tiltak	17
6.4 Skråningsstabilitet i anleggsfase	18
6.5 Grunnforsterkning ved kalksementstabilisering	19
6.6 Gjenstående arbeider	19
7. Stabilitetsberegninger	20
7.1 Beregningssnitt og geometri	20
7.2 Lagdeling, materialparametere og poretrykk	20
7.3 Terrenglast	21
7.4 Beregningsmetodikk	22
7.5 Resultater	22
8. Konklusjon	23
9. Referanser	25

Tegninger

- 001 Situasjonsplan, borpunkter og terrengprofiler
- 002 Situasjonsplan, omfang av kalksementstabilisering
- 010 Terrengprofil A med sonderingsinformasjon
- 011 Terrengprofil B med sonderingsinformasjon
- 012 Terrengprofil C med sonderingsinformasjon
- 013 Terrengprofil D med sonderingsinformasjon
- 014 Terrengprofil E med sonderingsinformasjon

Vedlegg

- A Tolkning av treaksial- og ødometerforsøk
- B Tolkning av CPTu-trykksonderinger
- C Resultater av stabilitetsberegninger

SAMMENDRAG

DMR Miljø og Geoteknikk AS er engasjert av Eco Bygg AS for geoteknisk vurdering av områdestabilitet med hensyn til dokumentasjon av gjennomførbarheten for planlagt utbygging på eiendommen gnr./bnr. 95/578 i Stavnevegen, Trondheim. Tomta ligger nær/i foten av skråning som stiger mot nabotomten i vest og videre opp til plataet ved boligene i Breidablikkstien. Planlagt utbygging omfatter oppføring av tre fleretasjes bygg med tilhørende kjeller/sokkeletasje.

Foreliggende rapport dokumenterer at planlagte utbygging er geoteknisk gjennomførbar med henblikk på å sikre at krav til sikkerhet for områdestabilitet er ivaretatt iht. NVE veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred». Rapporten utgjør ikke en fullstendig soneutredning iht. prosedyren gitt i kvikkleireveilederen, men vurderingene inngår i fullstendig utredning av områdeskredfare etter NVE veileder 1/2019 (egen separat rapport) som grunnlag for dokumentasjon av tilstrekkelig sikkerhet mot kvikkleireskred for planlagte utbygging.

Gjennomførbarheten er vurdert nærmere basert på stabilitetsberegninger, som er gjort på bakgrunn av tidligere utførte grunnundersøkelser på og nær eiendommen. Stabilitetsberegningene viser at sikkerhetskrav ift. områdestabilitet vil være ivaretatt for ferdig situasjon etter utbyggingen dersom utbyggingen gjøres på måte som sikrer at stabiliteten ikke forverres for ferdig situasjon i forhold til dagens situasjon. Områdestabilitet må sikres å være ivaretatt i alle faser av utbyggingen, ikke bare for ferdigsituasjon, og anleggsarbeidene vil omfatte midlertidig utgraving i bunn av skråning for etablering av kjeller, som vil svekke stabiliteten. Grunnforsterkning ved kalksementstabilisering vurderes å være aktuelt tiltak for å bedre stabiliteten ifm. utgraving. Nødvendig omfang for installasjon av kalksement-peler i grunnen vil variere over tiltaksområdet, der det på sørligste del av tomte må settes kalksement-peler i blokk, mens omfanget kan reduseres lenger nord der pelene kan settes i ribber eller gitter.

Alternativt til grunnforsterkning ved å sette kalksement-peler for å sikre stabiliteten, kan det installeres spunt i skråningen langs eiendomsgrensen mot vest for å holde på de overliggende massene og sikre at områdestabilitet ivaretas.

Omfang av kalksementstabilisering av grunnen, for å sikre at områdestabilitet er ivaretatt, må kontrolleres mot endelige planer for utbyggingen og løsningen må detaljprosjekteres ifm. byggesak i senere fase når endelige planer foreligger.

1. Registreringsblad

Rekvirent	Eco Bygg AS				
Kontaktperson	Ronny Glørstad				
Lokalitet	Stavnevegen, 7019 Trondheim				
Gnr./bnr.	95/578, Trondheim kommune				
Konsulent	DMR Miljø og Geoteknikk AS				
Oppdragsnavn	Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim				
Saksnummer	23-0169				
Dokument	GEORAP01 – Geoteknisk rapport nr. 1				
Saksbehandler	Søren Holm				
Sidemannskontroll	Jon Martin Støver Hofstad				
Kvalitetskontroll	Jon Martin Støver Hofstad				
Rådgiver geoteknikk, RIG	DMR Miljø og Geoteknikk AS				
Revisjonslogg					
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
0	29.02.2024	Førstegangsleveranse	SHO	JSH	JSH
1	23.08.2024	Oppdatering og suppleringer ifm. vurderinger for fullstendig utredning av kvikkleiresone og etter foreløpige kommentarer fra uavhengig kontrollør.	SHO	JSH	JSH

Egenkontroll


Søren Holm
Geotekniker

Kvalitetskontroll

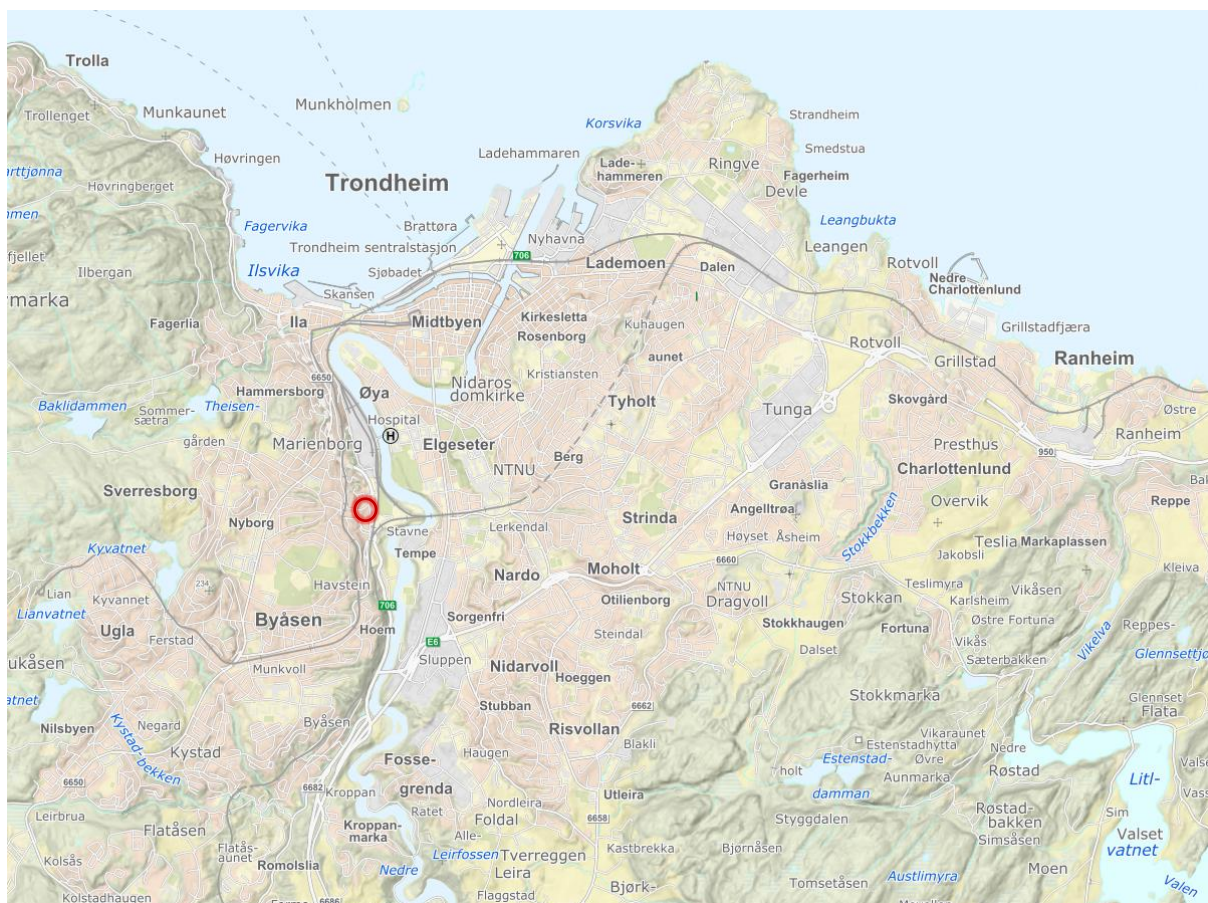

Jon Martin Støver Hofstad
Geotekniker

2. Innledning

2.1 Bakgrunn

Eco Bygg AS planlegger for ønsket utbygging med boligbygg på eiendommen gnr./bnr. 95/578 i Stavnevegen, Trondheim. Figur 2.1 viser lokasjonen av det aktuelle tiltaksområdet.

Eco Bygg AS med bistand fra Voll Arkitekter jobber med skisseunderlag for utbyggingen, som har til formål å legge til rette for detaljreguleringsplan for eiendommen. Aktuelle planer omfatter oppføring av tre fleretasjes bygg med tilhørende kjeller/sokkeletasje.



Figur 2.1: Oversiktskart som viser omtrentlig plassering av eiendommen (markert med sirkel) for planlagte utbygging, kartgrunnlag ref. /1/.

2.2 Oppdragsbeskrivelse

DMR Miljø og Geoteknikk AS er engasjert av Eco Bygg AS for geoteknisk rådgivning ifm. utarbeidelse av detaljreguleringsplan for prosjektet.

I foreliggende rapport er det gjort geoteknisk vurdering av gjennomførbarheten for planlagte utbygging med hensyn til å sikre at områdestabilitet er ivarettatt for prosjektet. Rapporten gir grunnlag for å vurdere muligheter og alternativer for utbygging på eiendommen. Områdestabilitet er vurdert iht. NVE veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred», ref. /6/. Denne rapporten utgjør ikke en fullstendig soneutredning iht. prosedyren gitt i kvikkleireveilederen, men har til formål å dokumentere hva som kreves for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet iht. områdestabilitet.

Fullstendig utredning av områdeskredfare etter NVE veileder 1/2019 er presentert i rapport 23-0169 GEORAP02, ref. /24/, der vurderingene i foreliggende rapport inngår som grunnlag for dokumentasjon av tilstrekkelig sikkerhet mot kvikkleireskred for planlagte utbygging.

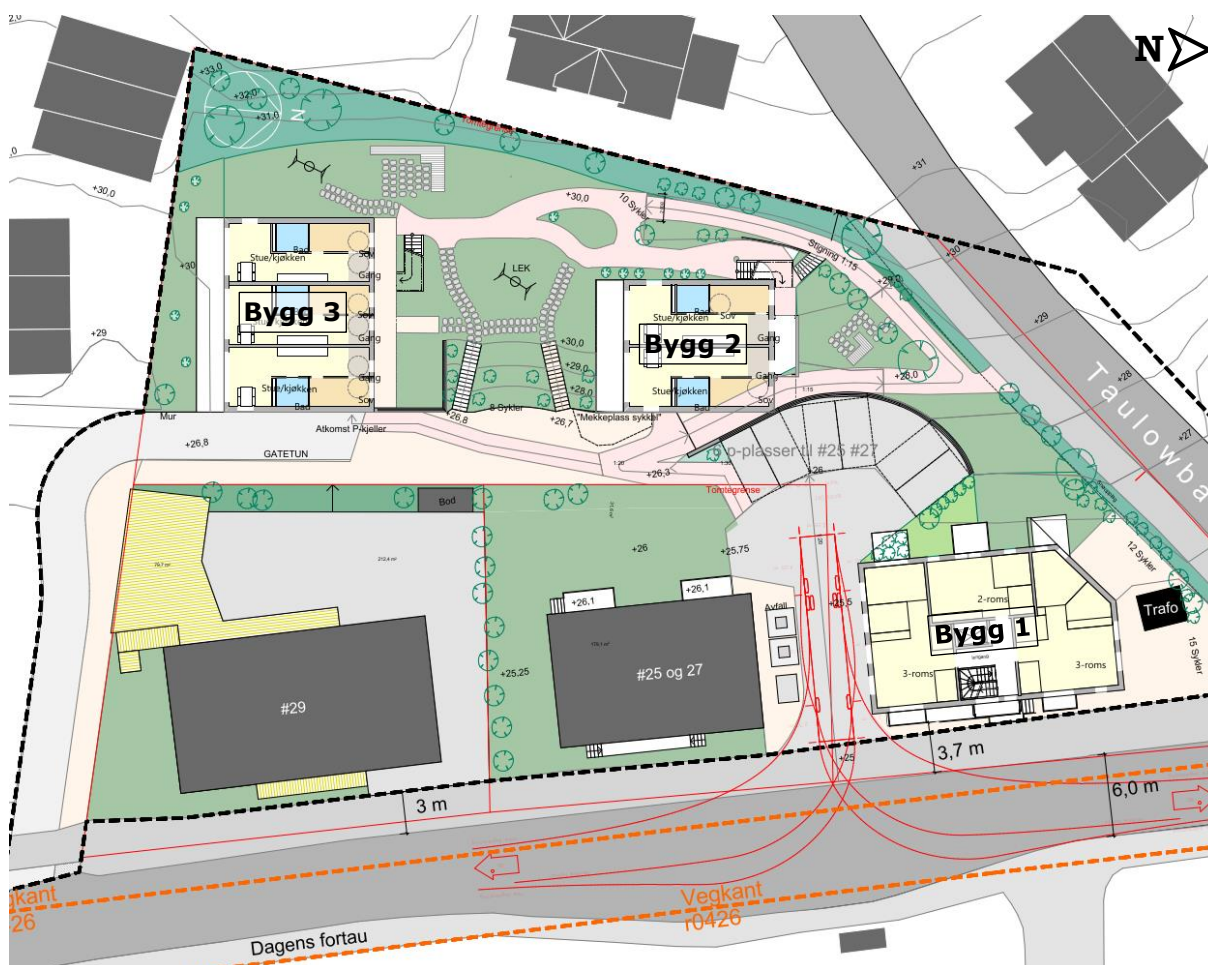
3. Oversikt og grunnlag

3.1 Prosjektorientering

Planlagt utbygging på eiendommen omfatter tre frittliggende etasjebygg, som skissert på situasjonsplan i figur 3.1.

Bygg 1 ligger lengst nord på eiendommen og nærmest Stavnevegen, mens bygg 2 og 3 ligger lenger sør og vest på eiendommen, der eksisterende boligbygg i Stavnevegen 25/27 og 29 ligger sør for bygg 1 og øst for bygg 2 og 3.

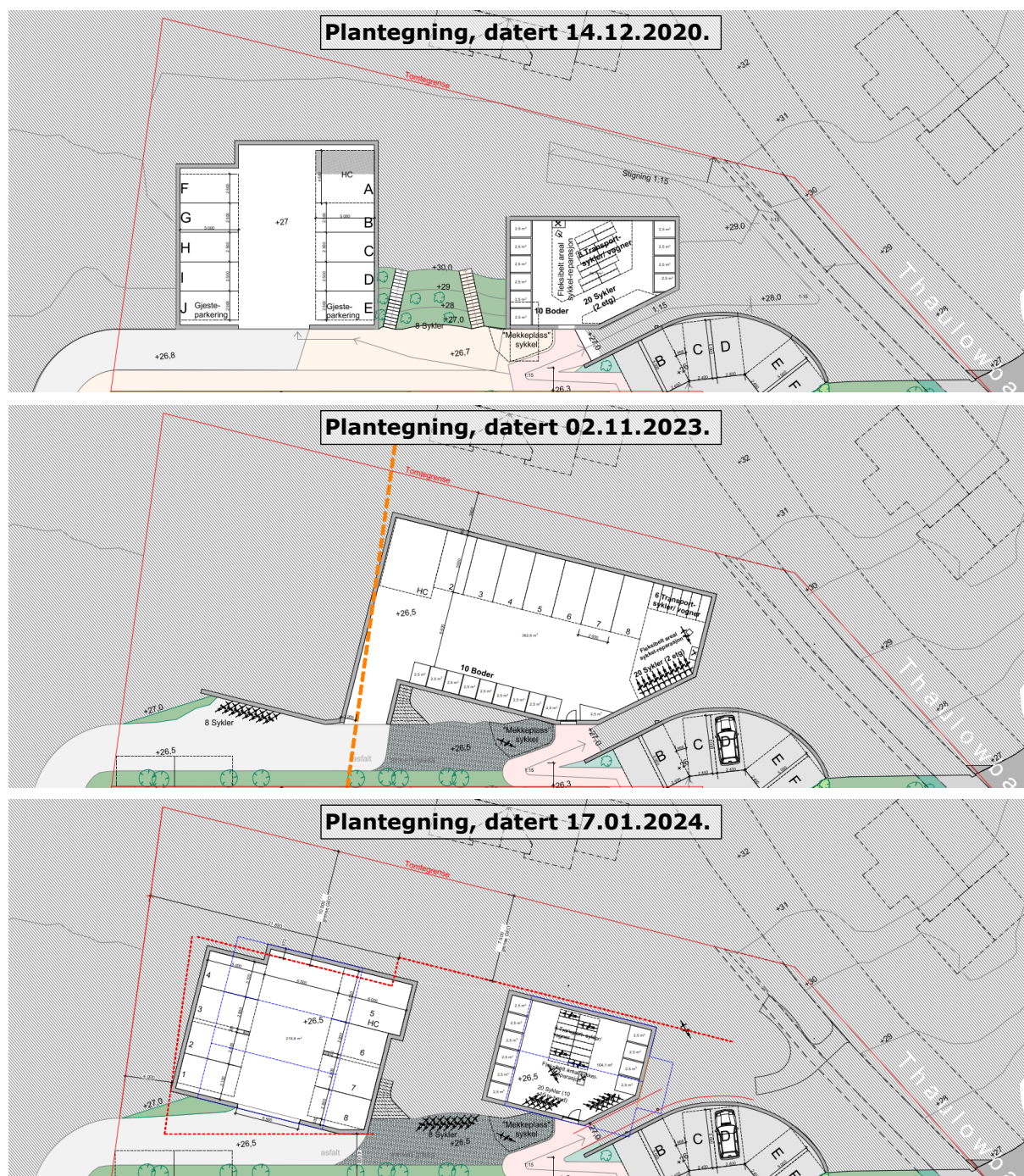
Bygg 1 er planlagt i tre etasjer og med delvis kjeller i tillegg. Bygg 2 og 3 er planlagt i to etasjer med kjeller/sokkeletasje i tillegg.



Figur 3.1: Situasjonsplan mottatt fra Voll Arkitekter med angivelse av bygg 1, 2 og 3.

Situasjonsplan i figur 3.1 er hentet fra skisseunderlag fra Voll Arkitekter datert 14.12.2020. Tilhørende forslag til kjeller/sokkeletasje under bygg 2 og 3 er vist på øverste skisse i figur 3.2. Basert på innledende vurderinger og foreløpige konklusjoner fra de geotekniske vurderingene, har det underveis blitt utarbeidet nye forslag til løsning for kjeller/sokkeletasje under bygg 2

og 3, som vist på midterste og nederste skisse i figur 3.2. Det fremgår at det er vurdert alternativ både med separat kjeller/sokkeletasje under bygg 2 og 3 samt alternativ med felles kjeller/sokkeletasje.



Figur 3.2: Alternative løsningsforslag til kjeller/sokkeletasje under bygg 2 og 3.

Endelig løsning for kjeller/sokkeletasje under bygg 2 og 3 er ikke fastlagt på nåværende tidspunkt, da endelig løsning må hensynta og tilpasses føringer og konklusjoner gitt i denne rapporten. Utfordringer rundt kjeller/sokkeletasje gjelder både avstand til tomtegrense i vest samt ønsket gulvnivå (dvs. utgravingsnivå). Under bygg 1 planlegges det for delvis kjeller, men plassering av kjelleren er heller ikke fastlagt enda.

Senest foreliggende skisseunderlag fra Voll Arkitekter angir foreløpig overkant av gulvkonstruksjon i kjeller/sokkeletasje på omtrent kotehøyde +23,4 under bygg 1 og +26,5 under bygg 2 og 3, med overkant gulvkonstruksjon i 1. etasje omtrent henholdsvis kotehøyde +26,0 og +30,0.

3.2 Geotekniske rapporter og grunnundersøkelser

Det er tidligere gjort vurdering rundt stabilitetsforholdene ifm. utbygging på den aktuelle eiendommen. Vurderingene er utført av Sweco og presentert i rapport 582631-GEO-02, ref. /12/. Områdestabiliteten ble vurdert på bakgrunn av daværende NVE veileder 7/2014, som siden har blitt erstattet av gjeldende NVE veileder 1/2019.

I forbindelse med vurderingene til Sweco ble det utført geotekniske grunnundersøkelser på tomta i april 2012 og supplerende undersøkelser i oktober 2012. Resultatene av de utførte grunnundersøkelser, både felt og lab, er presentert i datarapport 582631-1, ref. /13/.

I mars 2010 har også Multiconsult utført geotekniske grunnundersøkelser på tomta ifm. med innledende planer om utbygging på tomta. Resultatene av de utførte grunnundersøkelser, både felt og lab, er presentert i datarapport 413942-RIG-RAP-001, ref. /14/.

På naboeiendommen i Thaulowbakken 2A har Rambøll tilbake i høsten 2007 utført geotekniske grunnundersøkelser ifm. planene for oppføring av eksisterende bygg på tomta. Resultatene av de utførte grunnundersøkelser, både felt og lab, er presentert i datarapport 6070643-1, ref. /15/.

Ved en gjennomgang av Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG), ref. /5/, er det også funnet relevante tidligere grunnundersøkelser i området. Statens vegvesen har tidligere utført totalsonderinger og prøvetaking langs Osloveien øst for eiendommen og resultatene er presentert i datarapport Ud 685A nr. 3, ref. /16/. Lenger opp i skråningen vest for eiendommen har Trondheim kommune i 1969 utført enkle sonderinger for kontroll av dybde til antatt fjell, som er presentert i rapport R.0157, ref. /17/.

Borpunkter fra tidligere grunnundersøkelser utført av Sweco, Multiconsult, Rambøll, Statens vegvesen og Trondheim kommune er vist på situasjonsplan i tegning 001.

4. Terreng og grunnforhold

4.1 Topografi

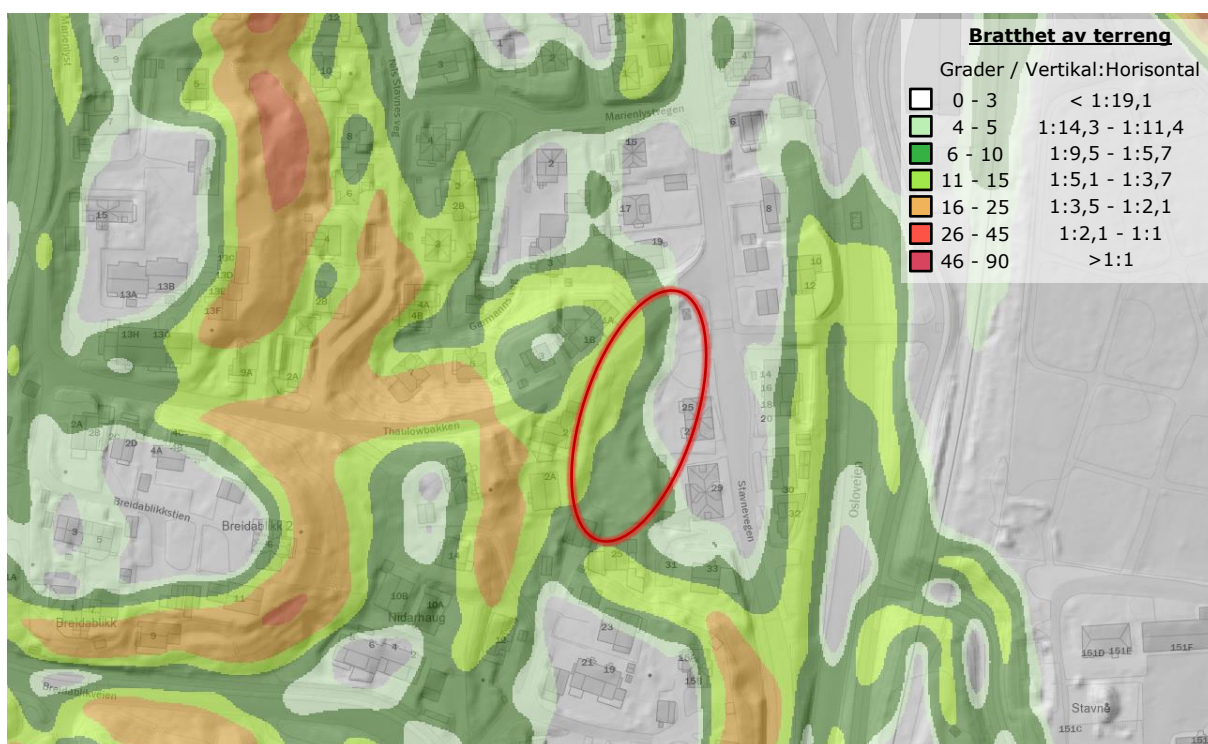
Figur 4.1 viser topografisk kart over eiendommen og områdene rundt, mens figur 4.2 viser terrenghelning i området nærmest eiendommen. For området generelt heller terrenget fra vest mot øst, ned mot Osloveien og Nidelva.

Terrenget på tomta ligger mellom kote ca. +25 og kote ca. +30, der terrenget er lavest og forholdsvis flatt i den nordøstlige del av tomta og stigende mot tomtegrensen i vest, med et mindre platå på ca. kote +28,5 i sørvestligste del av tomta.

Tomta ligger nær/i foten av skråning som stiger mot nabotomten i vest og videre opp til platået ved boligene i Breidablikkstien, der skråningen har helning opp mot ca. 1:2,5, og inntil ca. 1:1,5 lokalt i de bratteste partiene. Øst for eiendommen ligger Osloveien helt i bunn av skråningen, og videre på østlig side av Osloveien stiger terreng litt opp mot Stavne gravlund før det igjen faller ned mot Nidelva.



Figur 4.1: Topografisk oversiktskart med høydeplott (høydevariasjon vist med fargeskala) og skyggerelieff, kartgrunnlag ref. /2/.



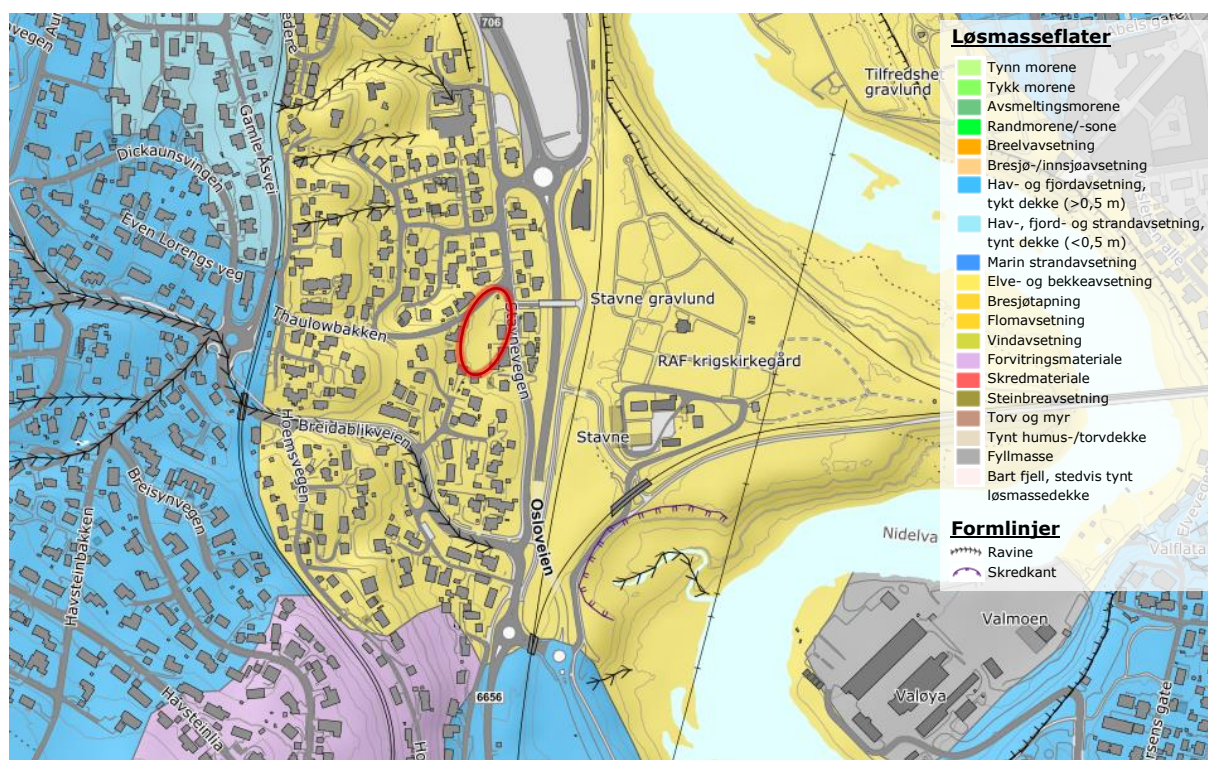
Figur 4.2: Oversiktskart med terrenghelning og skyggerelieff, kartgrunnlag ref. /3/.

4.2 Kvartærgeologi

Iht. NGU karttjenesten «Marin grense» befinner eiendommen seg under marin grense som ligger på ca. 177 moh. i området. Marin grense angir det høyeste nivået som havet har stått på etter den siste istiden. I områder under marin grense kan det potensielt være marin leire, herunder kvikkleire/sprøbruddleire, i grunnen.

Figur 4.3 viser kvartærgeologisk løsmassekart fra NGU, ref. /4/, som angir kartlagte løsmasser i overflaten. Eiendommen ligger innenfor område der det er angitt elve- og bekkeavsetning, som er materiale transportert og avsatt av elver og bekker. Avsetningene domineres av sand og grus og kan ha meget varierende mektigheter. I høyreliggende terreng lenger vest for eiendommen, er det angitt tykt dekke av hav- og fjordavsetninger, som omfatter marine avsetninger med mektighet fra 0,5 meter og til flere ti-talls meter. Marine avsetninger er løsmasser som opprinnelig er avsatt i saltvann, men kan treffes over havnivå på grunn av landheving etter istiden. Typisk vil marine hav- og fjordavsetninger bestå av finkornige materialer som leire og silt og kan potensielt være kvikkleire/sprøbruddmateriale.

Det kvartærgeologiske løsmassekartet er i all hovedsak basert på visuell overflatekartlegging og kun i begrenset omfang utførte grunnundersøkelser. Det gir ingen informasjon om løsmassenes fordeling i dybden og kun begrenset informasjon om løsmassemekthet. Nærmere vurdering av grunnforhold må baseres på befaring, foto og/eller grunnundersøkelser.



Figur 4.3: Kvartærgeologisk løsmassekart, ref. /4/, som viser løsmasstype i overflaten.

Iht. NGU karttjenesten «Mulighet for marin leire» er området med hav- og fjordavsetninger iht. løsmassekartet, klassifisert med «svært stor» mulighet for å treffe sammenhengende forekomster av marin leire. Området med elve- og bekkeavsetning er klassifisert med «stor» mulighet for å treffe sammenhengende forekomster av marin leire under avsetningene i overflaten, der tilstøtende områder klassifisert med «svært stor» mulighet for marin leire øker sannsynligheten for at det finnes dypere liggende marin leire.

4.3 Løsmasser

Basert på utførte grunnundersøkelser består grunnen på tomta av topplag av tørrskorpe og fyllmasser. Laget av fyllmasser inneholder blanding av leire, silt og sand og øker i mektighet mot øst. Under fyllmassene treffes middels fast til fast leire til større dybde, der det er påvist større mektighet av kvikkleire/sprøbruddmateriale i dette laget. Antatt berg er påtruffet omtrentlig mellom 16,5 meters dybde og 26,5 meters dybde i utførte grunnundersøkelser på tomta.

Oppover skråningen mot vest består grunnen av tørrskorpeleire i toppen og derunder middels fast til fast leire. Grunnundersøkelser på eiendommene i Thaulowbakken 2 og 2A indikerer at laget av kvikkleire/sprøbruddmateriale muligens fortsetter noe oppover skråningen her med avtagende mektighet, men det er ikke prøveserier som kan be- eller avkrefte dette. Lenger oppover skråningen er det ikke indikasjon på kvikkleire/sprøbruddmateriale.

For nærmere beskrivelse av løsmasser og lagdeling i grunnen henvises til datarapporter for utførte grunnundersøkelser, se avsnitt 3.2.

4.4 Grunnvann og poretrykk

Poretrykksforhold i grunnen på tomte er målt ifm. de geotekniske grunnundersøkelsene utført av Sweco i oktober 2012, der det i borpunkt 1 ble installert hydrauliske poretrykksmålere i dybde 6 og 10 meter under terreng. Avlesning av poretrykk ble gjort 5 dager etter installasjon og ca. 3,5 måneder etter installasjon. Poretrykksmålingene viser poretrykk med tilnærmet hydrostatisk øking i dybden. Den grunneste poretrykksmåleren antyder grunnvannstand ca. 1,9-2,4 meter under terreng.

Det er ikke kjennskap til at det senere er gjort ytterligere avlesninger av poretrykksmålerne eller at det skal være tilgjengelig informasjon rundt grunnvannstand eller poretrykksforhold på andre deler av tomte eller øvrige områder rundt.

Det må generelt forventes noe årstidsvariasjon for poretrykk og grunnvannstand, avhengig av bl.a. nedbørsmengder og -varighet, fordampning/temperatur og teleløsning/snøsmeltning.

5. Tolkning av felt- og laboratorieforsøk

Geotekniske grunnundersøkelser i felt samt analyser og forsøk på opptatte prøver i laboratorium gir grunnlag for bestemmelse og tolkning av grunnforholdene, inkludert lagdeling, type av løsmasser, løsmassenes beskaffenhet samt fastsettelse av styrke- og deformasjonsparametere. For dette formålet følger behov for nærmere tolkning av forsøksresultatene for flere av felt- og laboratorieforsøkene, det gjelder fortrinnsvis utførte CPTu-trykksonderinger samt treaksial- og ødometerforsøk.

5.1 Ødometerforsøk

Det er utført totalt fire ødometerforsøk, alle ifm. de geotekniske grunnundersøkelsene utført av Sweco i 2012. Tabell 5.1 viser sammenstilling av ødometerforsøkene.

Prøvene i dybde ca. 4-4,8 meter og 5-5,8 meter i henholdsvis borpunkt SW1 og SW8 er ikke-sensitiv leire, mens prøvene i dybde ca. 10-10,8 i både borpunkt SW1 og SW8 betegnes som sprøbruddmateriale (men per definisjon ikke kvikkleire).

For anført estimering av in-situ vertikal effektivspenning er det antatt grunnvannstand ca. 2 meter under terreng for både borpunkt SW1 og SW8. Angitt volumtøyning (lik aksialtøyning) ved pålastning/rekonsolidering til estimert in-situ vertikal effektivspenning er basert på avlesning av ε_a - σ' diagrammet presentert i datarapporten fra Sweco, ref. /13/. Tilhørende poretallendring er beregnet fra uttrykket $\Delta e/e_0 = \varepsilon_{vol} \cdot (1 + \rho_s/\rho_w \cdot w_0) / (\rho_s/\rho_w \cdot w_0)$ forutsatt prøven har en metningsgrad på 100%, og der w_0 er initialt vanninnhold og ρ_s/ρ_w er forholdet mellom materialets korndensitet og vannets densitet, også kalt relativ densitet. Det er ikke utført laboratorieforsøk for bestemmelse av korndensiteten, det er derfor benyttet relativ densitet på 2,75 som er vanlig brukt for marin leire.

Tabell 5.1: Sammenstilling av utførte ødometerforsøk.

Prøveidentifisering			Konsolidering			Lastpåføring
Borpunkt	Dybde	Forsøks-type	In-situ vertikal effektivspenning (estimert) p_0'	Volum-tøyning ved p_0' $\varepsilon_{vol} (\Delta V/V_0)$	Poretall- endring ved p_0' $\Delta e/e_0$	Belastningsprosedyre
-	m	-	kPa	%	-	-
SW1	4,45	CRS*	62	2,38	0,043	Opplastning til aksial effektivspenning 1000 kPa, ingen avlastning/rebelastning
	10,25	CRS*	120	1,62	0,037	Opplastning til aksial effektivspenning 970 kPa, ingen avlastning/rebelastning
SW8	5,5	CRS*	70	0,82	0,018	Opplastning til aksial effektivspenning 1000 kPa, ingen avlastning/rebelastning
	10,5	CRS*	120	1,29	0,033	Opplastning til aksial effektivspenning 1000 kPa, ingen avlastning/rebelastning

* Kjørt som kontinuerlig forsøk, antar styringskriterium med konstant tøyningshastighet (CRS), som er mest vanlig, fremfor konstant poretrykks/spennings-forhold (CPR).

For ødometerforsøkene er det gjort tolkning av forkonsolideringsspenningen (σ_{pc}') etter metodene til henholdsvis Casagrande og Janbu, ref. /18/ og /19/, tolkningen er presentert i vedlegg A. Ut ifra forutsatt forkonsolideringsspenning og in-situ effektiv overlageringstrykk/vertikalspenning (σ_{v0}' eller p_0') kan overkonsolideringsgraden bestemmes ($OCR = \sigma_{pc}'/\sigma_{v0}'$). Tolkning av forbelastning og graden av overkonsolidering er sammenstilt i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Tolkning av forbelastning og overkonsolideringsgrad fra utførte ødometerforsøk.

Prøveidentifisering		Tolkning av forbelastningstrykk/overkonsolidering				
Borpunkt	Dybde	Effektiv overlageringstrykk (forutsatt) σ_{v0}'	Janbu σ_{pc}'	Casagrande σ_{pc}'	Forkonsoliderings-spenning (forutsatt) σ_{pc}'	Overkonsolideringsgrad OCR
-	m	kPa	kPa	kPa	kPa	-
SW1	4,45	62	256	224	240	3,9
	10,25	120	364	393	380	3,2
SW8	5,5	70	439	455	445	6,4
	10,5	120	226	226	225	1,9

5.2 Treaksialforsøk

Det er utført totalt fire treaksialforsøk, alle ifm. de geotekniske grunnundersøkelsene utført av Sweco i 2012. Treaksialforsøkene er utført på samme prøvesylindere som ødometerforsøkene. Tabell 5.3 viser sammenstilling av treaksialforsøkene.

Konsolideringsspenningene for forsøkene er avlest ut ifra startpunktet for spenningsstien gitt i forsøksdiagrammene presentert i datarapporten fra Sweco, ref. /13/. Volumendring i konsolideringsfasen er spesifisert for forsøkene og tilhørende volumtøyning er omregnet fra volumendringen antatt ca. 100 mm prøve høyde. Poretallendring er beregnet på samme måte som for ødometerforsøkene.

Tabell 5.3: Sammenstilling av utførte treaksialforsøk.

Prøveidentifisering			Konsolidering					
Borpunkt	Dybde	Forsøks-type	In-situ vertikal effektivspenning (estimert) p_0'	Konsoliderings-spenninger (vertikal/horisontal) σ_a' σ_r'		Volum- endring ved p_0' ΔV	Volum- tøyning ved p_0' $\varepsilon_{vol} (\Delta V/V_0)$	Poretall- endring ved p_0' $\Delta e/e_0$
-	m	-	kPa	kPa	kPa	cm ³	%	-
SW1	4,55	CIUA	62	92	92	8,8	3,52	0,068
	10,5	CIUA	120	101	101	2,8	1,12	0,026
SW8	5,55	CIUA	70	51	51	1,4	0,56	0,012
	10,3	CIUA	120	100	100	3,2	1,28	0,033

For treaksialforsøkene er det gjort tolkning av styrkeparametere på både effektivspennings- og totalspenningsbasis. I begge tilfeller vil styrken være avhengig av tøyingsnivået som legges til grunn for tolkningen. Styrkeparametere og tilhørende tøyingsnivåer er avlest fra forsøksdiagrammene presentert i datarapporten, tolkningen er presentert i vedlegg A.

Udrenert skjærstyrke er tolket som maksimal målt skjærfasthet, dog begrenset til tøyingsnivå på maksimalt 1,0-1,5% i sprøbruddmateriale og opp mot 2,5% i ikke-sensitiv leire. Friksjonsvinkel og attraksjon er som utgangspunkt tolket som tilnærmet tangent til der spenningsstien tydelig går mot og følger bruddlinje for forsøkene, dog også begrenset til samme maksimale tøyingsnivåer som ved tolkning av udrenert skjærfasthet. Tolking av styrkeparametere er sammenstilt i tabell 5.4.

Tabell 5.4: Tolking av styrkeparametere på effektivspennings- og totalspenningsbasis fra utførte treaksialforsøk.

Prøveidentifisering		Tolkning av styrkeparametere				
		Effektivspenning			Totalspenning	
Borpunkt	Dybde	Friksjonsvinkel φ	Attraksjon a	Tøyingsnivå ε	Udrenert skjærstyrke c_{uA}	Tøyingsnivå ε
-	m	°	kPa	%	kPa	%
SW1	4,55	23,3	10	2,0 - 3,0	37	2,5
	10,5	26,2	10	0,5 - 1,0	85	1,25
SW8	5,55	28,9	10	0,5 - 1,0	80	2,0
	10,3	25,5	10	0,5 - 1,0	80	1,25

5.3 CPTu-trykksonderinger

Det er utført totalt fire CPTu-trykksonderinger, alle ifm. de geotekniske grunnundersøkelsene utført av Sweco i 2012. Tolking av CPTu-trykksonderingene er sammenstilt i vedlegg B.

Udrenert skjærfasthet utledet fra CPTu-trykksonderingene er basert på korrelasjonsformler for N_{kt} og N_{Au} , der det generelt legges mest vekt på skjærfasthet tolket fra N_{Au} dersom poretrykkrespons vurderes å være god.

Udrenert skjærfasthetsprofil er også tolket med støtte fra resultater av konus- og enaksialforsøk samt treaksialforsøk på opptatte prøveserier i laboratorium. Ved tolkningen er skjærfasthet bestemt fra konus- og enaksialforsøk lagt inn som aktivverdier med anisotropiforholdet mellom aktiv og direkte styrke.

Ved tolkning av udrenert skjærfasthetsprofil er det også lagt vekt på SHANSEP-profil for skjærfastheten og dens variasjon med dybden. Etter SHANSEP-metoden estimeres aktiv skjærstyrke ved følgende sammenheng:

$$c_{uA} = \sigma_{v0}' \cdot \alpha \cdot OCR^\beta$$

c_{uA} : udrenert aktiv skjærstyrke

σ_{v0}' : vertikal effektivspenning

σ_{pc}' : tidligere forkonsolideringstrykk

OCR : overkonsolideringsgrad ($= \sigma_{pc}' / \sigma_{v0}'$)

α, β : SHANSEP-modellparametere

Det er ved tolkningen benyttet SHANSEP-modellparametere verdier $\alpha = 0,30$ og $\beta = 0,67$ basert på korrelasjon mot vanninnhold etter Karlsrud et al. (2005), ref. /22/.

Tidligere forkonsolideringstrykk kan tolkes fra CPTu-trykksonderingene samt ødometerforsøk. Tolkning av forkonsolideringstrykk og overkonsolideringsgrad fra CPTu-trykksonderingene er støttet av resultater fra tolkning av utførte ødometerforsøk.

Styrkeprofil for normalkonsolidert leire (OCR lik 1), tilsvarende minimum skjærstyrke av leire, fremgår også av tolkningen og er estimert etter sammenhengen $c_{uA,NC} = 0,28 \cdot \sigma_{v0}'$.

Tolkning av representativt profil for overkonsolideringsgrad og udrenert aktiv skjærstyrke er vist som valgt/anbefalt kurve i tolkningsdiagrammene. I tolkningen av representativt profil er også prøve kvalitet hensyntatt.

Oppnådd anvendelsesklasse for utførte CPTu-trykksonderinger er beskrevet nærmere av Sweco i rapport 582631-GEO-02, ref. /12/.

5.4 Prøve kvalitet

Kvaliteten av opptatte prøveserier kan vurderes på bakgrunn av enaksiale trykkforsøk samt ødometer- og treaksialforsøk utført i laboratorium.

Enaksiale trykkforsøk

Prøve kvaliteten for utførte enaksiale trykkforsøk er vurdert på bakgrunn av tøyingsnivået ved brudd. Kriteriene for vurdering av prøve kvalitet er tatt etter føringer i NGF melding 11, ref. /11/, der aksial bruddtøyning på mindre enn 3% viser god prøve kvalitet med lite prøveforstyrrelse, mens aksial bruddtøyning over 5% anses som dårlig prøve kvalitet med stor grad av prøveforstyrrelse. Ved bruddtøyning i intervallet 3-5% anses prøve kvaliteten å være god til brukbar.

Tabell 5.5 viser oversikt over prøve kvaliteten for enaksiale trykkforsøk som er benyttet ved tolkning av udrenert skjærfasthet fra utførte CPTu-trykksonderinger.

Tabell 5.5: Prøvekvalitet for enaksiale trykkforsøk.

Borpunkt	Dybde	Prøvekvalitet
-	m	-
SW1	2,0 – 2,5	God til brukbar
	4,0 – 4,8	Dårlig
	7,0 – 7,8	God til brukbar
	10,0 – 10,8	God
	12,0 – 12,8	God
	16,0 – 16,4	God
SW7	14,0 – 14,8	God
	17,0 – 17,8	God
	24,0 – 24,8	God
SW8	5,0 – 5,8	God
	8,0 – 8,8	God til brukbar
	12,0 – 12,8	God
	16,0 – 16,8	God til brukbar
SW9	1,0 – 1,5	God til brukbar
	4,0 – 4,8	God til brukbar
	6,0 – 6,8	God
	10,0 – 10,8	God til brukbar

Generelt er prøvekvaliteten god til utmerket, der bare et enkelt forsøk viser dårlig prøvekvalitet.

Ødometer- og treaksialforsøk

Prøvekvaliteten er vurdert på bakgrunn av endring i prøvens volum ($\Delta V/V_0$) og porettall ($\Delta e/e_0$), som følge av vannutpressing, i konsolideringsfasen for treaksialforsøkene og ved opplastning/rekonsolidering til estimert in-situ vertikal effektivspenning for ødometerforsøkene.

Vurdering av prøvekvalitet er gjort på bakgrunn av kriterier foreslått i ulike referanser. I NGF melding 11, ref. /11/, er det gitt kriterier basert på endring av prøvens porettall og samme kriterier er gjengitt i SVV veileder V220, ref. /9/. Med bakgrunn i erfaringer ved NGI presenterer Lunne et al. (1997) og Lunne et al. (2006), ref. /20/ og /21/, kriterier, som også er basert på endring av prøvens porettall. SVV håndbok R210, ref. /8/, angir kriterier etter endring i både prøvens porettall og volum. I NVE retningslinjer 1/2008, ref. /7/, er det gitt forslag til kriterier basert på endring i prøvens volum.

Refererte kriterier for vurdering av prøvekvalitet avhenger av prøvens overkonsolideringsgrad (OCR). Overkonsolideringsgraden er forutsatt som tolket fra ødometerforsøkene.

Tabell 5.6 og tabell 5.7 viser sammenstilling av prøvekvaliteten vurdert iht. ulike kriterier med bakgrunn i volumtøyning og porettallendring for henholdsvis ødometerforsøk og treaksialforsøk.

Tabell 5.6: Prøvekvalitet for ødometerforsøk vurdert på bakgrunn av volumtøyning og poretallendring ved rekonsolidering til vertikal effektivspenning.

Borpunkt	Dybde	OCR	NGF/ SVV V220	NGI	SVV R210	SVV R210	NVE
-	m	-	($\Delta e/e_0$)	($\Delta e/e_0$)	($\Delta e/e_0$)	($\Delta V/V_0$)	($\Delta V/V_0$)
SW1	4,45	3,9	God til brukbar	Good to fair	Veldig forstyrret	Veldig forstyrret	Forstyrret
	10,25	3,2	God til brukbar	Good to fair	Veldig forstyrret	Veldig forstyrret	Forstyrret
SW8	5,5	6,4	Veldig god til utmerket	-	Perfekt	Akseptabel	Akseptabel
	10,5	1,9	Veldig god til utmerket	Very good to excellent	Perfekt	Perfekt	Perfekt

Tabell 5.7: Prøvekvalitet for treaksialforsøk vurdert på bakgrunn av volumtøyning og poretallendring i konsolideringsfasen.

Borpunkt	Dybde	OCR	NGF/ SVV V220	NGI	SVV R210	SVV R210	NVE
-	m	-	($\Delta e/e_0$)	($\Delta e/e_0$)	($\Delta e/e_0$)	($\Delta V/V_0$)	($\Delta V/V_0$)
SW1	4,55	3,9	Dårlig	Poor	Veldig forstyrret	Veldig forstyrret	Forstyrret
	10,5	3,2	Veldig god til utmerket	Very good to excellent	Akseptabel	Veldig forstyrret	Forstyrret
SW8	5,55	6,4	Veldig god til utmerket	-	Perfekt	Akseptabel	Akseptabel
	10,3	1,9	Veldig god til utmerket	Very good to excellent	Perfekt	Perfekt	Perfekt

Prøvekvalitetene varierer overordnet mellom perfekt og veldig forstyrret. Det er generelt fint samsvar mellom vurdert prøve kvalitet etter de ulike kriteriene for det enkelte forsøket, men både ødometer- og treaksialforsøk rundt ca. 10,5 meter i borpunkt SW1 viser noe varierende prøve kvalitet.

I tillegg til endring i prøvens volum og poretall ved rekonsolidering vil også andre forhold rundt materialoppførselen kunne gi en antydning om prøve kvaliteten. For ødometerforsøk gjelder dette særlig spennings-tøyningsforløpet ($\sigma'_v - \varepsilon_a$) og modulkurven ($\sigma'_v - M$), mens det for treaksialforsøk særlig gjelder spennings-tøyningsforløpet ($\sigma' - \varepsilon$) og formen på spenningsstien.

Basert på kurveforløp og spenningsstier ser forsøkene generelt ut til å gi rimelig gode, tolkbare og troverdige resultater, unntagen både ødometerforsøk og treaksialforsøk rundt ca. 4,5 meter i borpunkt SW1 der viser tydelige tegn på prøveforstyrrelse, som for øvrig samsvarer bra med prøve kvaliteten anført i tabell 5.6 og tabell 5.7.

6. Områdeskredfare, sikkerhet mot kvikkleireskred

Tiltaksområdet ligger under marin grense og risiko for områdeskred må derfor vurderes etter de krav som settes i Byggteknisk forskrift TEK17 §7-3 «Sikkerhet mot skred». Utredningen av områdeskredfare omfatter sikkerhet mot kvikkleireskred.

Områdeskredfare må utredes iht. NVE veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred», ref. /6/. Veilederen beskriver metoder og prosedyre for utredning av områdeskredfare. Hensikten med denne rapporten er ikke å gjøre en fullstendig soneutredning iht. prosedyren gitt i

kvikkleireveilederen, men i stedet å dokumentere at den planlagte utbyggingen er geoteknisk gjennomførbar ift. å sikre at tiltaket kan gjennomføres med tilstrekkelig sikkerhet mot kvikkleireskred, både under og etter bygging.

Tidligere grunnundersøkelser viser forekomster av sprøbruddleire og kvikkleire på og nær den aktuelle eiendommen, som beskrevet nærmere i avsnitt 4.3.

Iht. NVE veileder 1/2019 liggjes følgende terrengkriterier til grunn for å bestemme terreng som kan være utsatt for områdeskred:

- total skråningshøyde (i løsmasser) over 5 meter, *eller*
- jevnt hellende terreng brattere enn 1:20 og høydeforskjell over 5 meter

For tiltak som ligger innenfor løsneområde for områdeskred eller innenfor utløpsområde nedenfor et løsneområde, må det dokumenteres tilfredsstillende sikkerhet ift. områdestabilitet.

Planlagte tiltak ligger i terreng som kan være utsatt for områdeskred og det er derfor behov for nærmere dokumentasjon av tilfredsstillende sikkerhet. Krav til sikkerhet avhenger bl.a. av tiltakskategori for planlagte tiltak og tiltakets påvirkning av skråningens stabilitet.

Planlagte tiltak omfatter bolighus med mer enn to boenheter, som settes til tiltakskategori K4. For K4-tiltak er det krav til sikkerhet av både skråninger som påvirkes av tiltaket og skråninger som er upåvirket av tiltaket, men der tiltaket uansett kan bli berørt av et eventuelt skred løsnert i skråningen. En skråning vurderes som upåvirket av tiltaket så lenge det ikke bygges i eller nært skråningen, det vil si at skråningen ligger utenfor influensområdet til tiltaket.

Vurderingene i foreliggende rapport er begrenset til å omfatte dokumentasjon av sikkerhet for skråninger som anses å påvirkes av planlagte tiltak, dvs. der tiltaket ligger innenfor influensområdet til skråningen. Planlagte tiltak ligger nær/i foten av skråning som stiger mot vest, se figur 4.2, og ligger da innenfor influensområdet til denne skråningen. Det er også skråning som stiger sør for eiendomsgrensen, men her er høydeforskjellen i retning mot tiltaket mindre enn angitte terrengkriterier og skråningen anses derfor ikke kritisk ift. områdestabilitet for planlagte tiltak. Øvrige skråninger ligger utenfor influensområdet til tiltaket.

6.1 Krav til sikkerhet

For skråninger innenfor influensområdet til tiltaket og med bakgrunn i tiltakskategori K4, gjelder følgende krav til sikkerhet iht. NVE veileder 1/2019:

- Hvis tiltaket forverrer stabiliteten gjelder absolutt krav til sikkerhet $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$, der sprøhetsforholdet f_s er lik 1,0 om glideflate ikke involverer sprøbruddmateriale eller lik 1,15 om glideflate passerer eller tangerer sprøbruddmateriale.
- Hvis tiltaket ikke forverrer stabiliteten gjelder absolutt krav til sikkerhet $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$. Ved lavere sikkerhet må det gjøres prosentvis forbedring.
 - Ved krav om prosentvis forbedring kan dette bare oppnås ved bruk av topografiske endringer og/eller bruk av lette masser. I tilfelle av forbedring ved grunnforsterkning gjelder absolutt krav til sikkerhet $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$.

Ved gjennomføring av tiltak må sikkerhet mot skred ivaretas i alle faser av anleggsarbeidet. For utførelsen gjelder at arbeider må planlegges slik at det hele tiden oppnås en uendret eller forbedret stabilitet i forhold til utgangspunktet (før tiltak, dvs. dagens situasjon). For skråninger med stabilitet høyere enn kravet til absolutt sikkerhetsfaktor, kan stabiliteten reduseres i forhold til utgangspunktet, men ikke under kravet til absolutt sikkerhetsfaktor.

6.2 Skråningsstabilitet for dagens situasjon

Det er gjort stabilitetsberegninger for dagens situasjon i fem ulike terrengprofiler, se avsnitt 7.1 for nærmere beskrivelse av profilene, som også er vist på situasjonsplan i tegning 001.

Profil A viser sikkerhet $F_{cu} = 1,58$ og $F_{c\phi} = 1,44$ for mest kritiske glideflater i dagens situasjon.

Profil B viser sikkerhet $F_{cu} = 1,40$ og $F_{c\phi} = 1,43$ for mest kritiske glideflater i dagens situasjon.

Profil C viser sikkerhet $F_{cu} = 1,53$ og $F_{c\phi} = 1,65$ for mest kritiske glideflater i dagens situasjon.

Profil D viser sikkerhet $F_{cu} = 1,99$ og $F_{c\phi} = 1,70$ for mest kritiske glideflater i dagens situasjon. Kritiske glideflate for drenert tilfelle passerer ikke sprøbruddmateriale, i stedet fås $F_{c\phi} = 1,74$ for mest kritiske glideflate som involverer sprøbruddmateriale.

Profil E viser sikkerhet $F_{cu} = 2,15$ og $F_{c\phi} = 1,68$ for mest kritiske glideflater i dagens situasjon. Kritiske glideflate for drenert tilfelle passerer ikke sprøbruddmateriale, i stedet fås $F_{c\phi} = 1,88$ for mest kritiske glideflate som involverer sprøbruddmateriale.

Stabilitetsberegninger og resultater er nærmere presentert i kapittel 7.

6.3 Behov for stabilitetsforbedrende tiltak

Forutsatt at utbyggingen på eiendommen gjøres på måte som sikrer at stabiliteten ikke forverres for ferdig situasjon, vil absolutt krav til sikkerhet være ivaretatt for alle profiler ettersom det er beregnet sikkerhet $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$ for dagens situasjon.

Utbyggingen medfører bl.a. utgraving for etablering av kjeller i bunn av skråning. Forutsetning om at stabiliteten ikke forverres vil tilfredsstillers dersom utbyggingen ikke medfører avlastning av terrenget, dvs. der det bortgraves masser må det tilføres minimum tilsvarende vekt for ferdig situasjon. Dette kan sikres ved at terrenget utenom byggene ikke senkes ift. eksisterende terreng og at egenvekt av byggene kompenserer fullt for vekten av de massene som bortgraves under byggene.

Dersom utbyggingen forverrer stabiliteten må det i profil A, B og C gjøres kompenserende tiltak for å oppnå $F_{cu} \geq 1,61$ i ferdig situasjon (for glideflater som involverer sprøbruddmateriale), mens stabiliteten i profil D og E kan reduseres uten behov for kompenserende tiltak om bare $F_{cu} \geq 1,61$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$. Det anbefales i utgangspunktet ikke å gjøre utbygging med forverring av stabiliteten sammenliknet med dagens situasjon.

Basert på innledende geotekniske vurderinger og foreløpige konklusjoner er foreliggende planer for utbyggingen basert på prinsippet om at det ikke skal føre til forverring av stabiliteten. Sikkerhetskrav for områdestabilitet vil da være ivaretatt for ferdig situasjon etter utbyggingen.

Det må også sikres at det er tilfredsstillende sikkerhet mot skred i alle faser av utbyggingen, ikke bare for ferdig situasjonen. Arbeider i anleggsfase omfatter utgraving for etablering av kjeller, som vil svekke stabiliteten av skråningene. Dette vil være en midlertidig forverring og dersom stabiliteten i dagens situasjon har sikkerhet $F_{cu} \leq 1,40 \cdot f_s$ eller $F_{c\phi} \leq 1,25$ må det gjøres kompenserende tiltak slik stabiliteten ikke forverres. Skråningene i profil A, B og C har stabilitet lavere enn absolutt krav til sikkerhet i dagens situasjon og her må det derfor gjøres kompenserende tiltak, mens det i profil D og E bare er behov for kompenserende tiltak om sikkerheten ellers reduseres under kravet til absolutt sikkerhetsfaktor.

6.4 Skråningsstabilitet i anleggsfase

Topografiske endringer ved motfylling i bunn av skråning eller avlastning av terreng på topp av skråning, er det vanligste tiltaket for å øke sikkerheten mot områdeskred. Grunnet plassering av bygg 2 og 3 nærme eiendomsgrensen mot vest er det her ikke mulig å ligge ut motfylling i bunn av skråningen samtidig med at det graves ut for kjeller. For bygg 1, som ligger lengst nordøst på tomten, kan det være mulig å etablere motfylling i området mellom skråningen og utgraving for kjeller. Avlastning av terreng oppover skråningen anses ikke som aktuelt, ettersom dette vil kreve inngrep på andre eiendommer, der det er eksisterende boliger.

For utgraving i området ved bygg 2 og 3 vurderes grunnforsterkning ved kalksementstabilisering å være aktuelt tiltak for å bedre stabiliteten. Det er derfor gjort stabilitetsberegninger for midlertidig utgraving med kalksementstabilisert jordvolum i profil A og B.

For utgravingen er det antatt traubunn 1 meter under overkant av gulvkonstruksjon i kjeller/sokkeletasje iht. foreløpig skisseunderlag, dvs. traubunn på kote +25,5. Kalksementstabilisering av grunnen forutsettes utført til nivå 5 meter under utgravingsnivå, dvs. kotehøyde +20,5. Videre forutsettes at kalksementstabilisering oppover skråningen mot vest avgrenses til område der eksisterende terreng ikke ligger høyere enn kote +30 og til avstand 2 meter fra eiendomsgrensen i øst.

Topografien i profil A er mer ugunstig enn i profil B og utgravingen vil derfor medføre en relativ større forverring av stabiliteten i profil A i forhold til profil B. For å hensynta dette er det lagt til grunn at topp av graveskråning har større avstand til eiendomsgrensen mot vest i profil A enn i profil B. For profil A er det antatt avstand 5 meter til eiendomsgrensen, tilsvarende fot av graveskråning i avstand ca. 9,25 meter fra tomtegrensen ved skråningshelning 1V:1H og utgravingsnivå på kote +25,5. For profil B er det antatt avstand 1 meter til eiendomsgrensen, tilsvarende fot av graveskråning i avstand ca. 5,9 meter fra tomtegrensen ved skråningshelning 1V:1H og utgravingsnivå på kote +25,5.

Stabilitetsberegninger viser at kalksementstabilisert jordvolum må ha gjennomsnittlig fasthet minimum 155 kPa og 90 kPa for henholdsvis profil A og B for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet.

Utgraving i området ved bygg 2 har også innvirkning på profil D. I dagens situasjon har skråning i profil D stabilitet høyere enn absolutt krav til sikkerhet og det er derfor gjort beregning med midlertidig fri utgraving, der det er forutsatt traubunn på kote +25,5 og graveskråning med avstand 1 meter til tomtegrensen og helning 1V:1H. Stabilitetsberegning viser sikkerhet $F_{cp} = 1,07$ for lokalstabilitet av skråningen, som ikke oppfyller krav til sikkerhet. Det vil uansett også være aktuelt med kalksementstabilisert utgraving ettersom dette er nødvendig i profil B. Forutsatt kalksementstabilisert jordvolum tilsvarende som i profil B viser stabilitetsberegning i profil D sikkerhet vesentlige høyere enn kravet.

For utgraving i området ved bygg 1 er det gjort stabilitetsberegninger med midlertidig fri utgraving i profil C og E, der det er forutsatt traubunn 1 meter under overkant av gulvkonstruksjon i kjeller/sokkeletasje iht. foreløpig skisseunderlag, dvs. traubunn på kote +22,4, og graveskråning med helning 1V:1H. Det er antatt utgraving for etablering av kjeller under hele bygg 1, men iht. foreliggende skisseunderlag skal det bare etableres delvis kjeller under bygget, hvilket vil redusere omfang av nødvendig utgraving.

Stabilitetsberegning i profil C viser at sikkerhet ved utgraving reduseres til $F_{cu} = 1,47$ i forhold til $F_{cu} = 1,53$ for dagens situasjon. Midlertidig utgraving må gjøres slik stabiliteten ikke forverres i forhold til dagens situasjon. Tilsvarende profil A og B er det i profil C gjort stabilitetsberegning for midlertidig utgraving med kalksementstabilisert jordvolum. Det forutsettes at kalksementstabilisering utføres til nivå 3 meter under utgravingsnivå, dvs. kotehøyde +19,4, og at det

utelukkende graves ut i stabiliserte masser. Stabilitetsberegninger viser at kalksementstabilisert jordvolum må ha gjennomsnittlig fasthet minimum 140 kPa for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet.

Kompenserende tiltak med utlegging av motfylling i området mellom skråningen og utgravingen kan muligens være et alternativ til kalksementstabilisering for utgraving i området ved bygg 1. Dette avhenger bl.a. av endelig plassering av delvis kjeller under bygg 1 og må derfor evt. vurderes nærmere når endelige planer foreligger.

Stabilitetsberegning i profil E viser at sikkerheten for midlertidig fri utgraving fortsatt er over kravet og derfor ikke medfører behov for kompenserende tiltak. Det vil dog uansett gjøres kompenserende tiltak som vil bedre stabiliteten ettersom dette er nødvendig i profil C.

6.5 Grunnforsterkning ved kalksementstabilisering

I forbindelse med utgraving for kjeller under bygg 1 samt bygg 2 og 3 er det vurdert at grunnforsterkning ved kalksementstabilisering er aktuelt tiltak for å bedre stabiliteten. Foreløpig overslag på omfang av areal for nødvendig kalksementstabilisering, basert på utførte stabilitetsberegninger, er skissert på situasjonsplan i tegning 002, der kalksementstabilisering utføres ned til kote +19,4 i området ved bygg 1 og +20,5 i området ved bygg 2 og 3.

For skissert løsning med kalksementstabilisering av grunnen i området ved bygg 2 og 3, er det mot tomtegrensen i vest forutsatt at installasjon av kalksement-peler avgrenses der eksisterende terreng ligger på kote +30. For installasjonen bør terrenghelningen i utgangspunktet ikke være brattere enn 1V:10H der maskinene skal arbeide. Der terrenget på eiendommen stiger oppover i skråningen mot vest er eksisterende terrenghelning i store deler brattere enn 1V:10H. Det vil derfor være aktuelt med planering av arbeidsområdet for å sikre fremkommelighet, der planeringen må gjøres ved fylling for å muliggjøre tilkomst til det høyest beliggende terreng og samtidig unngå at terrenget avlastes og stabiliteten svekkes. Det kan for eksempel legges ut en fylling av sand/grus på eksisterende terreng som maskinene kan arbeide fra, som fjernes igjen senere når arbeidene er ferdigstilt.

Installasjon av kalksement-peler i grunnen kan medføre en midlertidig reduksjon av stabiliteten, men dette vurderes ikke å være kritisk i dette tilfellet. Oppfylling i bunn av skråningen ifm. planering av arbeidsområdet vil ha motvirkende effekt og vil derfor ha gunstig innvirkning på stabiliteten. For øvrig er det god beregningsmessig stabilitet i dagens situasjon.

Kalksementstabilisering av grunnen under byggene vil medføre økt bæreevne i grunnen ifm. fundamentering av byggene og vil også virke setningsreducerende.

Kalksement-peler kan settes som enkelt peler, i enkle eller doble ribber, i gitter (av enkle/doble ribber) og i blokk. Ved ribber, gitter og blokker settes pelene fortløpende med overlapp. Basert på stabilitetsberegning i profil A må kalksementstabilisert jordvolum ha gjennomsnittlig fasthet minimum 155 kPa i området ved bygg 3. Basert på styrketak for skjærfasthet for herdete peler iht. SVV veileder V221, ref. /10/, vil dette medføre at kalksement-peler tilnærmet må settes i blokk (100% dekningsgrad). I profil B må kalksementstabilisert jordvolum i området ved bygg 2 ha gjennomsnittlig fasthet minimum 90 kPa, og her kan kalksement-peler settes i ribber eller gitter med estimert dekningsgrad i størrelsesordenen 40%, mens det i profil C er estimert dekningsgrad i størrelsesordenen 75% for å oppnå gjennomsnittlig fasthet minimum 140 kPa i området ved bygg 1.

6.6 Gjenstående arbeider

Skissert løsning med bl.a. kalksementstabilisering av grunnen dokumenterer at utbygging på eiendommen kan gjennomføres med tilfredsstillende sikkerhet mot kvikkleireskred, både i

anleggsfase og etter ferdigetablert utbygging. Det må sikres at utbyggingen utføres iht. føringer og forutsetninger som er lagt til grunn i vurderingene, herunder bl.a. avstandskrav til eiendoms-grensen i vest og utgravingsnivåer.

Løsning med kalksementstabilisering av grunnen krever omfattende detaljprosjektering og utførelsen kan være anleggsteknisk krevende. Detaljprosjektering må gjennomføres ifm. byggesak i senere fase, der det bl.a. vil være nødvendig å gjøre supplerende geotekniske grunnundersøkelser (felt- og laboratorieundersøkelser) både før og etter installasjon av kalksement-peler for kontroll av pelenes fasthet. Kalksementstabiliseringen må gjennomføres før igangsetting av gravearbeider på eiendommen. I forbindelse med gjennomføring av anleggsarbeidene vil det muligens også være behov for å sette krav til rekkefølgebestemmelser for grunn- og fundamenteringsarbeider for de ulike byggene for å sikre at områdestabilitet er ivarettatt i alle faser.

7. Stabilitetsberegninger

I forbindelse med utredning av områdeskredfare er det behov for å vurdere områdestabiliteten på grunnlag av stabilitetsberegninger, for å dokumentere og sikre at tilfredsstillende sikkerhet er ivarettatt for planlagte tiltak.

7.1 Beregningssnitt og geometri

Det er utført stabilitetsberegninger for fem ulike terrengprofiler, plassering av terrengprofilene er vist på situasjonsplan i tegning 001. Terrengprofilene er presentert i tegning 010 til 014. Profil A, B og C går fra platået ved boligen i Breidablikkstien 6, oppover i skråningen vest for den aktuelle eiendommen, og nedover skråningen mot henholdsvis bygg 3, 2 og 1, før profilene stopper nede i Osloveien. Profil D og E går fra boligene på nordvestlige side av Thaulowbakken, over vegen og videre ned mot henholdsvis bygg 2 og 1, før de stopper i Stavnevegen.

Profil A, B og C har til hensikt å vurdere de tre byggenes innvirkning på stabiliteten av skråningen opp mot platået ved boligene i Breidablikkstien, mens profil D og E har til hensikt å vurdere innvirkningen på stabiliteten mot Thaulowbakken.

7.2 Lagdeling, materialparametere og poretrykk

Grunnforhold som er lagt til grunn i stabilitetsberegningene er vurdert med bakgrunn i utførte grunnundersøkelser. Undersøkelsespunkter er vist på situasjonsplan i tegning 001.

Lagdeling

Typer av løsmasser i området er overordnet beskrevet i avsnitt 4.3. Lagdeling er tolket fra utførte sonderinger sammenholdt med opptatte prøveserier og støttet av tolkning av utførte CPTu-trykksonderinger. Lagdeling som er lagt til grunn for stabilitetsberegningene er vist i beregningsprofilene presentert i vedlegg C.

Materialparametere

Materialparametere lagt til grunn i stabilitetsberegningene er angitt i tabell 7.1 og fremgår også av beregningsprofilene presentert i vedlegg C.

For topplag/tørreskorpe er romvekt, friksjonsvinkel og attraksjon valgt ut fra generell erfaring og med støtte i erfaringsverdier i SVV veileder V220, ref. /9/. Det samme gjelder for laget med sammenblandet masser samt de faste massene over bergoverflaten. Valgte verdier samsvarer med verdier som lagt til grunn i tidligere vurderinger utført av Sweco og presentert i rapport 582631-GEO-02, ref. /12/.

Tabell 7.1: Materialparametere benyttet i stabilitetsberegningene.

Lag	Tyngdetetthet γ	Friksjonsvinkel ϕ	Attraksjon a	Udrenert skjærstyrke c_{uA}	ADP-forhold
	kN/m ³	°	kPa	kPa	-
Topplag/ tørreskorpe	19,5	30	0	-	-
Leire, silt, sand	18,5	29	0	c_{uA} -profil	1,0/0,63/0,35
Leire	19,5	26	10	c_{uA} -profil	1,0/0,63/0,35
Kvikkleire/ sprøbruddleire	20,0	26	10	c_{uA} -profil	1,0/0,63/0,35
Leire	20,0	26	10	c_{uA} -profil	1,0/0,63/0,35
Faste masser	20,0	32	8	-	-

For leirelagene, herunder både sensitiv og ikke-sensitiv leire, er romvekt basert på resultater av laboratorieforsøk på opptatte prøveserier. Udrenert skjærfasthet er fastsatt etter tolkning av CPTu-trykksonderinger sammenholdt med laboratorieresultater av konus- og enaksialforsøk samt treaksialforsøk på opptatte prøveserier. Friksjonsvinkel og attraksjon er fastsatt fra tolkning av utførte treaksialforsøk.

Udrenerte aktive skjærfasthetsprofiler som er lagt til grunn i stabilitetsberegningene er vist i tolkningsdiagrammene for CPTu-trykksonderingene i vedlegg B.

Leiras udrenerte skjærfasthet varierer med hovedspenningsretningene og dette hensyntas i beregningene ved å anvende anisotropiforholdet mellom aktiv, direkte og passiv styrke. Anisotropiforholdet er antatt i henhold til anbefalingene gitt i NIFS rapport 14/2014, ref. /23/, basert på plastisitetsindeks $\leq 10\%$. I borpunkt SW9 er det målt plastisitetsindeks for ikke-sensitiv leire på 8,5% og 7,8% i dybde henholdsvis ca. 6,4 meter og 10,4 meter under terreng, mens det i borpunkt MC5 er målt plastisitetsindeks på 3,5% for kvikkleire i dybde ca. 13,5 meter under terreng.

Poretrykk

Poretrykksmåling i borpunkt SW1 indikerer poretrykk med tilnærmet hydrostatisk øking i dybden og grunnvannstand ca. 1,9-2,4 meter under terreng, se avsnitt 4.4.

Det må forventes noe årstidsvariasjon for poretrykk og grunnvannstand og dette er hensyntatt i beregningene, der det generelt er antatt grunnvannstand ca. 1,5 meter under terreng med hydrostatisk poretryksøking i dybden.

7.3 Terrenglast

Terrenglast som er til ugunst må hensyntas i stabilitetsberegningene. Relevante terrenglaster omfatter trafikklast på vegarealer i Thaulowbakken samt last fra eksisterende bebyggelse.

Trafikklast er tatt iht. SVV vegnormal N200 krav 1.4.5 som angir at det for stabilitetsberegninger skal benyttes jevnt fordelt karakteristisk trafikklast på 15 kN/m² over hele vegbredden inkludert vegskulderen og etter SVV vegnormal N200 avsnitt 1.4.5 og SVV veileder V220 avsnitt 0.1.6 skal det benyttes partialfaktor for trafikklast på γ_Q lik 1,30.

For privateiendommene oppover skråningene er det medtatt skjønnsmessig jevnt fordelt karakteristisk last på 10 kN/m² fra eksisterende boligbygg, mens det anvendes karakteristisk last på 5 kN/m² for gårds plass og tilkomstarealer. Det benyttes partialfaktor $\gamma_Q = 1,30$ i samsvar med Eurokode 7-1 tabell NA.A.3, med henvisning til Eurokode 0 tabell NA.A1.2(B) og tabell NA.A1.2(C), for variabel geoteknisk last med ugunstig virkning.

7.4 Beregningsmetodikk

Stabilitetsberegningene er utført i Geosuite Stability, som er en del av Novapoint Geosuite Toolbox-programvarepakken til Trimble. Geosuite Stability baserer seg på en likevekt-betraktning av potensielle bruddflater.

Stabiliteten er regnet på total- og effektivspenningsbasis for kontroll av både udrenert og drenert spenningstilstand. Ut ifra lagdelingen og styrkeparametere vurderes plane glideflater å være lite aktuelle ettersom det ikke er svakt lag som går parallelt med terrenget. Det er i beregningene innledningsvisst sjekket for både sirkulærsylindriske glideflater og sammensatte-plane glideflater, der det er funnet at sirkulære glideflater er mest kritiske.

For profil A, B og D er det lagt inn interpolerte styrkeprofiler oppover skråningen, mellom CPTu-trykksonderinger i borpunkt SW5 og SW9. Styrkeprofilene er tilnærmet fra lineær interpolasjon mellom styrkeprofiler basert på utførte grunnundersøkelser, der interpolasjonsfunksjonen i GeoSuite Stability er benyttet.

For tilfeller der det er betraktet stabilisering av jordvolum med kalksement-peler for å bedre stabiliteten, er styrkeøkningen i kalksementstabilisert område lagt inn som udrenert skjærstyrke for beregning på totalspenningsbasis, mens det ved beregning på effektivspenningsbasis er lagt inn som kohesjon.

7.5 Resultater

Stabilitetsberegninger er vist i beregningsprofilene presentert i vedlegg C og beregnet sikkerhet er oppsummert i tabell 7.2.

Tabell 7.2: Resultater av beregningsmessig sikkerhetsfaktor fra stabilitetsberegninger.

Profil	Fase	Sikkerhetsfaktor		Kommentarer
		F _{cu}	F _{cφ}	
A	Dagens situasjon	1,44		Kalksementstabilisert jordvolum med gjennomsnittlig fasthet på 155 kPa.
		1,58		
	Utgraving stabilisert med kalksement-peler	1,55		
		1,58		
B	Dagens situasjon	1,43		Kalksementstabilisert jordvolum med gjennomsnittlig fasthet på 90 kPa.
		1,40		
	Utgraving stabilisert med kalksement-peler	1,41		
		1,40		
C	Dagens situasjon	1,65		Kalksementstabilisert jordvolum med gjennomsnittlig fasthet på 140 kPa.
		1,53		
	Fri utgraving	1,51		
		1,47		
	Utgraving stabilisert med kalksement-peler	1,64		
		1,53		
D	Dagens situasjon	1,70		Passerer ikke sprøbruddmateriale.
		1,74		
		1,99		
	Fri utgraving	1,07		Passerer ikke sprøbruddmateriale.
		1,30		
		1,80		

Profil	Fase	Sikkerhetsfaktor		Kommentarer
		F _{CU}	F _{Cφ}	
D	Utgraving stabilisert med kalksement-peler	1,77		Kalksementstabilisert jordvolum med gjennomsnittlig fasthet på 90 kPa.
		1,91		
E	Dagens situasjon	1,68		Passerer ikke sprøbruddmateriale.
		1,88		
		2,15		
	Fri utgraving	1,28		Passerer ikke sprøbruddmateriale.
		1,34		
		1,79		

Det bemerkes at det ved stabilitetsberegninger i profil A er antatt udrenert skjærstyrkeprofil ved eiendommen i Thaulowbakken 2A basert på CPTu-trykksondering i borpunkt SW5 korrigert for resultater fra grunnundersøkelsene utført av Rambøll, ref. /15/, i dette området. Det fastere laget i de øvre 5,5 meter i SW5 reduseres til mektighet på 2 meter og styrkeprofil i øvre 10 meter i SW5 reduseres for å hensynta lavere styrke fra forsøk på prøveserie i borpunkt RAM4 i forhold til SW8.

Nærmere presentasjon av utførte stabilitetsberegninger og vurderinger på bakgrunn av resultatene inngår i kapittel 6.

8. Konklusjon

Planlagt utbygging på eiendommen gnr./bnr. 95/578 i Stavnevegen, Trondheim, omfatter oppføring av tre fleretasjes bygg med tilhørende kjeller/sokkeletasje. Tomta ligger nær/i foten av skråning som stiger mot nabotomten i vest og videre opp til platået ved boligene i Breidablikkstien.

Områdeskredfare må utredes iht. NVE veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred», ref. /6/. Foreliggende rapport er ikke en fullstendig soneutredning iht. prosedyren gitt i kvikkleireveilederen, men vurderingene inngår som grunnlag for dokumentasjon av tilstrekkelig sikkerhet mot kvikkleireskred for planlagte utbygging. Det er gjort innledende geoteknisk vurdering av områdestabilitet for planlagte utbygging med hensyn til å dokumentere gjennomførbarheten av prosjektet. Fullstendig utredning av områdeskredfare etter NVE veileder 1/2019 er presentert i rapport 23-0169 GEORAP02, ref. /24/.

Det er vurdert planlagte utbyggings innvirkning på stabiliteten av skråningen mot eiendomsgrensen i vest og skråningen mot Thaulowbakken i nordvest. Planlagt utbygging på eiendommen anses å være geoteknisk gjennomførbar på måte som sikrer at områdestabiliteten er ivaretatt for skråningene som påvirkes av utbyggingen.

Utbyggingen planlegges gjennomført på måte som sikrer at stabiliteten ikke forverres for ferdig situasjon i forhold til dagens situasjon. Sikkerhetskrav for områdestabilitet vil da være ivaretatt for ferdig situasjon etter utbyggingen ettersom det for dagens situasjon er sikkerhet $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$. Dette stiller krav til at terrenget utenom byggene ikke senkes ift. eksisterende terreng og at egenvekt av byggene (permanent stabiliserende last) kompenserer fullt for vekten av de massene som bortgraves under byggene.

Det må sikres at områdestabilitet er ivaretatt i alle faser av utbyggingen, ikke bare for ferdig situasjonen. Arbeider i anleggsfase omfatter midlertidig utgraving i bunn av skråning for

etablering av kjeller, som vil svekke stabiliteten av skråningene, og det er derfor behov for kompenserende tiltak.

Grunnforsterkning ved kalksementstabilisering vurderes å være aktuelt tiltak for å bedre stabiliteten ifm. utgraving i området ved bygg 2 og 3. Iht. foreliggende skisseunderlag for prosjektet er det planlagt overkant av gulvkonstruksjon i kjeller/sokkeletasje på omtrent kotehøyde +26,5 under byggene og det er da antatt at det må graves ut til traubunn i kote +25,5. I sørvestligste del av tomta er det et mindre platå på ca. kote +28,5, der utgraving vil være mere kritisk enn lenger nord på eiendommen. I dette området må kalksement-peler installeres i blokk og topp av graveskråning må ha avstand minimum 5 meter til tomtegrensen mot naboeiendommen i vest. I område lenger nord kan omfang av kalksement-peler reduseres, der pelene kan settes i ribber eller gitter med estimert dekningsgrad i størrelsesordenen 40%, og topp av graveskråning kan flyttes til avstand minimum 1 meter til tomtegrensen mot naboeiendommen i vest. Skissert løsning med kalksementstabilisering av grunnen forutsetter at det installeres kalksement-peler til 5 meter under antatt utgravingsnivå, dvs. kote +20,5.

Det må også gjøres kompenserende tiltak ifm. utgraving i området ved bygg 1 og her vurderes også tiltak med kalksementstabilisering av grunnen å være aktuelt. Iht. foreliggende skisseunderlag for prosjektet skal det bare etableres delvis kjeller under bygg 1, med planlagt overkant av gulvkonstruksjon i kjeller på omtrent kotehøyde +23,4 og det er da antatt at det må graves ut til traubunn i kote +22,4. I dette området forutsettes at det installeres kalksement-peler til 3 meter under antatt utgravingsnivå, dvs. kote +19,4, der kalksement-peler settes i ribber eller gitter med estimert dekningsgrad i størrelsesordenen 75%. Det er også mulig at det i stedet kan utlegges motfylling i området mellom skråningen og utgravingen og dermed unngå behov for installasjon av kalksement-peler i dette området, dette må evt. vurderes nærmere. Størrelse og plassering av kjeller kan muligens ha avgjørende betydning for om det er plass og mulighet for å etablere motfylling.

Det må kontrolleres at endelige planer for utbyggingen er i samsvar med føringer og forutsetninger som er lagt til grunn for vurderingene i foreliggende rapport. Om dette ikke er tilfellet vil det være behov for nærmere geotekniske vurderinger.

Løsning med kalksementstabilisering av grunnen krever omfattende detaljprosjektering som må gjennomføres ifm. byggesak i senere fase. Kalksementstabiliseringen må gjennomføres før igangsetting av gravearbeider på eiendommen.

Alternativt til grunnforsterkning ved å sette kalksement-peler for å sikre skråningen mot tomtegrensen til naboeiendommene i vest, kan det velges løsning med installasjon av spunt for å holde på de overliggende massene. Spunten må settes tilstrekkelig dypt til at kritiske glideflater som går under spuntfoten har tilstrekkelig med sikkerhet ift. krav til områdestabilitet. Det kan ikke utelukkes at det vil kreve at spunt installeres til berg og det kan muligens være behov for stagforankring i bakkant av spunten. Ved bruk av spunt vil det ikke være behov for graveskråninger som det er tilfellet ved kalksementstabilisering av grunnen og bunn av utgraving kan derfor komme nærmere eiendomsgrensen mot vest. Løsning med spunt krever omfattende detaljprosjektering.

9. Referanser

- /1/ Norgeskart, Kartverket. Internett: <https://www.norgeskart.no/>.
- /2/ Høydedata, Kartverket. Internett: <https://hoydedata.no/>.
- /3/ NVE Atlas, Norges vassdrags- og energidirektorat. Internett: <https://atlas.nve.no/>.
- /4/ Nasjonal løsmassedatabase, Norges Geologiske Undersøkelse (NGU). Internett: <https://geo.ngu.no/kart/losmasse/>.
- /5/ Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG), Norges Geologiske Undersøkelse (NGU). Internett: <https://geo.ngu.no/kart/nadag/>.
- /6/ NVE veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred: vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper». Norges vassdrags- og energidirektorat, desember 2020.
- /7/ NVE retningslinjer 1/2008 «Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag». Norges vassdrags- og energidirektorat, revidert 5. mars 2009.
- /8/ SVV retningslinje R210 «Laboratorieundersøkelser». Statens vegvesen, 2014.
- /9/ SVV veileder V220 «Geoteknikk i vegbygging». Statens vegvesen, 18.08.2023.
- /10/ SVV veileder V221 «Grunnforsterkning, fyllinger og skrån timer». Statens vegvesen, 2014.
- /11/ NGF melding 11 «Veiledning for prøvetaking». Norsk geoteknisk forening, revidert 2013.
- /12/ Stabilitetsvurdering. Osloveien 140. Sweco Norge AS, oppdragsnummer 582631. Geoteknisk rapport GEO-02, versjon 5, datert 21.10.2016.
- /13/ Grunnundersøkelser – Datarapport. Osloveien 140, Trondheim. Sweco Norge AS, oppdragsnummer 582631. Rapport nr. 1, revisjon 03, datert 04.04.2014.
- /14/ Grunnundersøkelser – Datarapport. Boligtomt Oslovegen 140-142, Trondheim. Multiconsult AS, oppdragsnummer 413942. Geoteknisk rapport RIG-RAP-001, datert 11.09.2012.
- /15/ Grunnundersøkelser – Datarapport. Thaulowbakken 2. Rambøll Norge AS, oppdragsnummer 6070643. Rapport nr. 1, datert 23.10.2007.
- /16/ Datarapport – E6 Oslovegen. Statens vegvesen. Geoteknisk rapport Ud 685A nr. 3, datert 15.12.2006.
- /17/ Kloaktunnel Sluppen, Høvringen. Trondheim kommune. Rapport R0157, datert 28.04.1970.
- /18/ Casagrande, A. (1936) «The determination of the preconsolidation load and its practical significance». Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge 1936.
- /19/ Janbu, N. (1963) «Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests». Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden 1963.
- /20/ Lunne, T., T. Berre og S. Strandvik (1997) «Sample disturbance effects in soft low plasticity Norwegian clay».

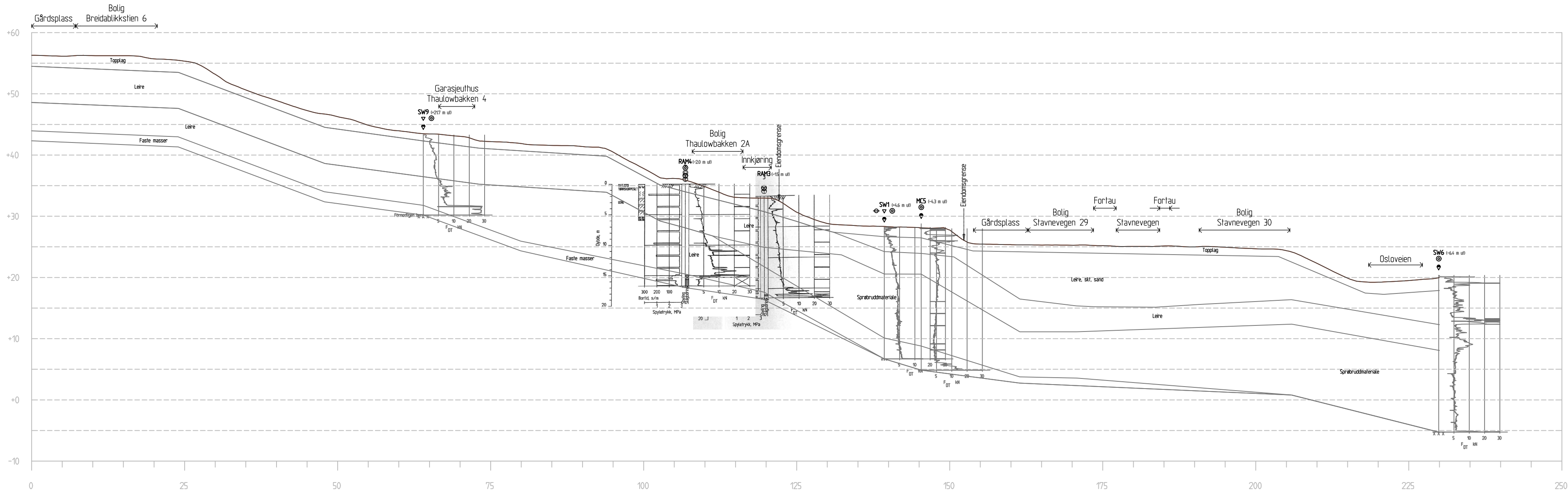
- /21/ Lunne, T., T. Berre, K.H. Andersen, S. Strandvik og M. Sjursen (2006) «Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays».
- /22/ Karlsrud, K., T. Lunne, D.A. Kort og S. Strandvik (2005) «CPTU correlations for clays». Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka 2005.
- /23/ NIFS rapport 14/2014 «En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer». Naturfareprosjektet NIFS, datert 30.01.2014.
- /24/ Utredning av områdestabilitet. Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim. DMR Miljø og Geoteknikk AS, saksnummer 23-0169. Geoteknisk rapport GEORAP02 (seneste aktuelle utgave: revisjon 0, datert 23.08.2024).



Grunnundersøkelser SW: Sweco, rapport 582631-1 MC: Multiconsult, rapport 413942-RIG-RAP-001 RAM: Rambøll, rapport 6070643-1 SVV: Statens vegvesen, rapport Ud 685A nr. 3 TK: Trondheim kommune, rapport R.0157	Tegnforklaring + Vingebooring □ Prøvegrop ⊙ Prøveserie ⊕ Totalsondering ▼ Ramsondering ⊕ terrengkote ⊕ antatt fjellkote ▽ Trykksondering ○ Enkel sondering ◐ Dreietrykksondering ● Dreiesondering ☆ Fjellkontrollboring + boret dybde + boret i fjell		Rekvirent	Emne		Saksnummer	Fag
	Eco Bygg AS	Situasjonsplan med borpunkter og terrengprofiler		23-0169	GEO		
	DMR Miljø og Geoteknikk AS DMR	Adresse		Saksbehandler	Dato		
		Stavnevegen, 7019 Trondheim		SHO	18-07-2024		
		Gnr./bnr.	Format	Utført av	Kontroll av		
95/578, Trondheim kommune	A3	SHO	JSH				
Koordinatsystem	Høydesystem	Målestokk	Tegning	Revisjon			
EUREF89 UTM sone 32	NN2000	1:750	001	1			



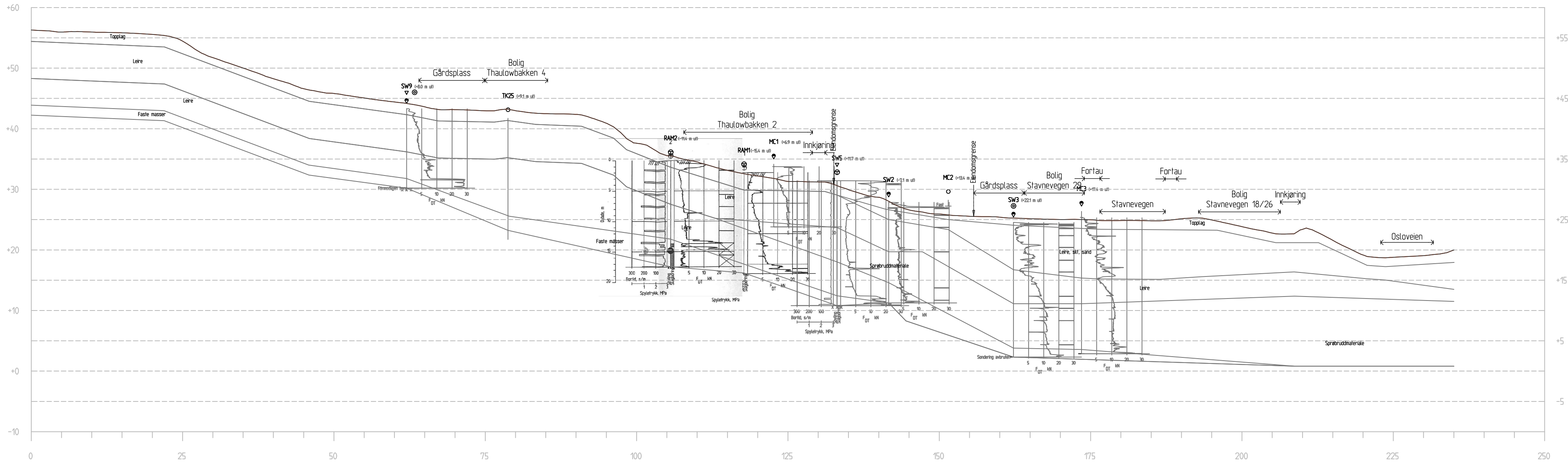
Tegnforklaring		Rekvirent		Emne		Utført av	
Kalksementstabilisering		Eco Bygg AS		Situasjonsplan, omfang av kalksementstabilisering		Saksnummer 23-0169	
				Adresse		Saksbehandler	
				Stavnevegen, 7019 Trondheim		SHO	
				Gnr./bnr.		Format	
				95/578, Trondheim kommune		A3	
				Koordinatsystem		Utført av	
				EUREF89 UTM sone 32		SHO	
				Høydesystem		Tegning	
				NN2000		002	
				Målestokk		Revisjon	
				1:750		0	



Grunnundersøkelser
SW: Sweco, rapport 582631-1
MC: Multiconsult, rapport 413942-RIG-RAP-001
RAM: Rambøll, rapport 6070643-1
SVV: Statens vegvesen, rapport Ud 685A nr. 3
TK: Trondheim kommune, rapport R0157

- Tegnforklaring
- + Vingeboing
 - Prøvegrop
 - ⊙ Prøveserie
 - ⊕ Totalsondering
 - ▼ Ramsondering
 - ⊕ terrengkote
 - ⊕ antall i fjelkote
 - ▽ Trykksondering
 - Enkel sondering
 - ◆ Dreielekksondering
 - Dreiesondering
 - ☆ Fjellkontrollboring
- boret dybde + boret i fjell

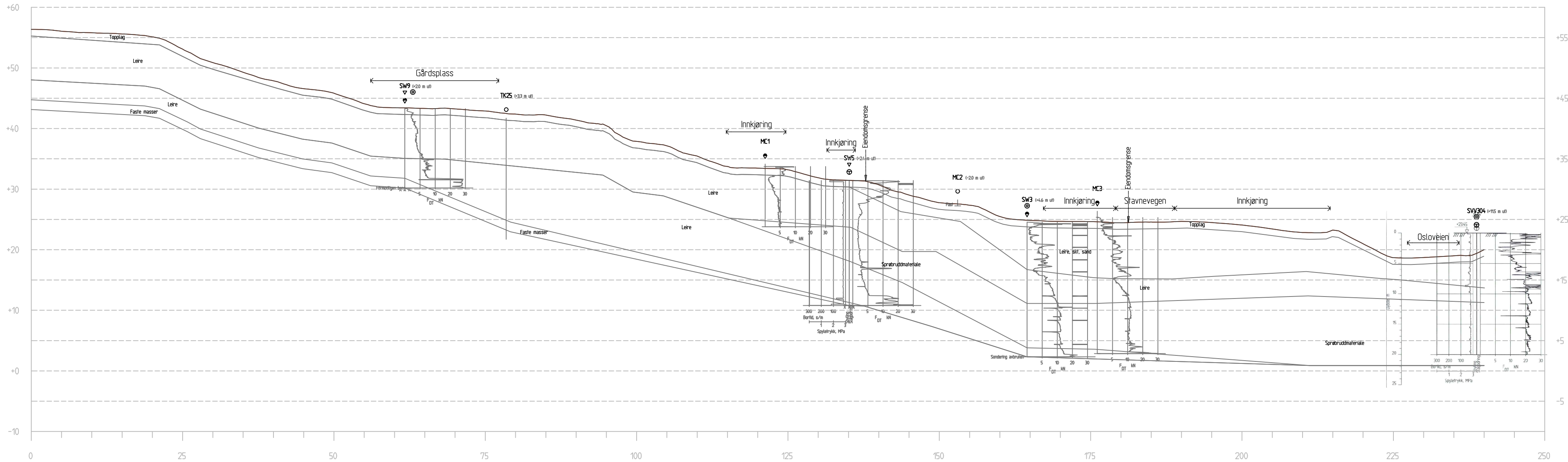
1	24-07-2024	Lagt til tolkning av lagdeling	SHO	JSH	
0	26-02-2024	Førstegangsleveranse av terrengprofil	SHO	JSH	
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utført av	Godkjent av	
Rekvirent Eco Bygg AS			Emne Terrengprofil A	Saksnummer 23-0169	Fag GEO
DMR Miljø og Geoteknikk AS			Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksbehandler SHO	Dato 24-07-2024
Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune			Format A3 lang	Utført av SHO	Kontroll av JSH
Koordinatsystem EUREF89 UTM sone 32		Høydesystem NN2000	Målestokk 1:500	Tegning 010	Revisjon 1



1	24-07-2024	Lagt til tolkning av lagdeling	SHO	JSH		
0	26-02-2024	Førstegangsleveranse av terrengprofil	SHO	JSH		
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utført av	Godkjent av		
Rekvirent Eco Bygg AS			Emne Terrengprofil B	Saksnummer 23-0169	Fag GEO	
			Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksbehandler SHO	Dato 24-07-2024	
DMR Miljø og Geoteknikk AS 			Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Format A3 lang	Utført av SHO	Kontroll av JSH
			Koordinatsystem EUREF89 UTM sone 32	Høydesystem NN2000	Målestokk 1:500	Tegning 011

Grunnundersøkelser
SW: Sweco, rapport 582631-1
MC: Multiconsult, rapport 413942-RIG-RAP-001
RAM: Rambøll, rapport 6070643-1
SVV: Statens vegvesen, rapport Utd 685A nr. 3
TK: Trondheim kommune, rapport R0157

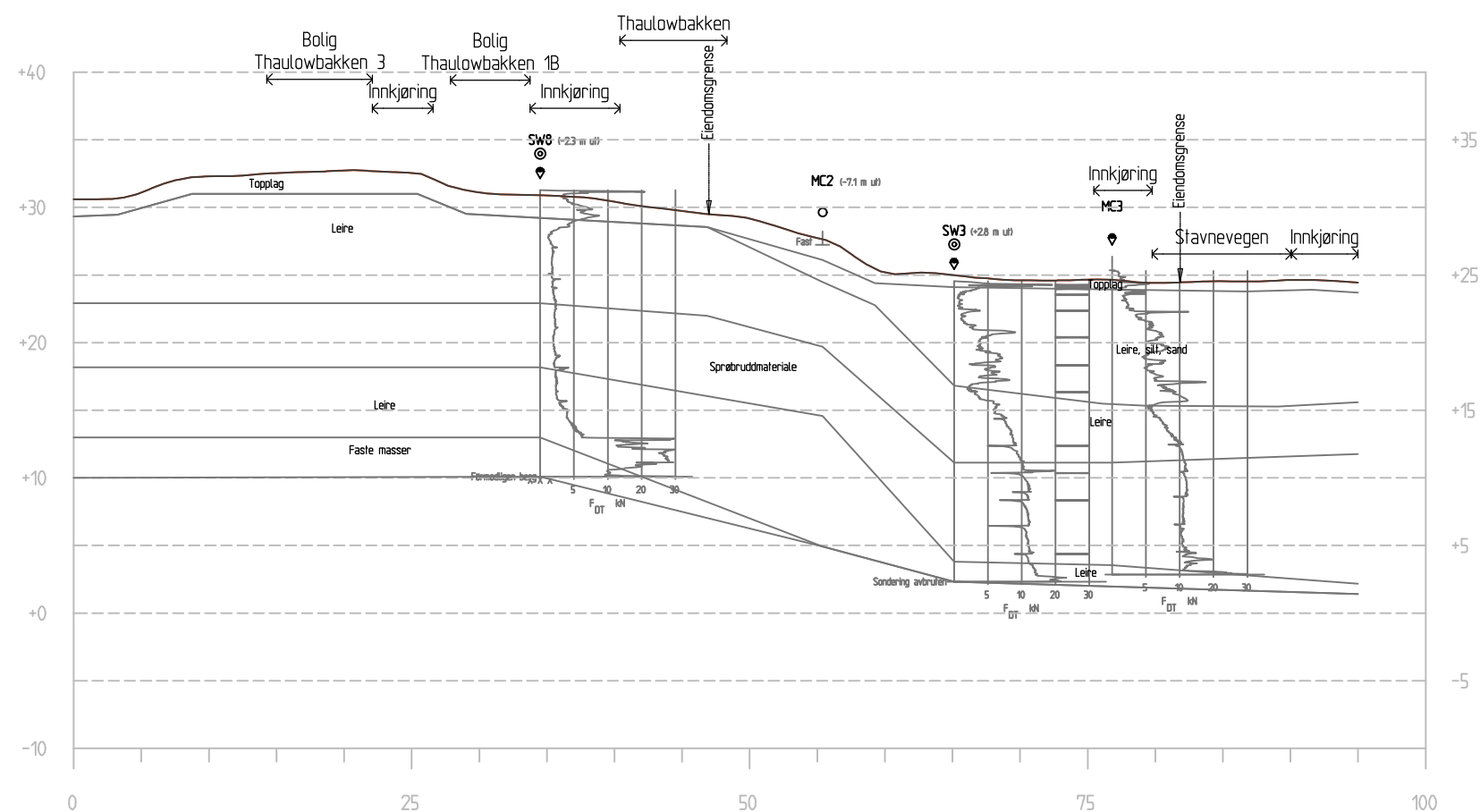
- Tegnforklaring
- + Vingeboring
 - Prøvegrop
 - ⊙ Prøveserie
 - ⊕ Totalsondering
 - ▼ Ramsondering
 - ⊕ terrengkote
 - ⊕ antatt fjelkote
 - ▽ Trykksondering
 - Enkel sondering
 - ◆ Direktrykksondering
 - Diresondering
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - boret dybde
 - + boret i fjell



1	24-07-2024	Lagt til tolkning av lagdeling	SHO	JSH
0	26-02-2024	Førstegangsløp av terrengprofil	SHO	JSH
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utført av	Godkjent av
Rekvirent Eco Bygg AS			Emne Terrengprofil C	Saksnummer 23-0169
			Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Fag GEO
DMR Miljø og Geoteknikk AS			Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Dato 24-07-2024
			Koordinatsystem EUREF89 UTM sone 32	Kontroll av JSH
			Høydesystem NN2000	Revisjon 1
			Format A3 lang	
			Målestokk 1:500	
			Tegning 012	

Grunnundersøkelser
SW: Sweco, rapport 582631-1
MC: Multiconsult, rapport 413942-RIG-RAP-001
RAM: Rambøll, rapport 6070643-1
SVV: Ståfens vegvesen, rapport Ud 685A nr. 3
TK: Trondheim kommune, rapport R0157

- Tegnforklaring
- + Vingeboring
 - Prøvegrop
 - ⊙ Prøveserie
 - ⊕ Totalsondering
 - ▼ Ramsondering
 - ⊖ terrengkote
 - ⊖ antatt fjelkote
 - ▽ Trykksondering
 - Enkel sondering
 - ◆ Dreietrykksondering
 - Dreiesondering
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - boret dybde
 - + boret i fjell



1	24-07-2024	Lagt til tolkning av lagdeling	SHO	JSH
0	26-02-2024	Førstegangsleveranse av terrengprofil	SHO	JSH
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utført av	Godkjent av

Grunnundersøkelser

SW: Sweco, rapport 582631-1

MC: Multiconsult, rapport 413942-RIG-RAP-001

RAM: Rambøll, rapport 6070643-1

SVV: Statens vegvesen, rapport Ud 685A nr. 3

TK: Trondheim kommune, rapport R.0157

Tegnforklaring

- | | | | |
|---|------------------|---|---------------------|
| + | Vingeboring | ▽ | Trykksondering |
| □ | Prøvegrop | ○ | Enkel sondering |
| ⊙ | Prøveserie | ◐ | Dreietrykksondering |
| ⊕ | Totalsondering | ● | Dreiesondering |
| ▼ | Ramsondering | ☆ | Fjellkontrollboring |
| ⊗ | terrengkote | | |
| ⊗ | antall fjellkote | | |
- boret dybde + boret i fjell

Rekvirent	Eco Bygg AS
-----------	-------------

Emne	Terrengprofil E
------	-----------------

Adresse
Stavnevegen, 7019 Trondheim

Gnr./bnr.	95/578, Trondheim kommune
-----------	---------------------------

Koordinatsystem
EUREF89 UTM sone 32Høydesystem
NN2000

Format	A3
--------	----

Målestokk	1:500
-----------	-------

Saksnummer 23-0169

Saksbehandler SHO	
----------------------	--

Fag GEO	
------------	--

Dato	24-07-2024
------	------------

Kontroll av JSH	
--------------------	--

Revisjon
1

DMR Miljø og
Geoteknikk AS

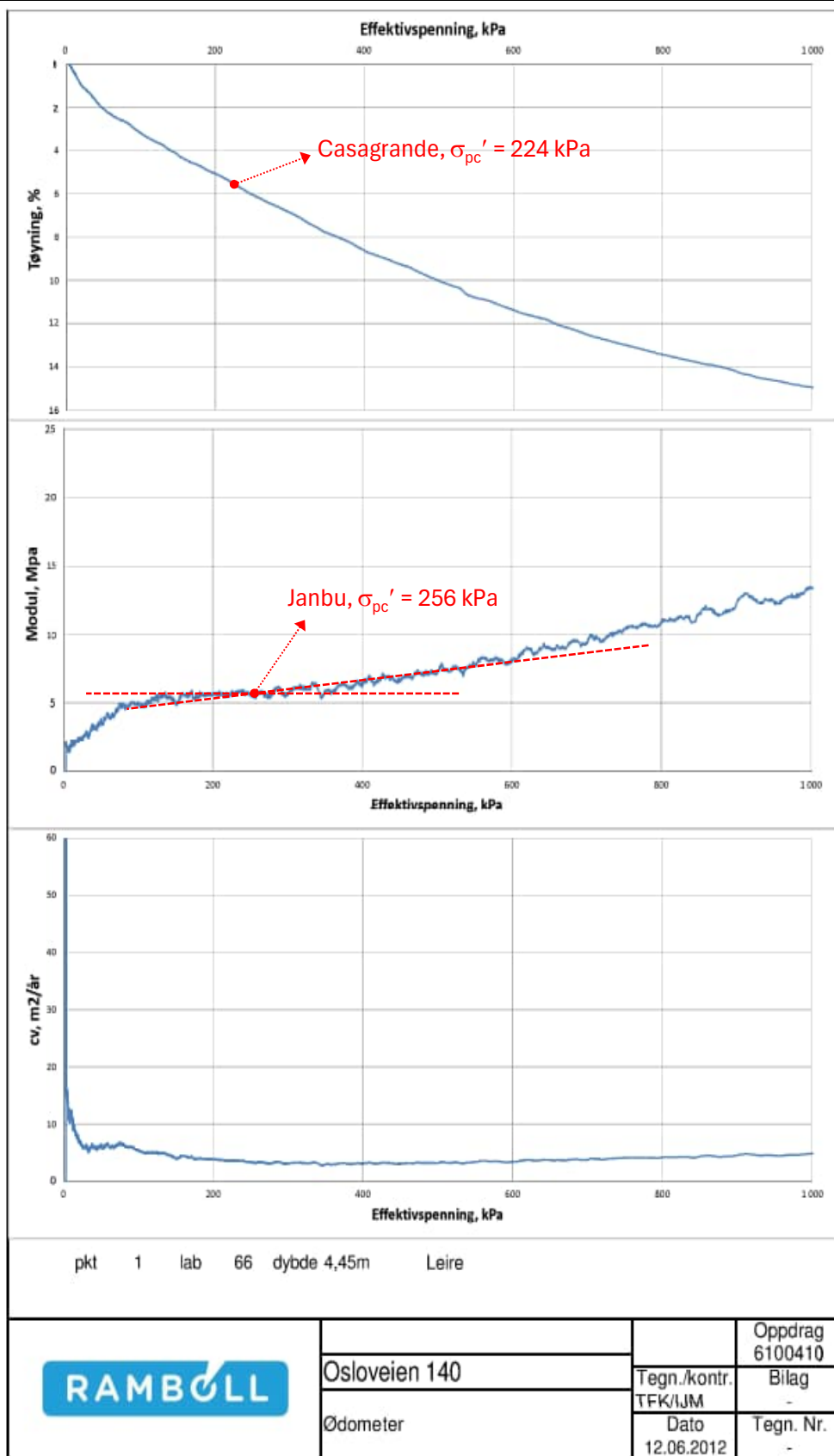


VEDLEGG A

Tolkning av treaksial- og ødometerforsøk

INNHold

A1. Ødometerforsøk.....	1
A1.1 Borpunkt SW1, prøvedybde 4,45 meter	1
A1.2 Borpunkt SW1, prøvedybde 10,25 meter	2
A1.3 Borpunkt SW8, prøvedybde 5,5 meter	3
A1.4 Borpunkt SW8, prøvedybde 10,5 meter	4
A2. Treaksialforsøk	5
A2.1 Borpunkt SW1, prøvedybde 4,55 og 10,5 meter, udrenert skjærstyrke.....	5
A2.2 Borpunkt SW1, prøvedybde 4,55 og 10,5 meter, attraksjon og friksjonsvinkel	6
A2.3 Borpunkt SW8, prøvedybde 5,55 og 10,3 meter, udrenert skjærstyrke.....	7
A2.4 Borpunkt SW8, prøvedybde 5,55 og 10,3 meter, attraksjon og friksjonsvinkel	8



Oppdragsnavn

Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim

Innhold

Tolkning av forkonsolideringsspenning fra ødometerforsøk

Borpunkt SW1, dybde 4,45 meter

DMR Miljø og
Geoteknikk AS



Utført: SHO

Kontrollert: JSH

Godkjent: JSH

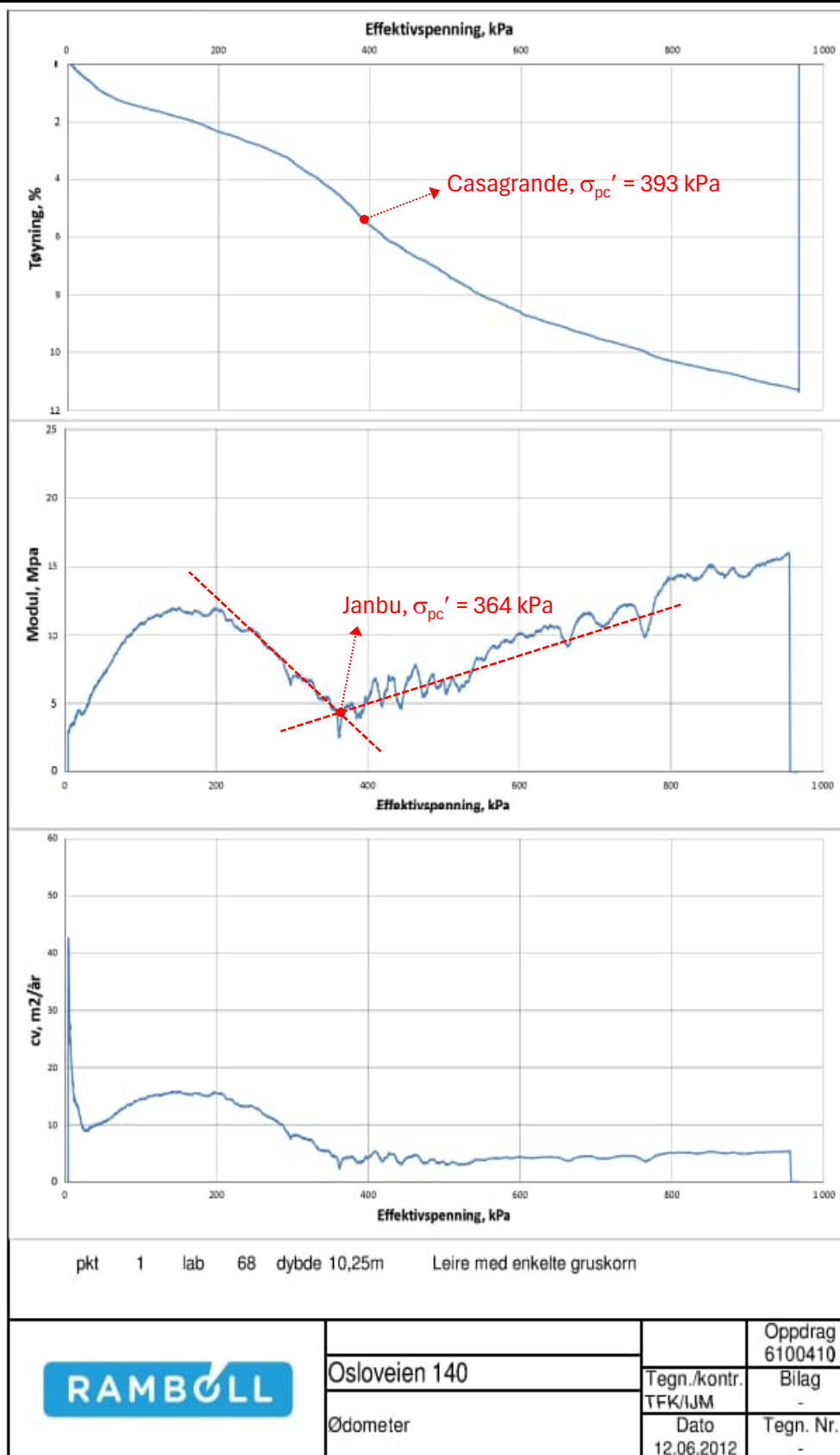
Fag: GEO

Dato: 24-07-2024

Rev.: 0

Saksnr.: 23-0169

Vedlegg: A1.1



Oppdragsnavn

Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim

Innhold

Tolkning av forkonsolideringsspenning fra ødometerforsøk

Borpunkt SW1, dybde 10,25 meter

DMR Miljø og
Geoteknikk AS



Utført: SHO

Kontrollert: JSH

Godkjent: JSH

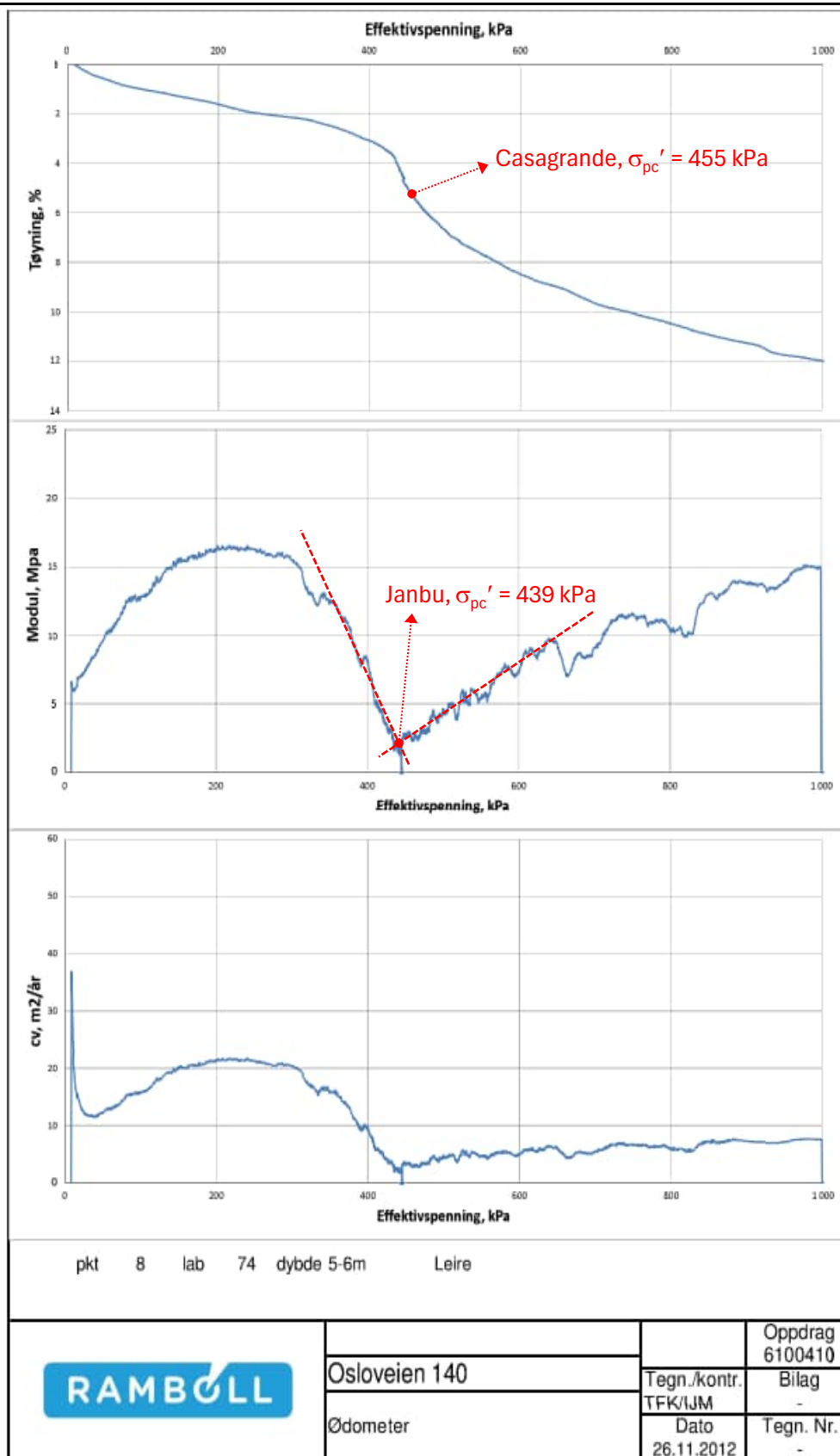
Fag: GEO

Dato: 24-07-2024

Rev.: 0

Saksnr.: 23-0169

Vedlegg: A1.2



Oppdragsnavn

Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim

Innhold

Tolkning av forkonsolideringsspenning fra ødometerforsøk

Borpunkt SW8, dybde 5,5 meter

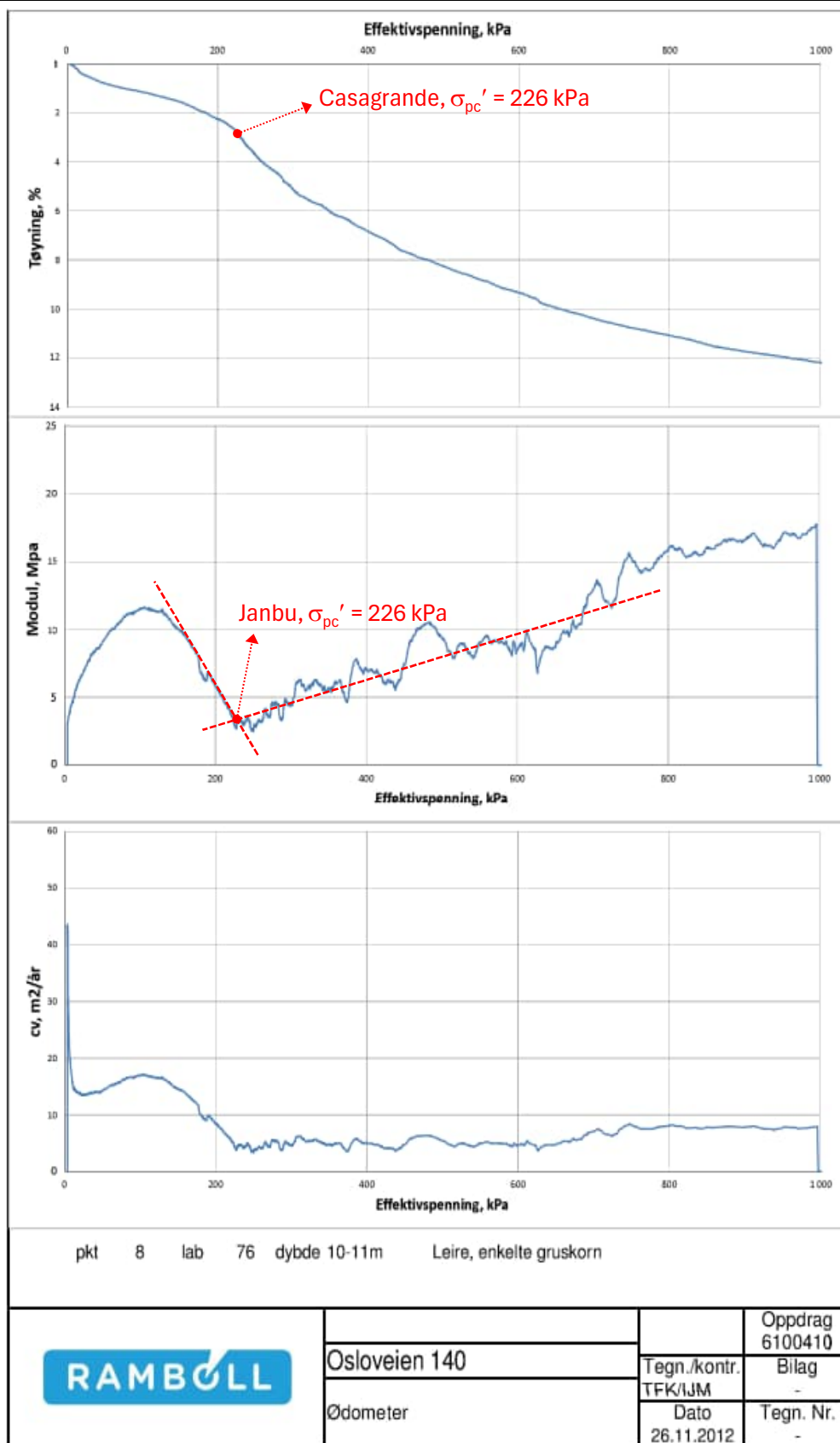
DMR Miljø og
Geoteknikk AS



Utført: SHO
Kontrollert: JSH
Godkjent: JSH

Fag: GEO
Dato: 24-07-2024
Rev.: 0

Saksnr.: 23-0169
Vedlegg: A1.3



Oppdragsnavn

Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim

Innhold

Tolkning av forkonsolideringsspenning fra ødometerforsøk

Borpunkt SW8, dybde 10,5 meter

DMR Miljø og
Geoteknikk AS



Utført: SHO

Kontrollert: JSH

Godkjent: JSH

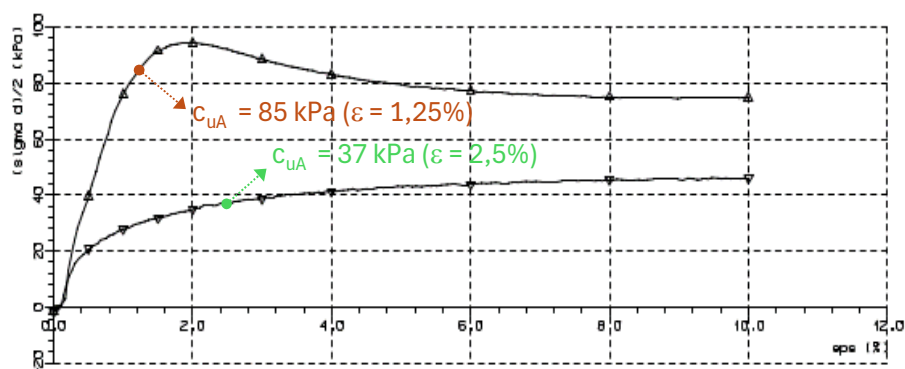
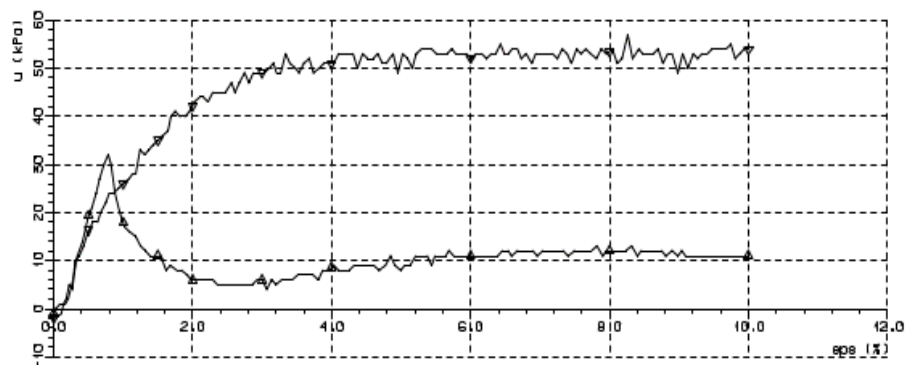
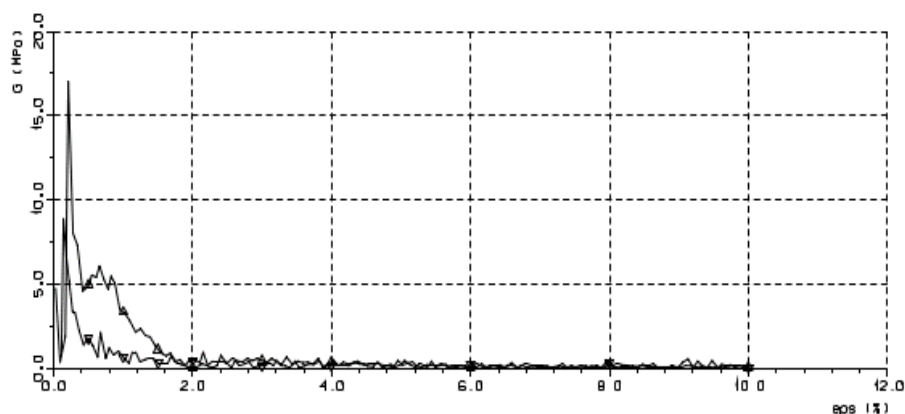
Fag: GEO

Dato: 24-07-2024

Rev.: 0

Saksnr.: 23-0169

Vedlegg: A1.4



Sym	Profil	Dybde(m)	Løsnr	Forsøkstype	dV(cm ³)	Korr.	Kommentar
▲	1	10.50	68	CU1A	2.80	4	Leire
▲	1	4.55	66	CU1A	8.80	4	Leire

TREAKSIALFORSØK

RAMBØLL, divisjon Geo og Miljø

Oppdr.nr.
6100410

Dato
13. 6. 12

Fig.

Oppdragsnavn

Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim

Innhold

Tolkning av udrenert skjærstyrke fra treaksialforsøk

Borpunkt SW1, dybde 4,55 meter og 10,5 meter

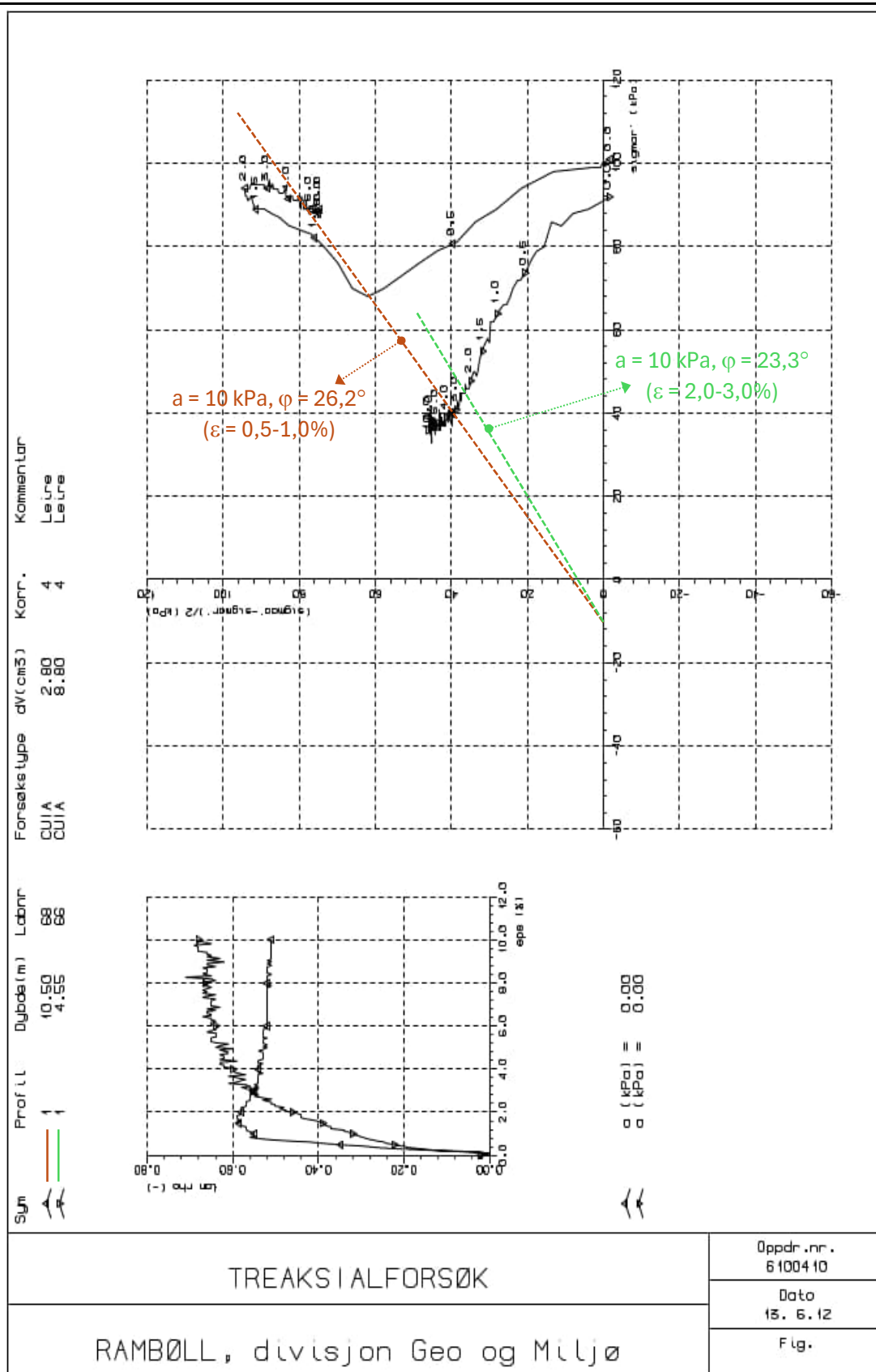
DMR Miljø og
Geoteknikk AS



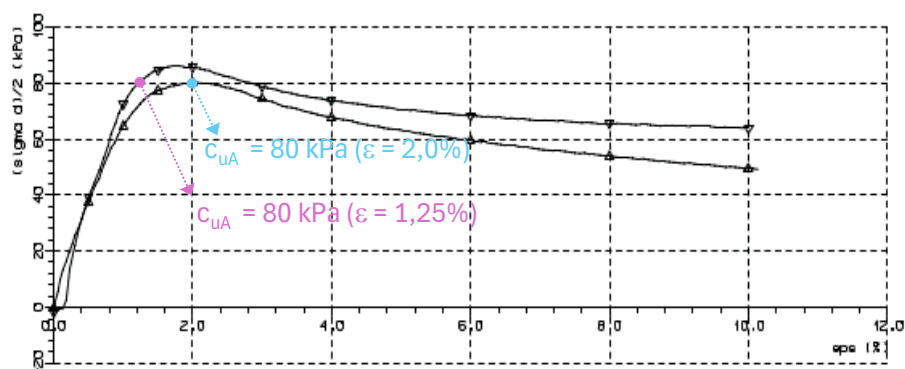
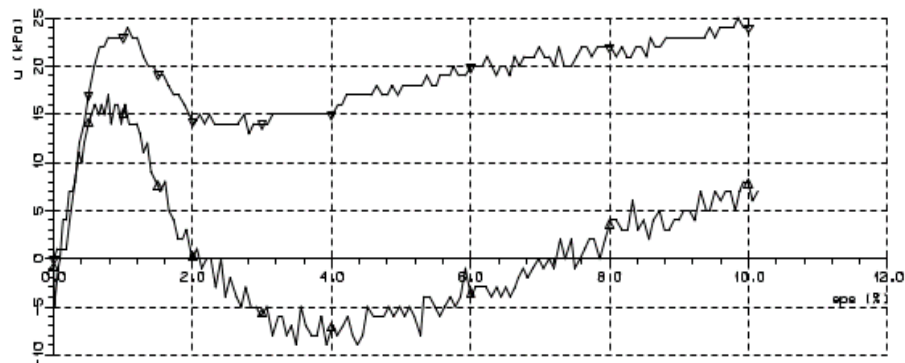
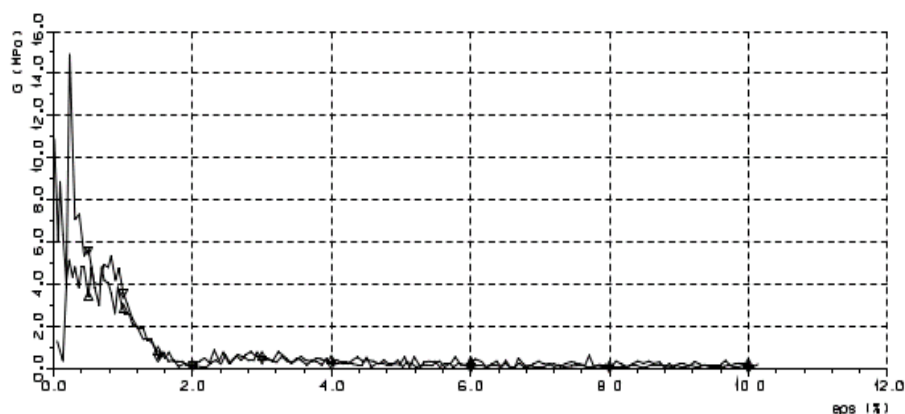
Utført: SHO
Kontrollert: JSH
Godkjent: JSH

Fag: GEO
Dato: 24-07-2024
Rev.: 0

Saksnr.: 23-0169
Vedlegg: A2.1



Oppdragsnavn			
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim			
Innhold			
Tolkning av drenert attraksjon og friksjonsvinkel fra treaksialforsøk			
Borpunkt SW1, dybde 4,55 meter og 10,5 meter			
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Utført:	SHO	Fag: GEO
	Kontrollert:	JSH	Dato: 24-07-2024
	Godkjent:	JSH	Rev.: 0
Saksnr.: 23-0169		Vedlegg: A2.2	



Sym	Profil	Dybde(m)	Lønnr	Forsøkstype	dV(cm ³)	Korr.	Kommentar
▲	8	5.55	74	CUIA	1.40	4	Leire
▼	8	10.30	76	CUIA	3.20	4	Kvikkleire

TREAKSIALFORSØK

RAMBØLL, divisjon Geo og Miljø

Oppdr.nr.
6100410

Dato
28.11.12

Fig.

Oppdragsnavn

Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim

Innhold

Tolkning av udrenert skjærstyrke fra treaksialforsøk

Borpunkt SW8, dybde 5,55 meter og 10,3 meter

DMR Miljø og
Geoteknikk AS



Utført: SHO

Kontrollert: JSH

Godkjent: JSH

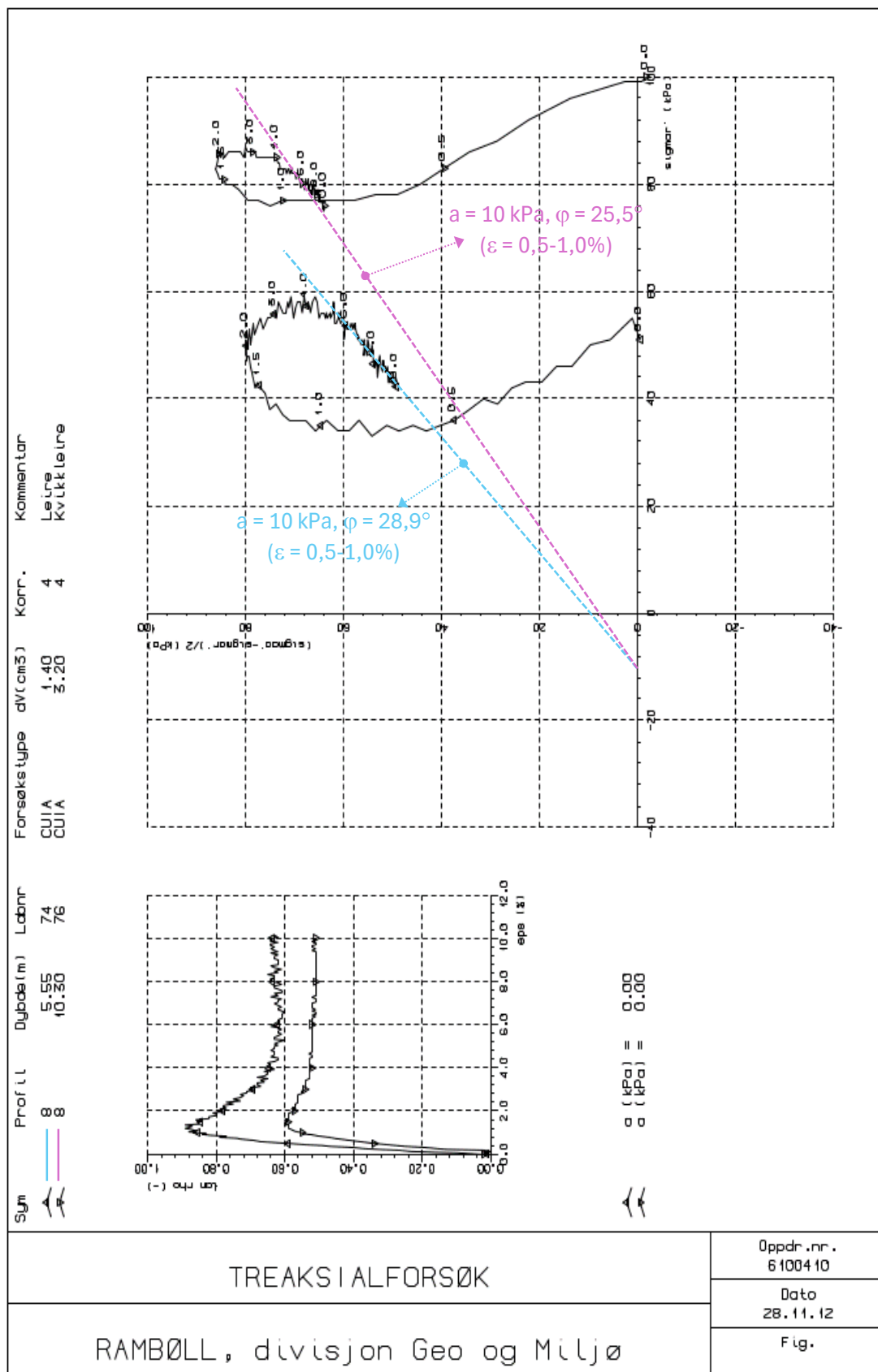
Fag: GEO

Dato: 24-07-2024

Rev.: 0

Saksnr.: 23-0169

Vedlegg: A2.3



TREAKSIALFORSØK

RAMBØLL, divisjon Geo og Miljø

Oppdr. nr.
6100410

Dato
28.11.12

Fig.

Oppdragsnavn

Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim

Innhold

Tolkning av drenert attraksjon og friksjonsvinkel fra treaksialforsøk

Borpunkt SW8, dybde 5,55 meter og 10,3 meter

DMR Miljø og
Geoteknikk AS



Utført: SHO
Kontrollert: JSH
Godkjent: JSH

Fag: GEO
Dato: 24-07-2024
Rev.: 0

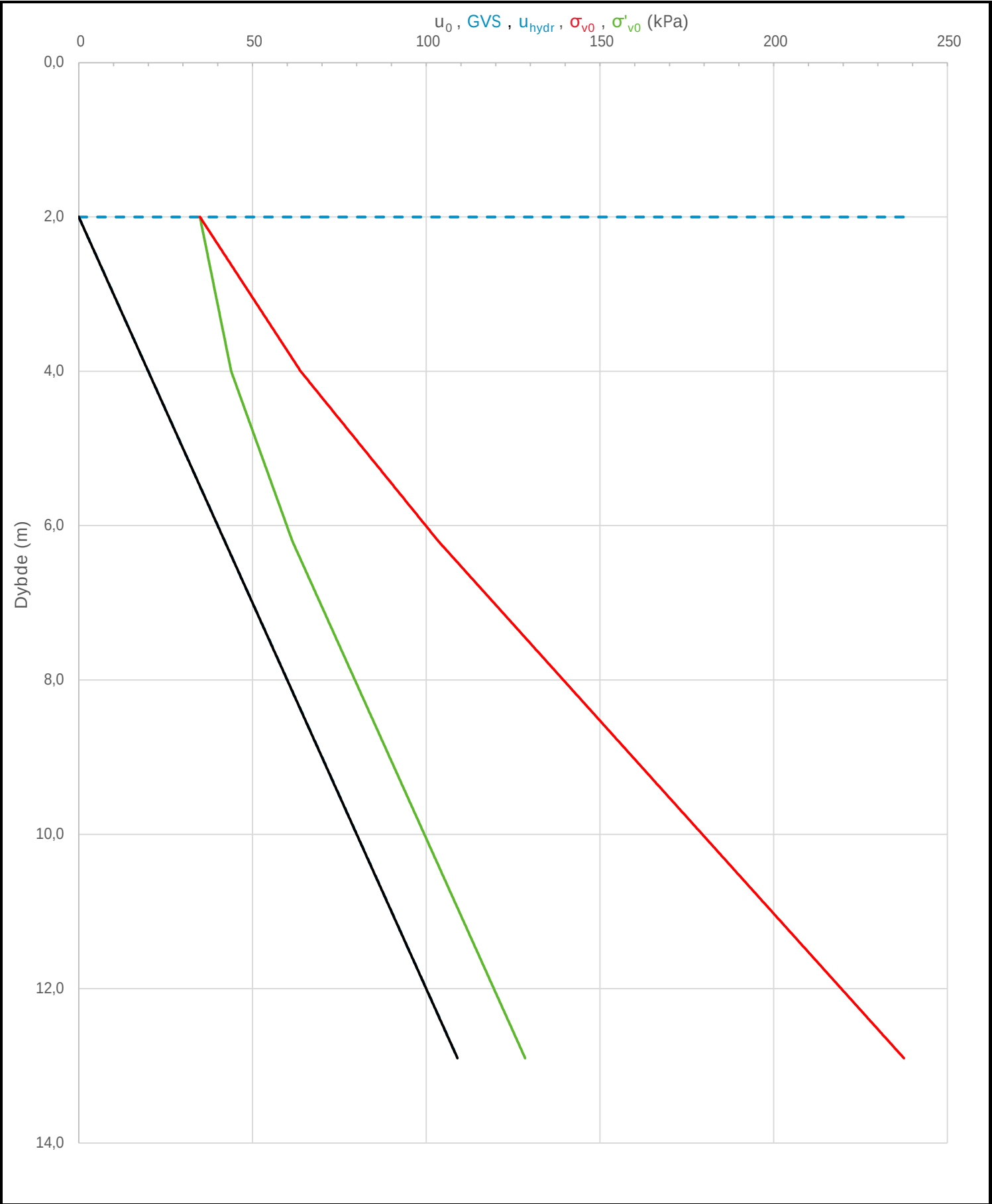
Saksnr.: 23-0169
Vedlegg: A2.4

VEDLEGG B

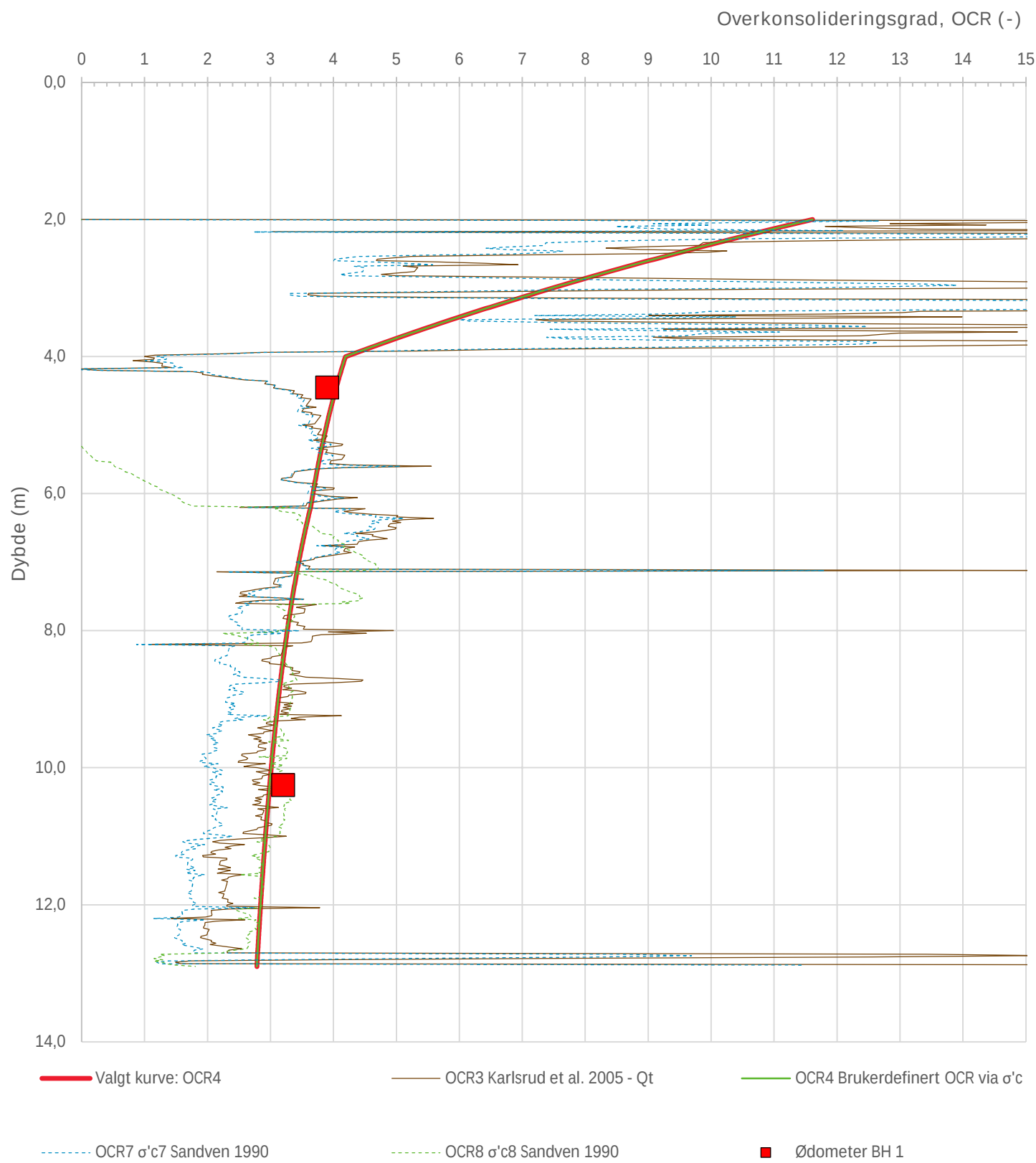
Tolkning av CPTu-trykksonderinger

INNHOLD

B1. Bopunkt SW1.....	1
B1.1 In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning.....	1
B1.2 Overkonsolideringsgrad, OCR	2
B1.3 Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet	3
B2. Bopunkt SW5.....	4
B2.1 In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning.....	4
B2.2 Overkonsolideringsgrad, OCR	5
B2.3 Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet	6
B3. Bopunkt SW7.....	7
B3.1 In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning.....	7
B3.2 Overkonsolideringsgrad, OCR	8
B3.3 Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet	9
B4. Bopunkt SW9.....	10
B4.1 In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning.....	10
B4.2 Overkonsolideringsgrad, OCR	11
B4.3 Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet	12



Prosjekt			Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +28,18
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim					1	
Innhold					Sondenummer	
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger					3386	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	SHO	JSH	JSH			
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur		
		29-03-2012	0	B1.1		
			Rev. dato	26-02-2024		



Prosjekt		Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +28,18
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim				1	
Innhold		Sondenummer		3386	
Overkonsolideringsgrad, OCR					
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH		
Divisjon	Dato sondering		Revisjon	Figur	
	29-03-2012		0	B1.2	
			Rev. dato	26-02-2024	

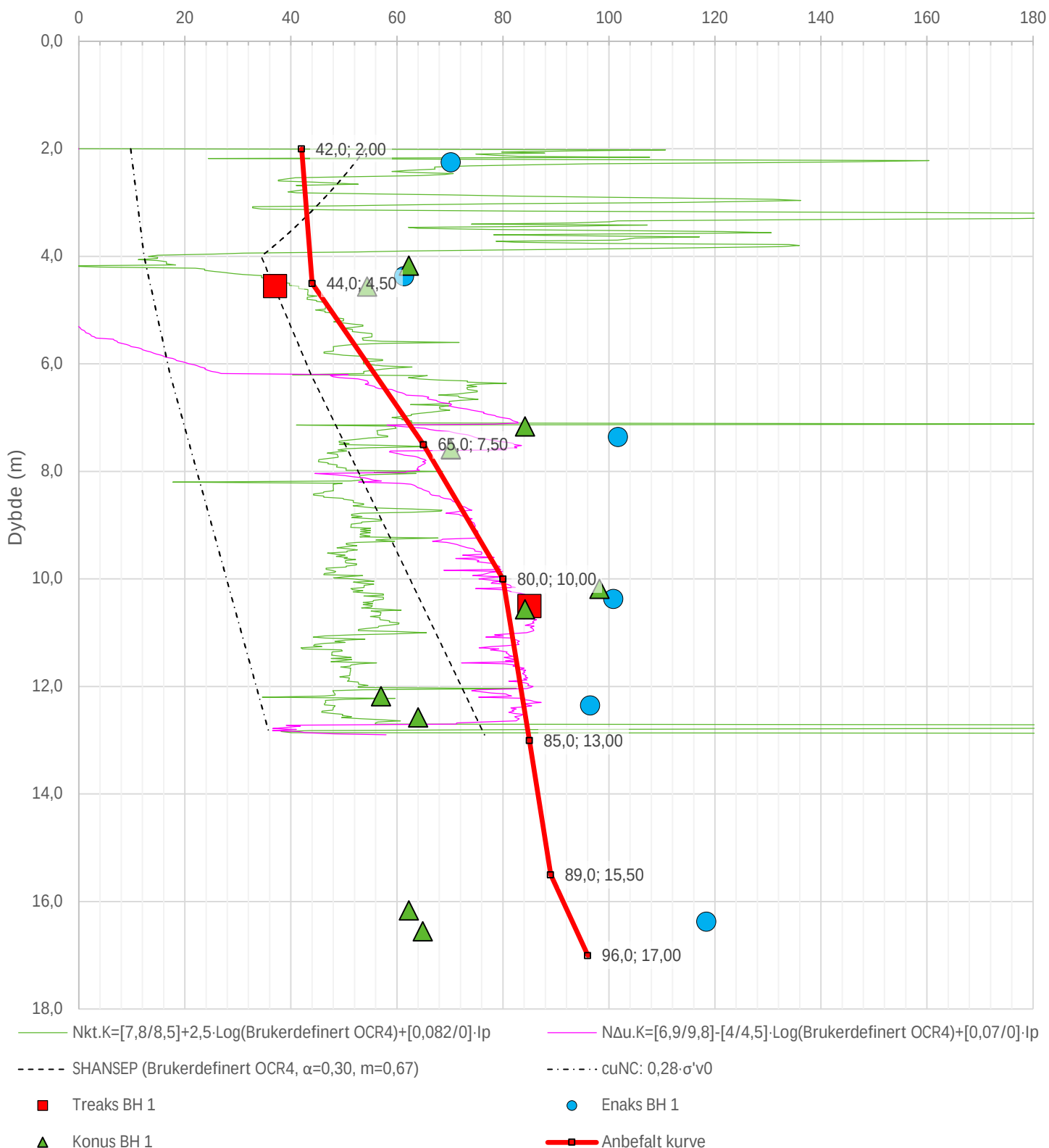
Anisotropiforhold i figur:

Treaks BH 1: $c_u C / c_{u\text{c}ptu} = 1,000$

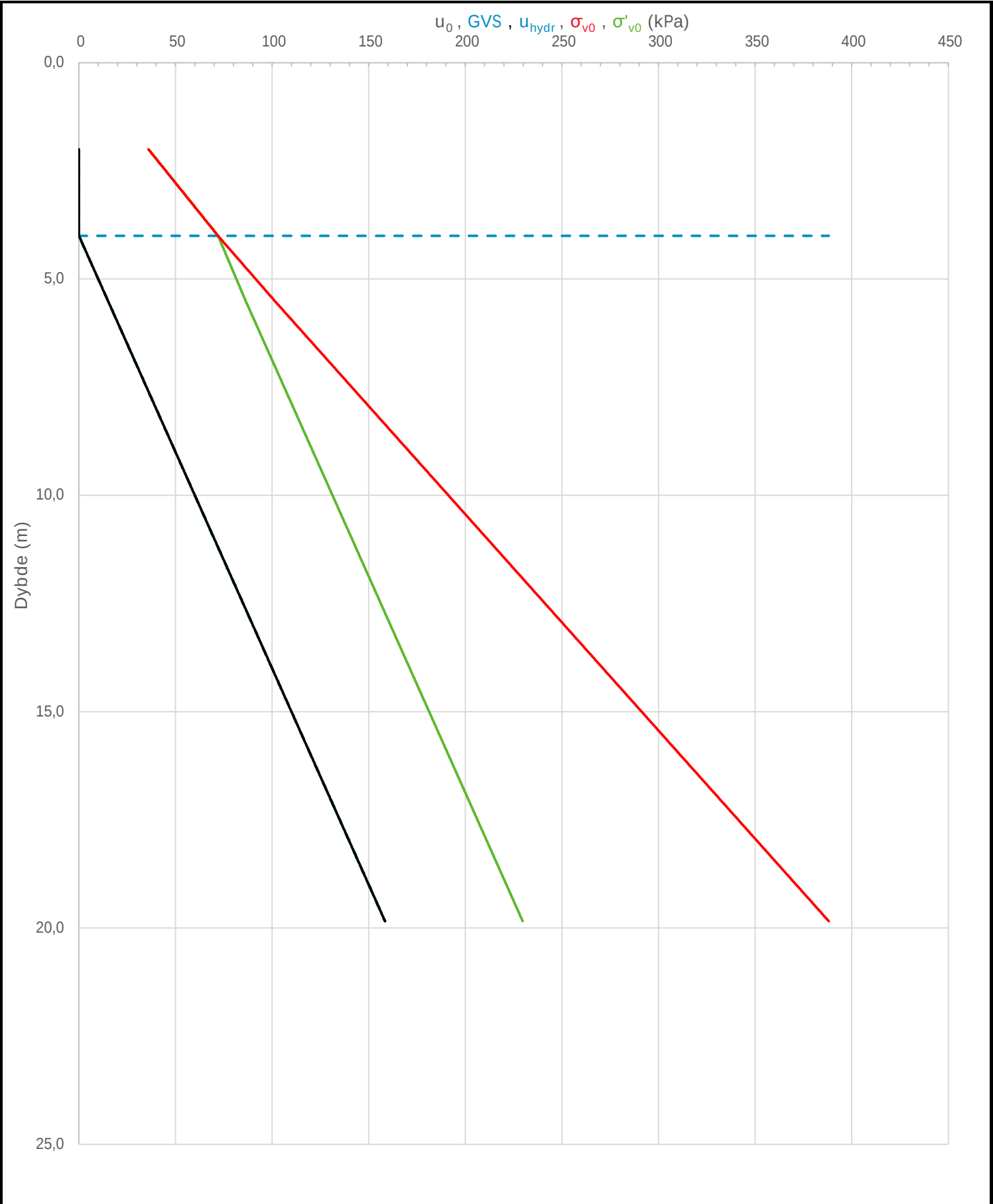
Enaks BH 1: $c_{uuc} / c_{u\text{c}ptu} = 0,630$

Konus BH 1: $c_{ufc} / c_{u\text{c}ptu} = 0,630$

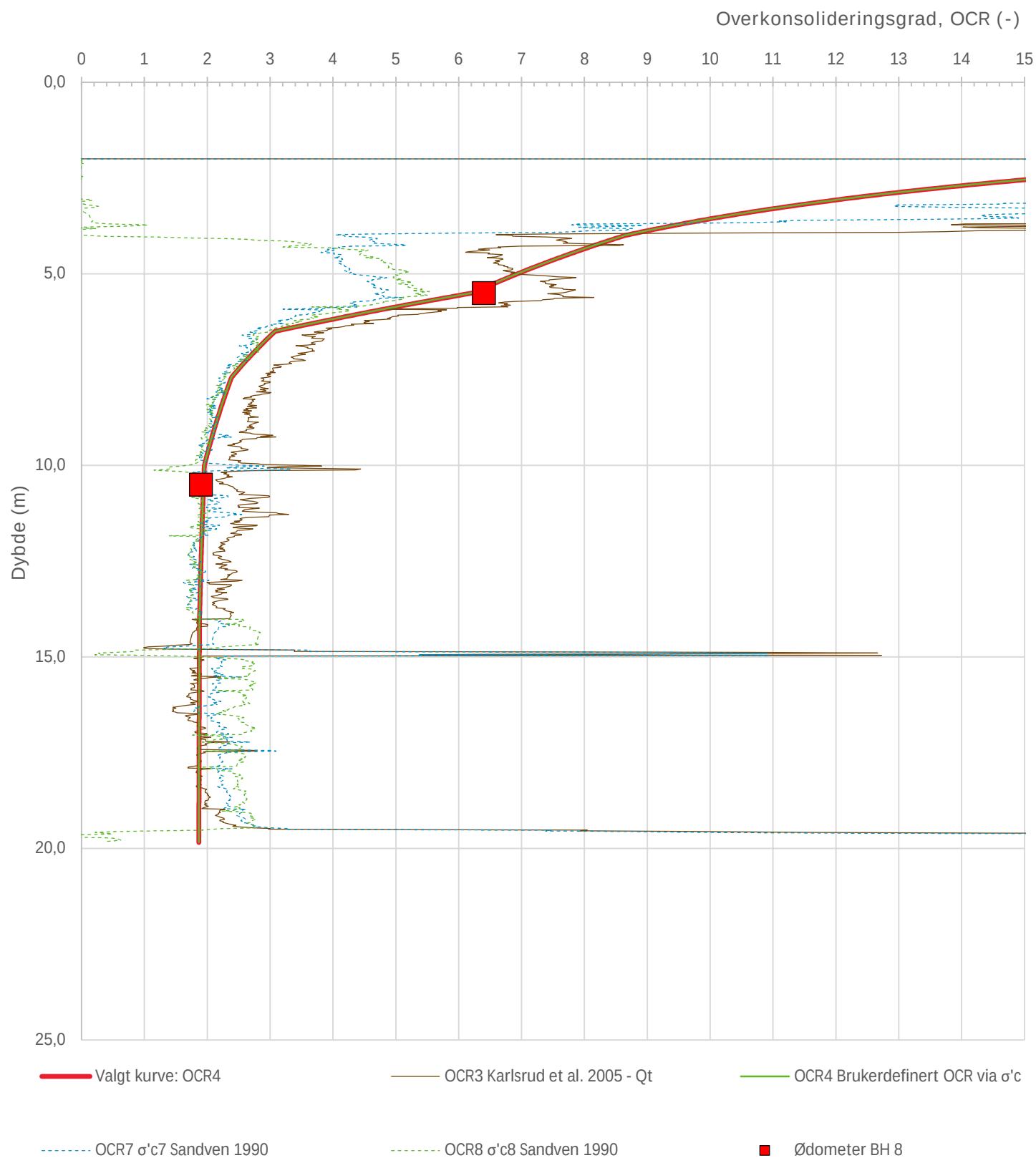
Udrenert aktiv skjærfasthet, $c_{u\text{c}ptu}$ (kPa)



Prosjekt		Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +28,18
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim				1	
Innhold				Sondenummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				3386	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH		
Divisjon	Dato sondering		Revisjon	Figur	
	29-03-2012		0	B1.3	
			Rev. dato	26-02-2024	



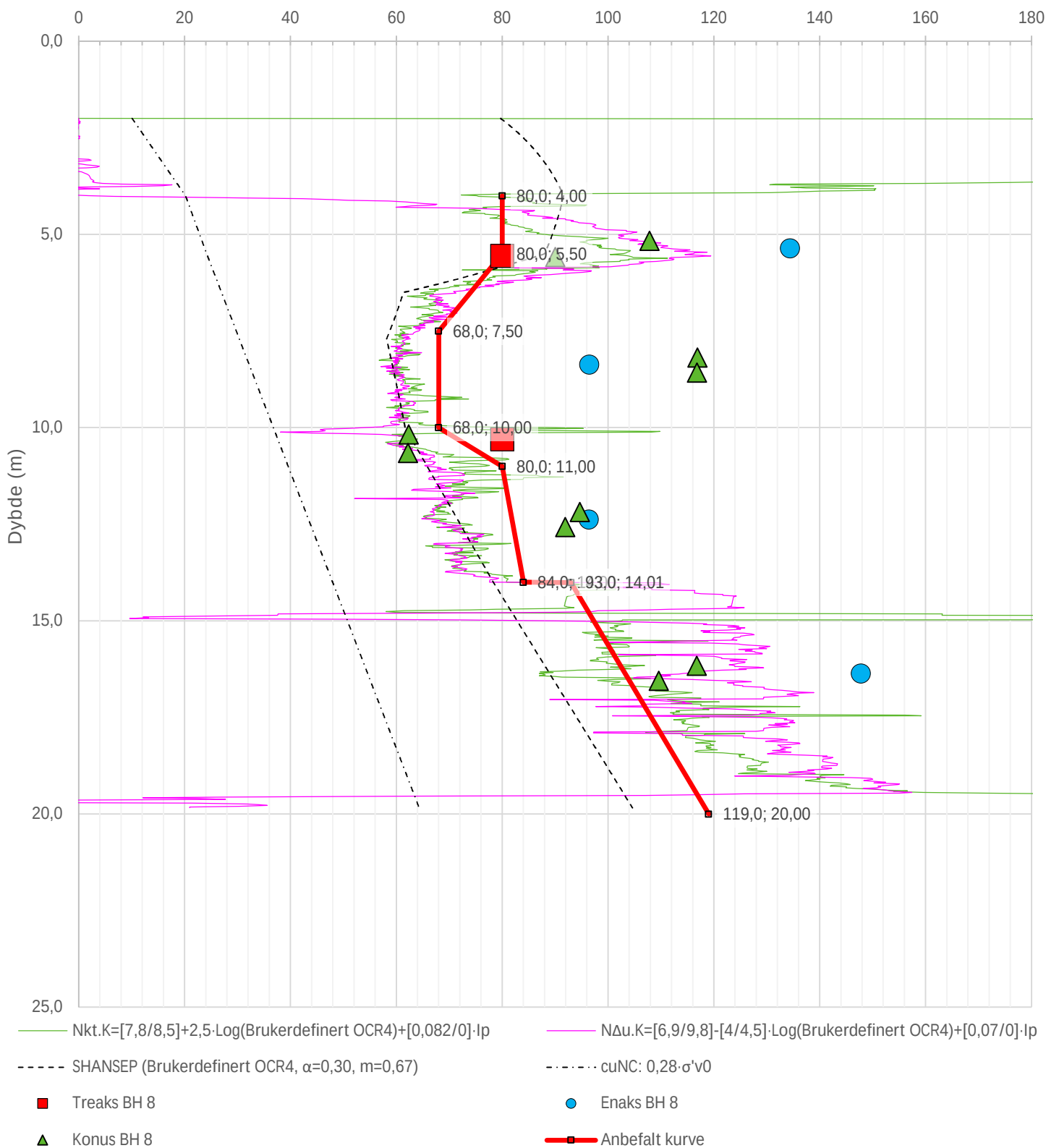
Prosjekt			Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +31,42
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim					5	
Innhold			Sondennummer		4497	
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger						
	Utført	Kontrollert	Godkjent		Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH			
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	0	Figur	
		03-10-2012	Rev. dato	26-02-2024		
					B2.1	



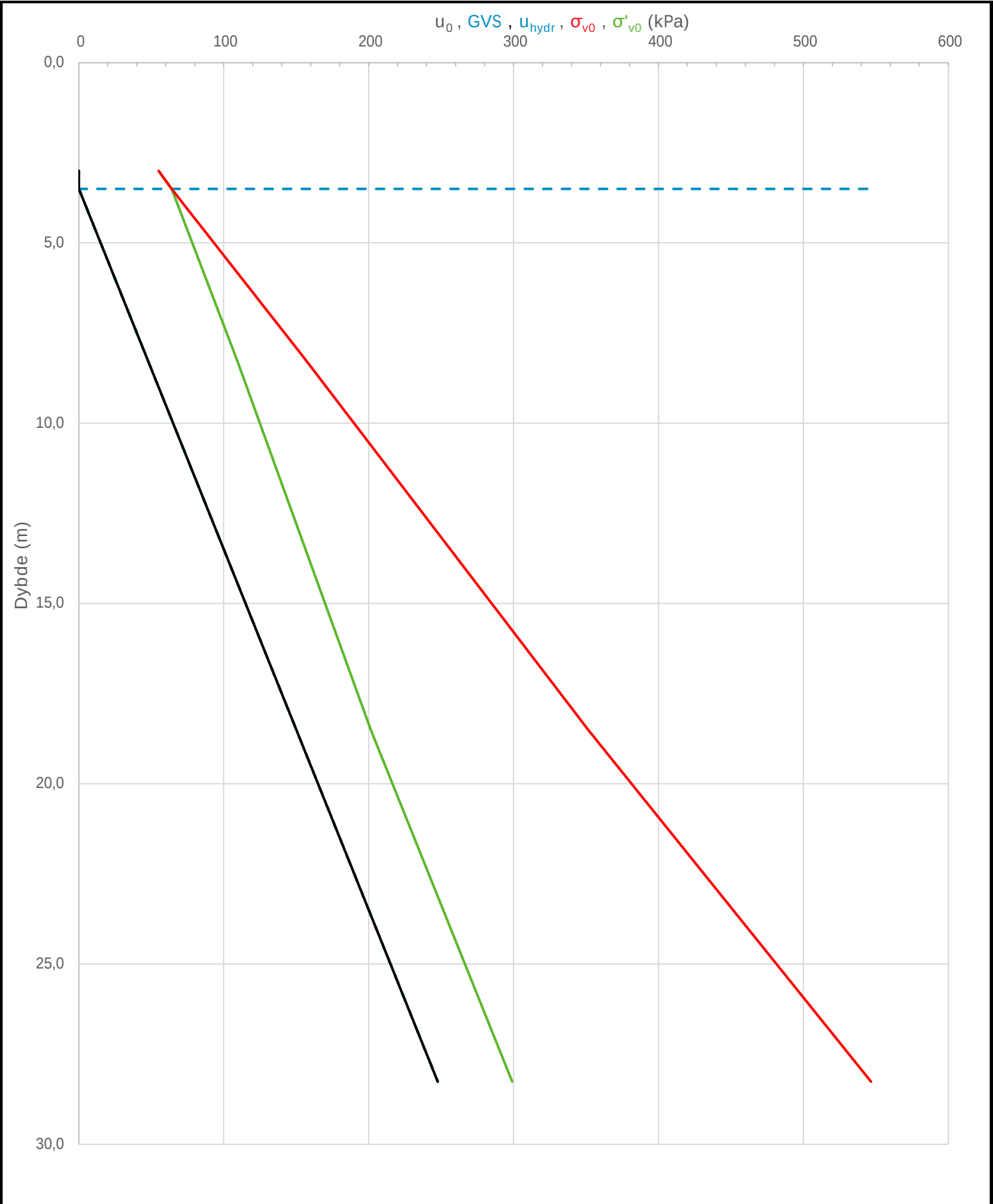
Prosjekt		Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +31,42
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim				5	
Innhold				Sondennummer	
Overkonsolideringsgrad, OCR				4497	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH		
Divisjon	Dato sondering		Revisjon	Figur	
	03-10-2012		0	B2.2	
			Rev. dato	26-02-2024	

Anisotropiforhold i figur:
Treaks BH 8: $c_uC/c_{ucptu} = 1,000$
Enaks BH 8: $c_{uuc}/c_{ucptu} = 0,630$
Konus BH 8: $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,630$

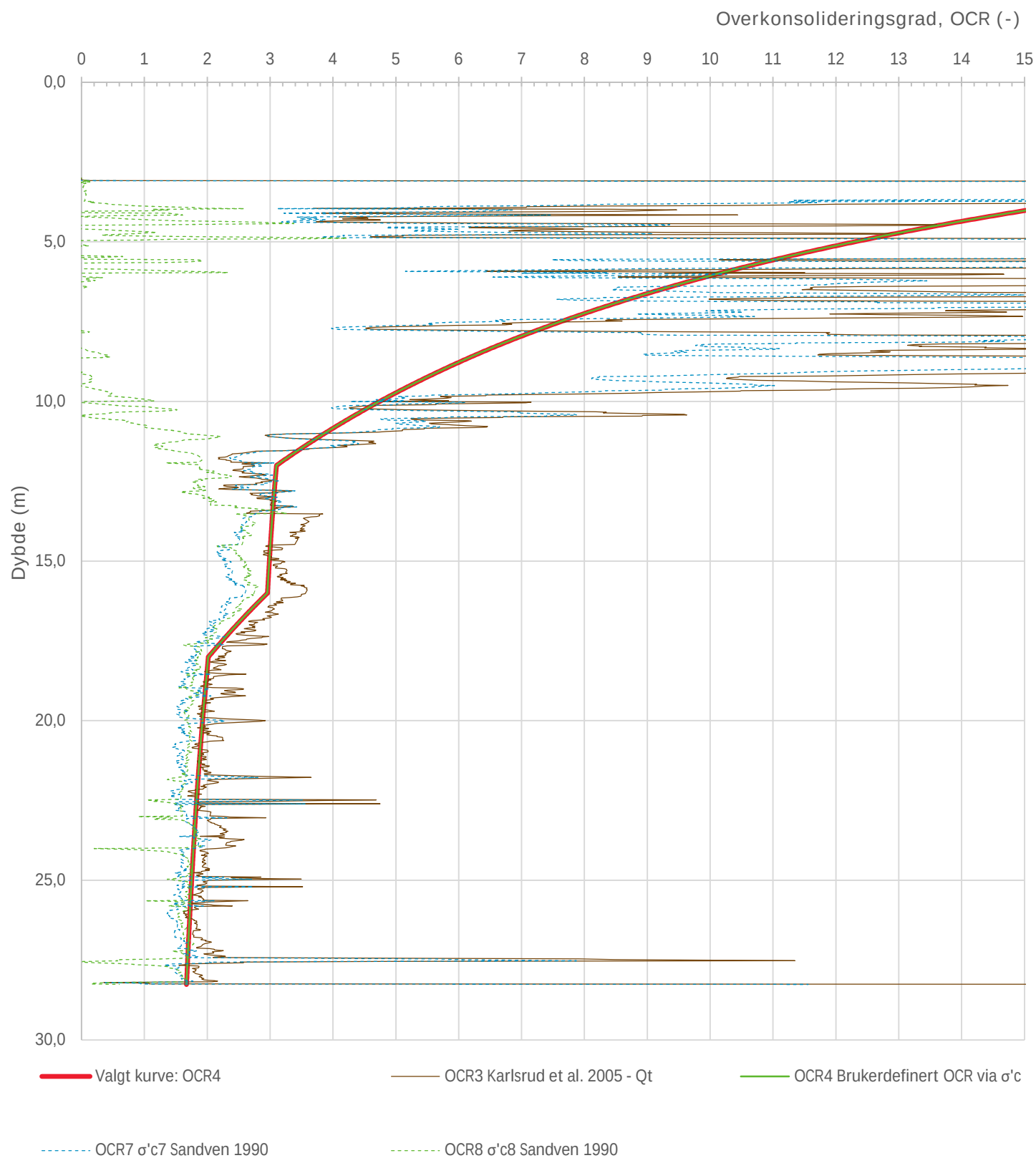
Udrenert aktiv skjærfasthet, c_{ucptu} (kPa)



Prosjekt			Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01	Borhull	Kote +31,42
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim					5
Innhold			Sondenummer		
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet			4497		
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH		
Divisjon	Dato sondering		Revisjon	Figur	
	03-10-2012		0	B2.3	
			Rev. dato	26-02-2024	

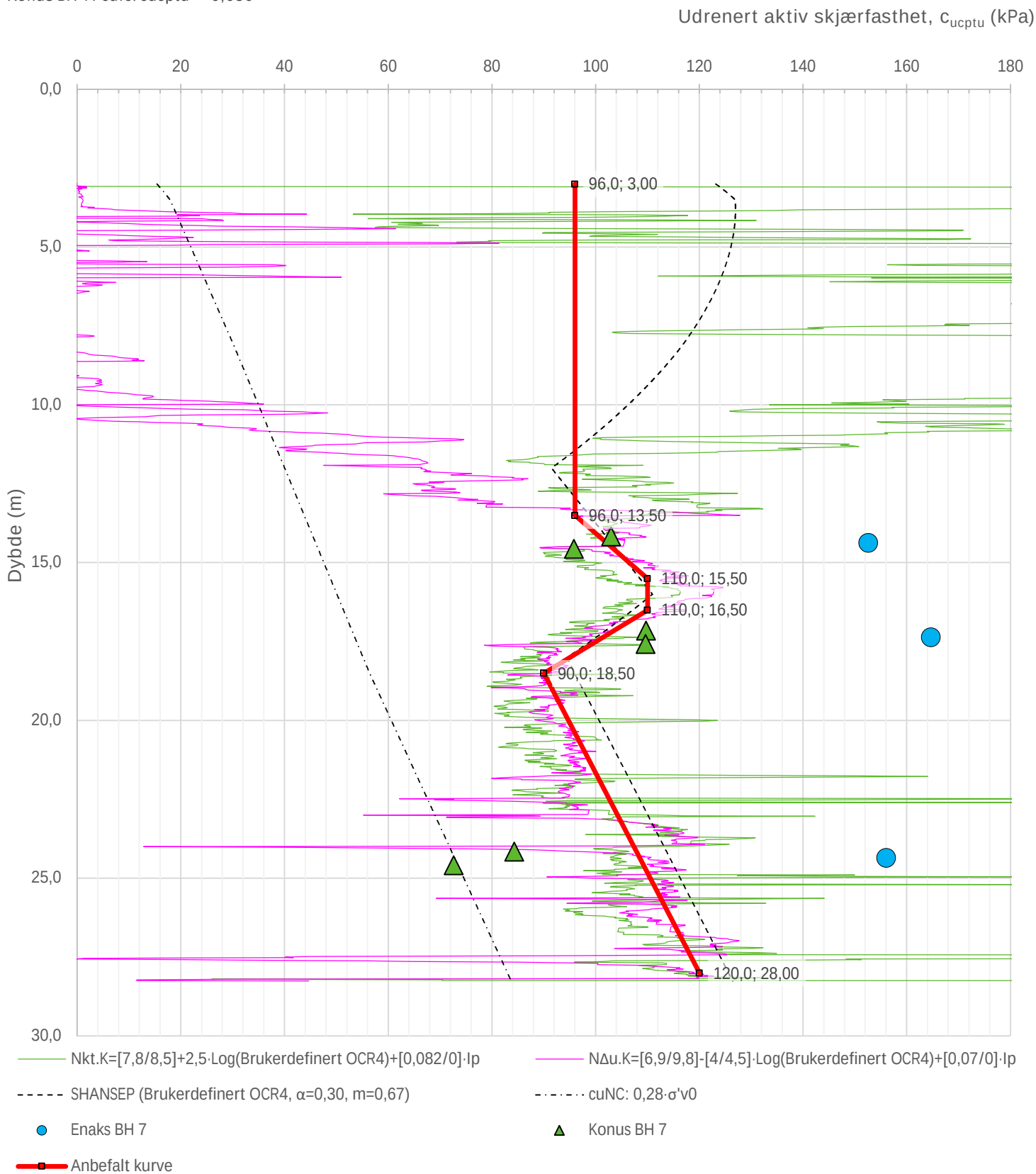


Prosjekt			Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +32,72
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim					7	
Innhold			Sondennummer			
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger			4497			
	Utført	Kontrollert	Godkjent		Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH			
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	0	Figur	
		02-10-2012	Rev. dato	26-02-2024		
					B3.1	

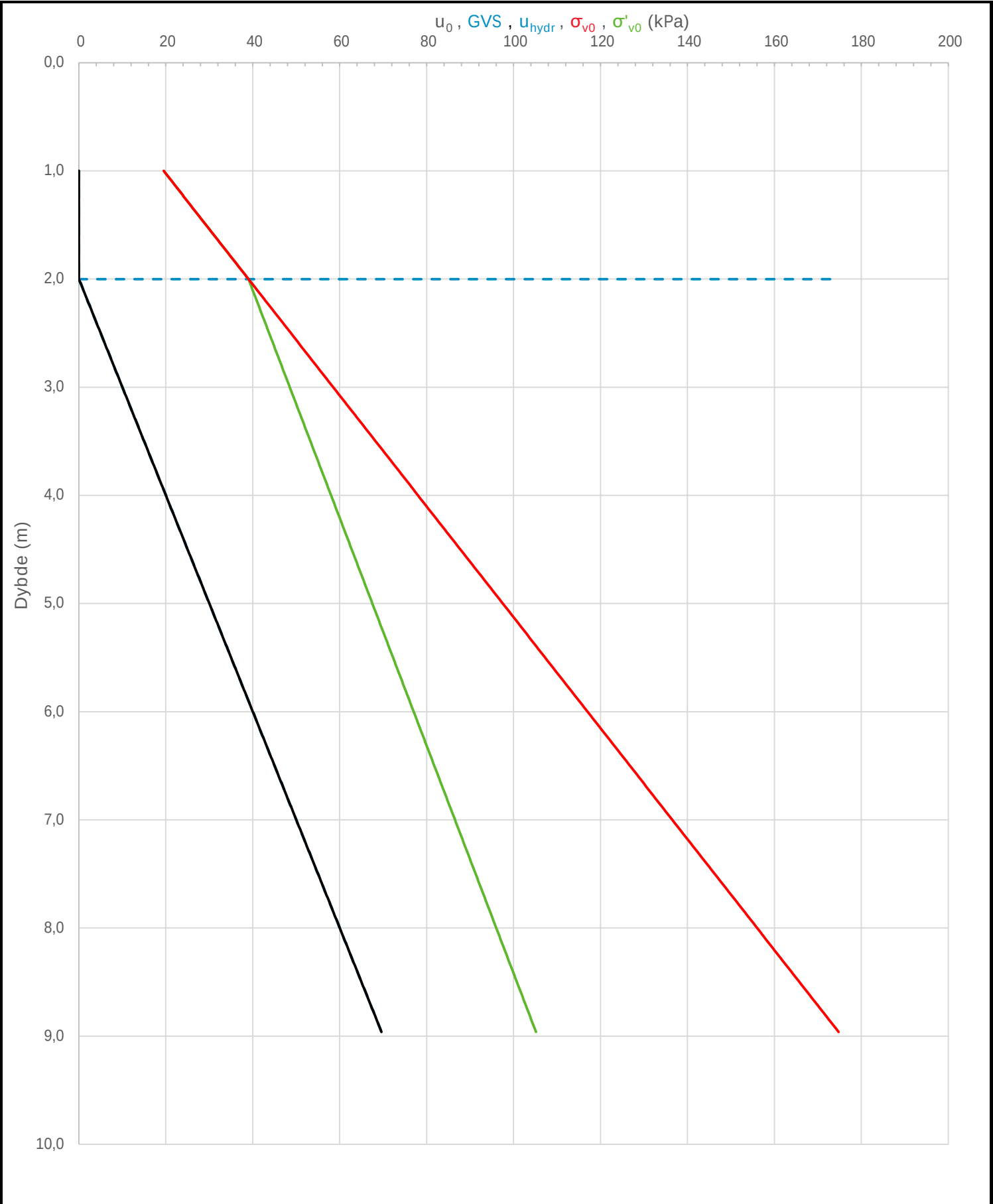


Prosjekt		Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +32,72
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim				7	
Innhold				Sondennummer	
Overkonsolideringsgrad, OCR				4497	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH		
Divisjon	Dato sondering		Revisjon	Figur	
	02-10-2012		0	B3.2	
			Rev. dato	26-02-2024	

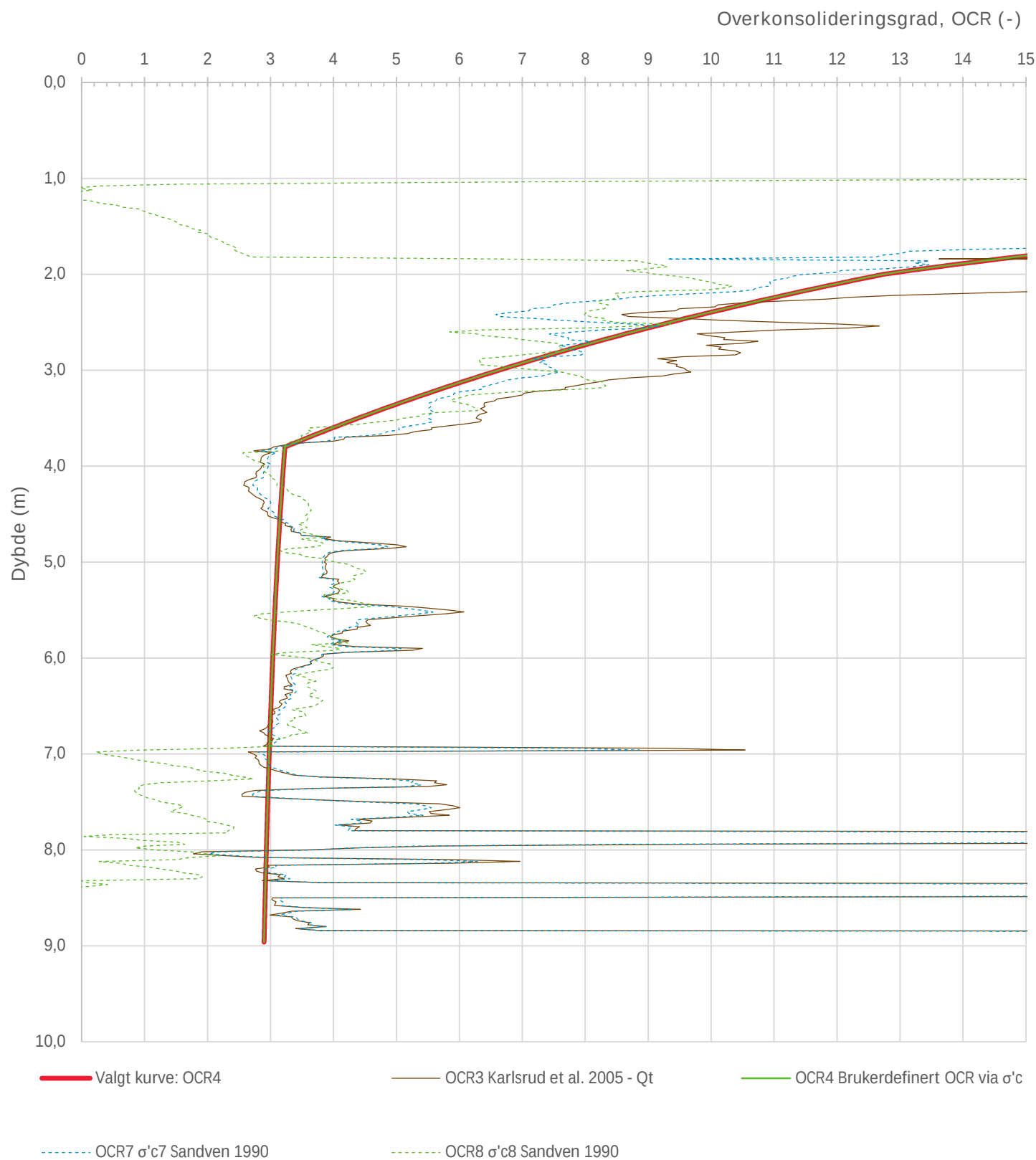
Anisotropiforhold i figur:
Enaks BH 7: $c_{uuc}/c_{ucptu} = 0,630$
Konus BH 7: $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,630$



Prosjekt		Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +32,72
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim				7	
Innhold				Sondenummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				4497	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH		
Divisjon	Dato sondering		Revisjon	Figur	
	02-10-2012		0	B3.3	
			Rev. dato	26-02-2024	

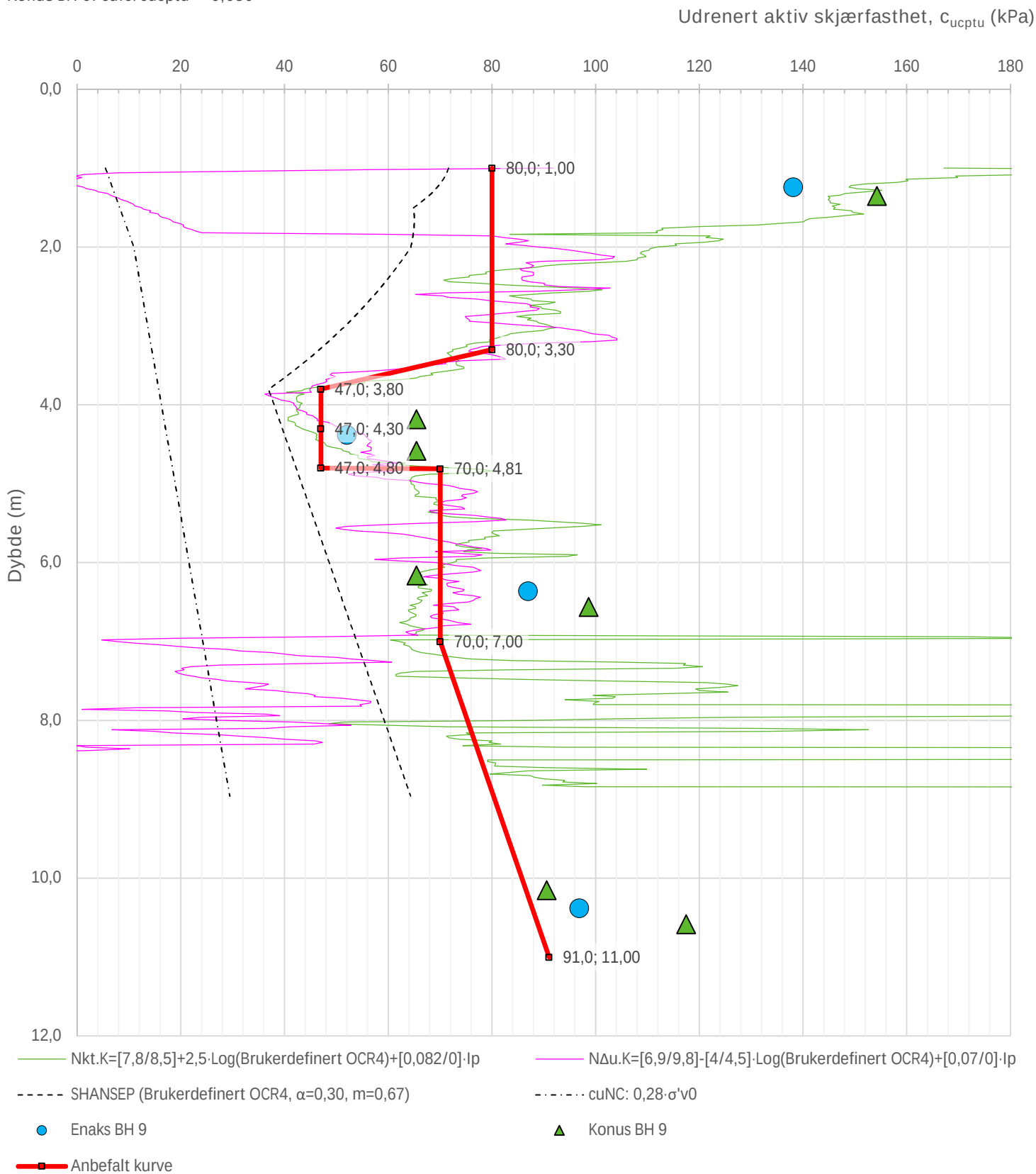


Prosjekt		Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +43,31
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim				9	
Innhold				Sondenummer	
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger				4497	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH		
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur	
		10-10-2012	0	B4.1	
			Rev. dato	26-02-2024	



Prosjekt		Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +43,31
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim				9	
Innhold				Sondennummer	
Overkonsolideringsgrad, OCR				4497	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH		
Divisjon	Dato sondering		Revisjon	Figur	
	10-10-2012		0	B4.2	
			Rev. dato	26-02-2024	

Anisotropiforhold i figur:
Enaks BH 9: $c_{uuc}/c_{ucptu} = 0,630$
Konus BH 9: $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,630$



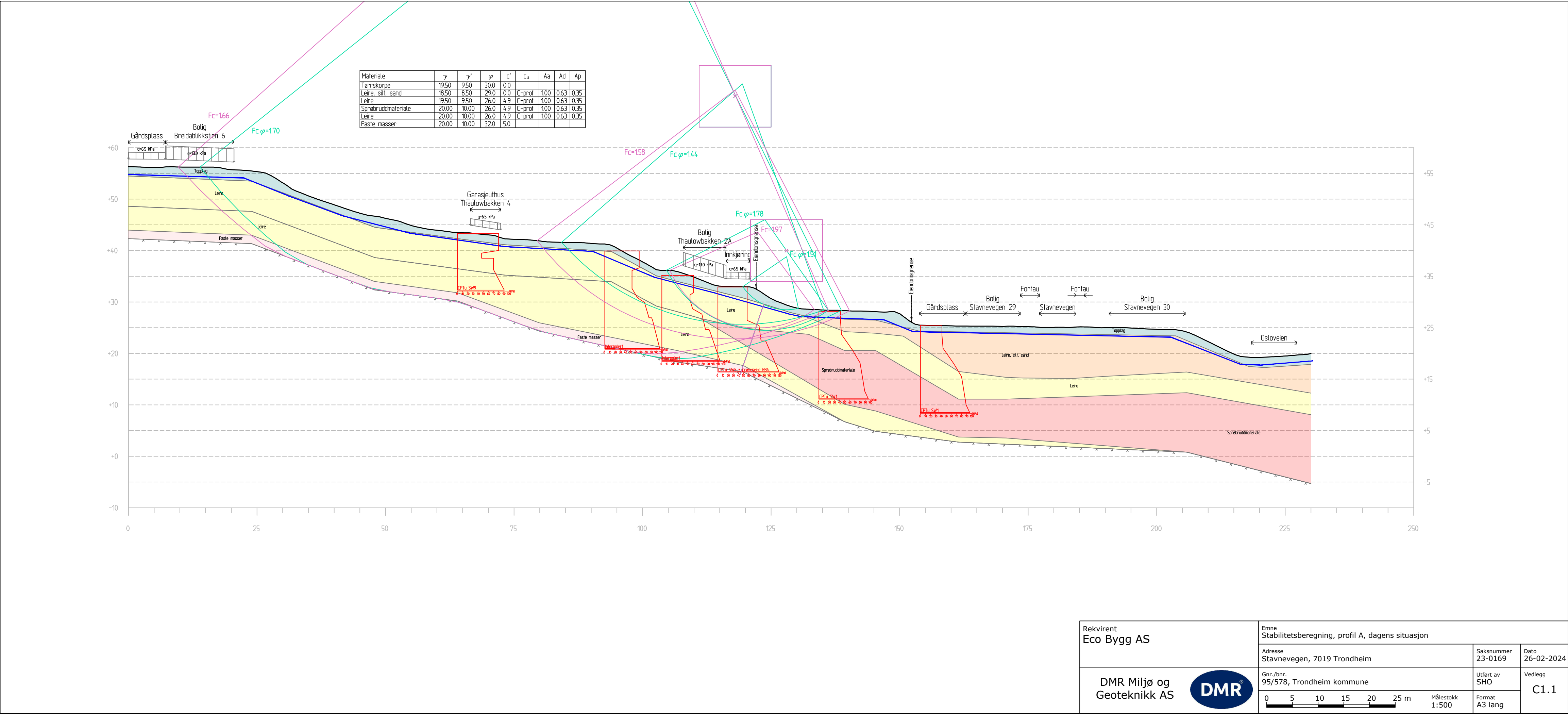
Prosjekt		Prosjektnummer: 23-0169 Rapportnummer: GEORAP01		Borhull	Kote +43,31
Stavnevegen gbnr. 95/578, Trondheim				9	
Innhold				Sondenummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				4497	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	SHO	JSH	JSH		
Divisjon	Dato sondering		Revisjon	Figur	
	10-10-2012		0	B4.3	
			Rev. dato	26-02-2024	

VEDLEGG C

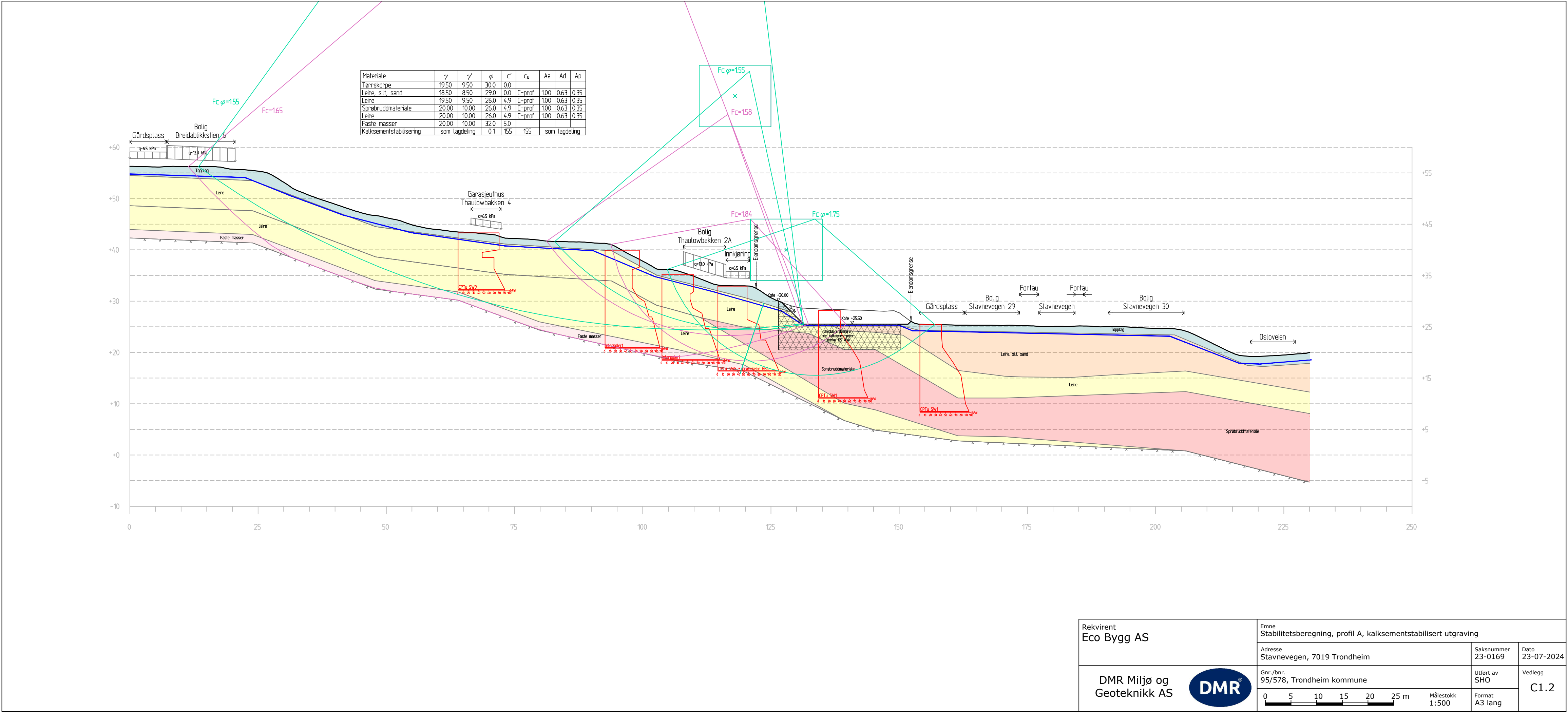
Resultater av stabilitetsberegninger

INNHOLD

C1. Profil A	1
C1.1 Dagens situasjon	1
C1.2 Kalksementstabilisert utgraving	2
C2. Profil B	3
C2.1 Dagens situasjon	3
C2.2 Kalksementstabilisert utgraving	4
C3. Profil C	5
C3.1 Dagens situasjon	5
C3.2 Utgraving	6
C3.3 Kalksementstabilisert utgraving	7
C4. Profil D	8
C4.1 Dagens situasjon	8
C4.2 Utgraving	9
C4.3 Kalksementstabilisert utgraving	10
C5. Profil E.....	11
C5.1 Dagens situasjon	11
C5.2 Utgraving	12

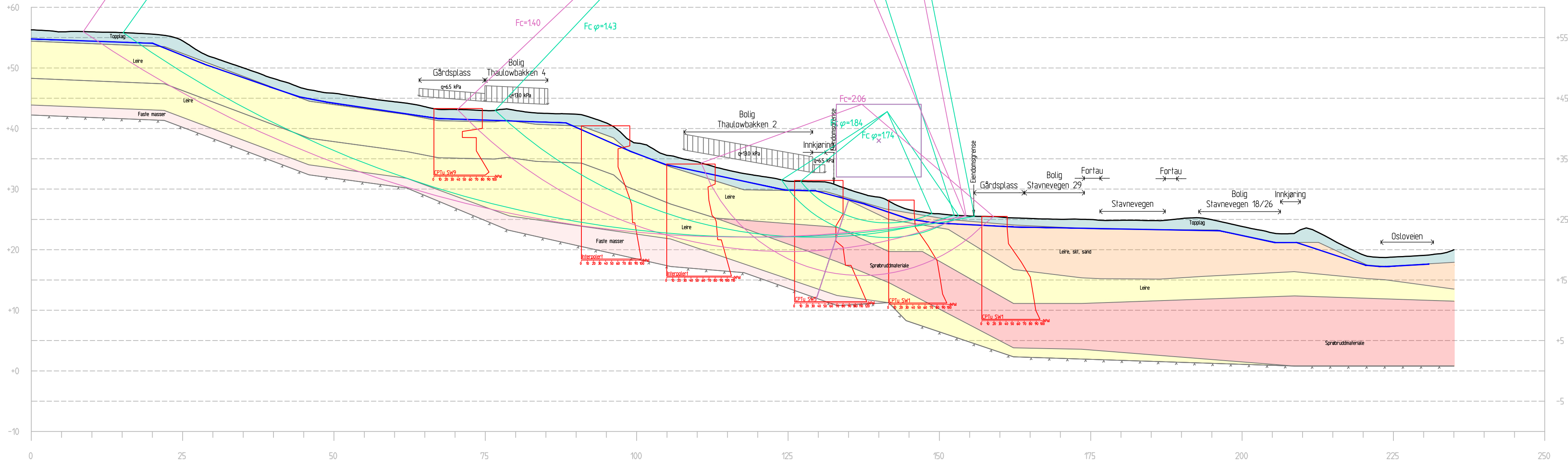


Rekvirent Eco Bygg AS	Emne Stabilitetsberegning, profil A, dagens situasjon		
	Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksnummer 23-0169	Dato 26-02-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune		Utført av SHO
	0 5 10 15 20 25 m Målestokk 1:500		Vedlegg C1.1



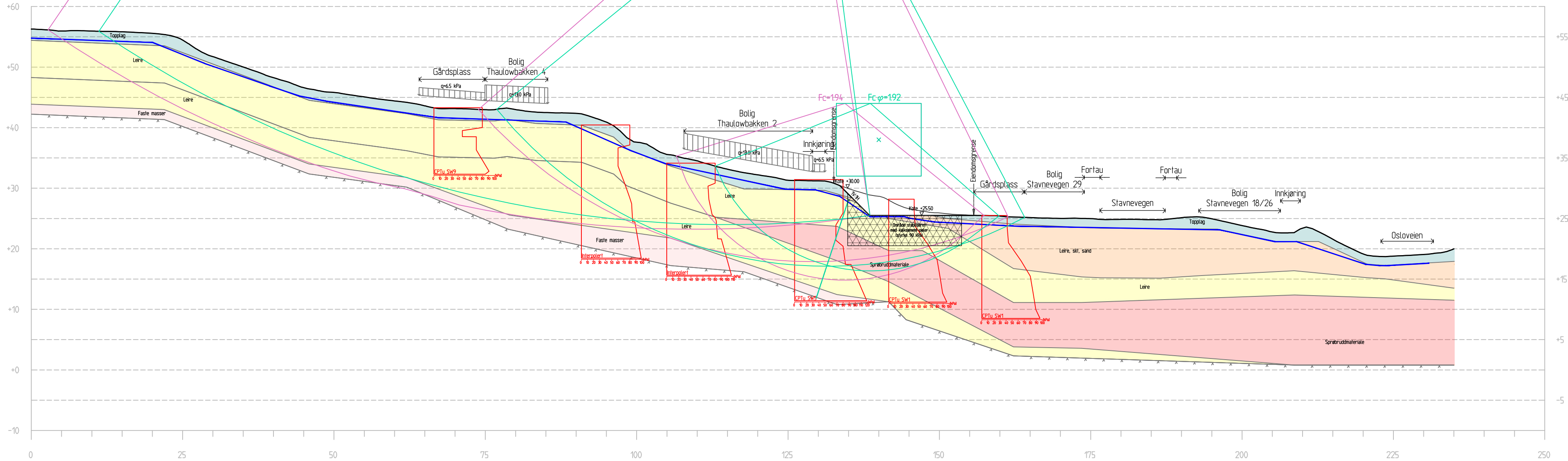
Rekvirent Eco Bygg AS	Emne Stabilitetsberegning, profil A, kalksementstabilisert utgraving		
	Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksnummer 23-0169	Dato 23-07-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Utført av SHO	Vedlegg C1.2
	0 5 10 15 20 25 m Målestokk 1:500	Format A3 lang	

Materiale	γ	γ'	φ	c'	c_u	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.50	9.50	30.0	0.0				
Leire, silt, sand	18.50	8.50	29.0	0.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Leire	19.50	9.50	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Sprøbruddmateriale	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Leire	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Faste masser	20.00	10.00	32.0	5.0				



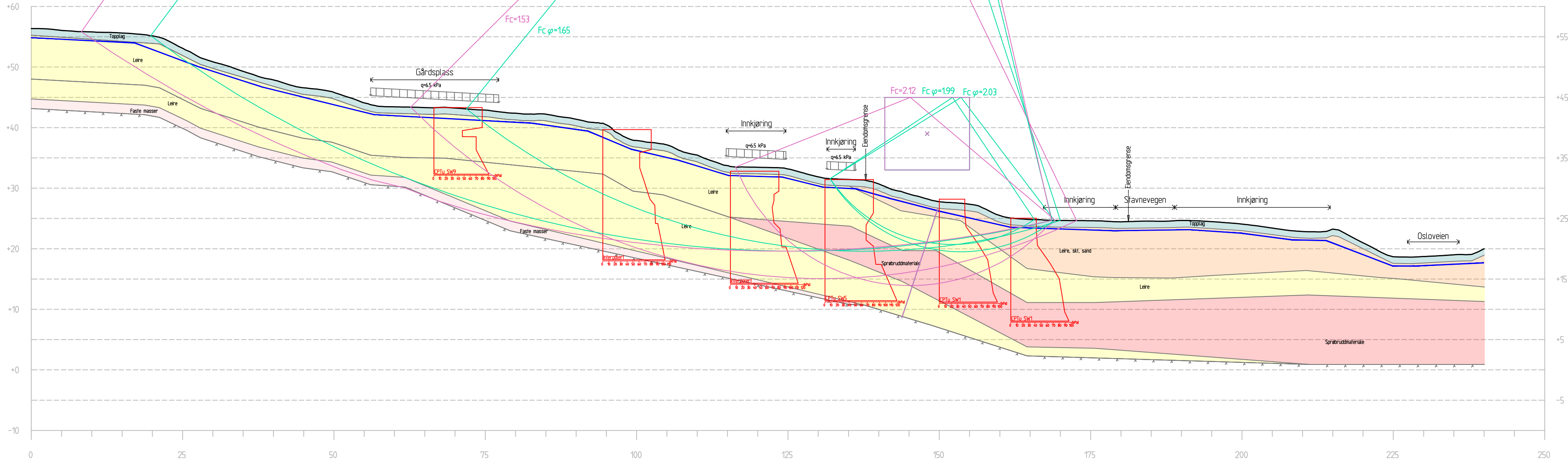
Rekvirent Eco Bygg AS	Emne Stabilitetsberegning, profil B, dagens situasjon		
	Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksnummer 23-0169	Dato 26-02-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Utført av SHO	Vedlegg C2.1
	0 5 10 15 20 25 m	Målestokk 1:500	

Materiale	γ	γ'	φ	c'	c_u	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.50	9.50	30.0	0.0				
Leire, silt, sand	18.50	8.50	29.0	0.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Leire	19.50	9.50	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Sprøbruddmateriale	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Leire	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Faste masser	20.00	10.00	32.0	5.0				
Kalksementstabilisering	som lagdeling		0.1	90	90	som lagdeling		



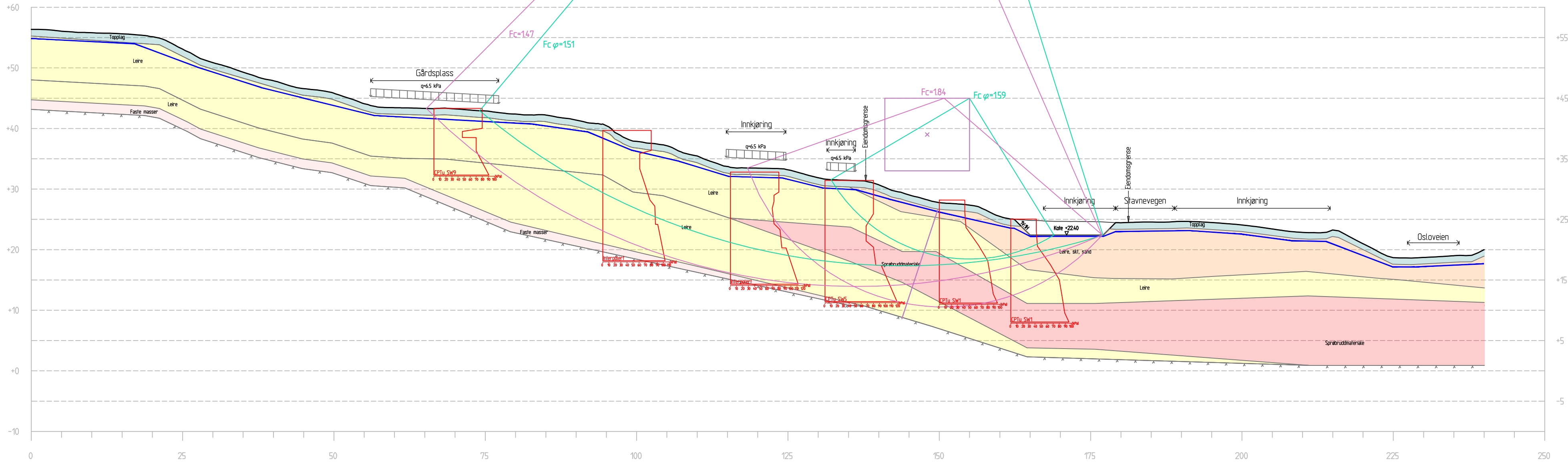
Rekvirent Eco Bygg AS	Emne Stabilitetsberegning, profil B, kalksementstabilisert utgraving		
	Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksnummer 23-0169	Dato 23-07-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Utført av SHO	Vedlegg C2.2
	0 5 10 15 20 25 m	Målestokk 1:500	

Materiale	γ	γ'	φ	c'	c_u	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.50	9.50	30.0	0.0				
Leire, silt, sand	18.50	8.50	29.0	0.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Leire	19.50	9.50	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Sprøbruddmateriale	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Leire	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Faste masser	20.00	10.00	32.0	5.0				

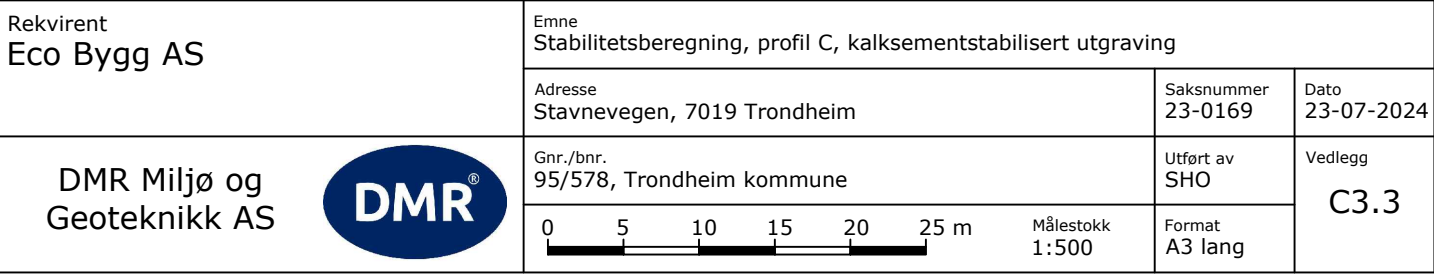


Rekvirent Eco Bygg AS	Emne Stabilitetsberegning, profil C, dagens situasjon		
	Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksnummer 23-0169	Dato 26-02-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Utført av SHO	Vedlegg C3.1
	0 5 10 15 20 25 m Målestokk 1:500	Format A3 lang	

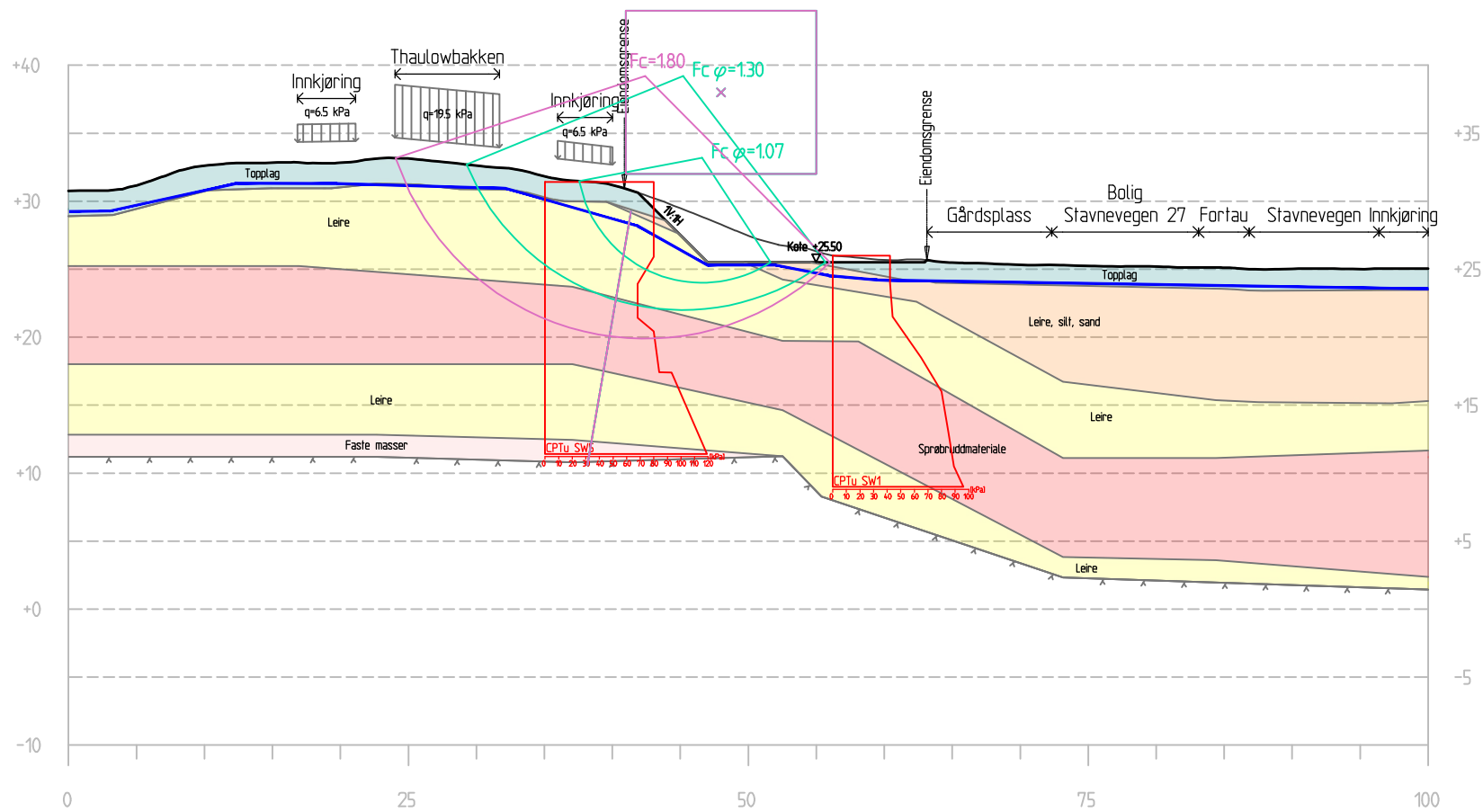
Materiale	γ	γ'	φ	c'	c_u	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.50	9.50	30.0	0.0				
Leire, silt, sand	18.50	8.50	29.0	0.0	C-prof	100	0.63	0.35
Leire	19.50	9.50	26.0	4.9	C-prof	100	0.63	0.35
Sprøbruddmateriale	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	100	0.63	0.35
Leire	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	100	0.63	0.35
Faste masser	20.00	10.00	32.0	5.0				



Rekvirent Eco Bygg AS	Emne Stabilitetsberegning, profil C, utgraving		
	Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksnummer 23-0169	Dato 26-02-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Utført av SHO	Vedlegg C3.2
	0 5 10 15 20 25 m Målestokk 1:500	Format A3 lang	

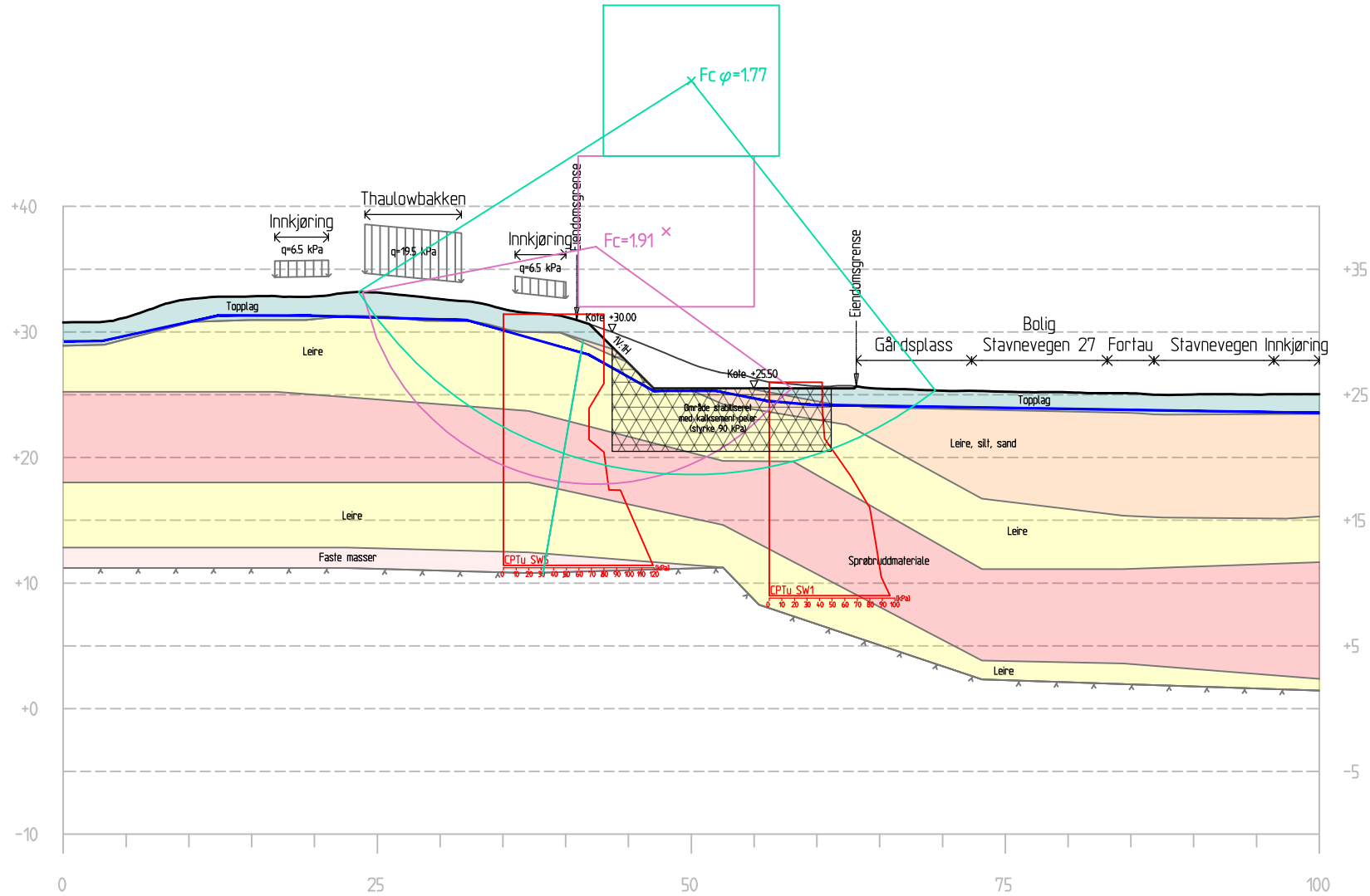


Materiale	γ	γ'	φ	c'	c_u	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.50	9.50	30.0	0.0				
Leire, silt, sand	18.50	8.50	29.0	0.0	C-prof	100	0.63	0.35
Leire	19.50	9.50	26.0	4.9	C-prof	100	0.63	0.35
Sprøbruddmateriale	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	100	0.63	0.35
Leire	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	100	0.63	0.35
Faste masser	20.00	10.00	32.0	5.0				



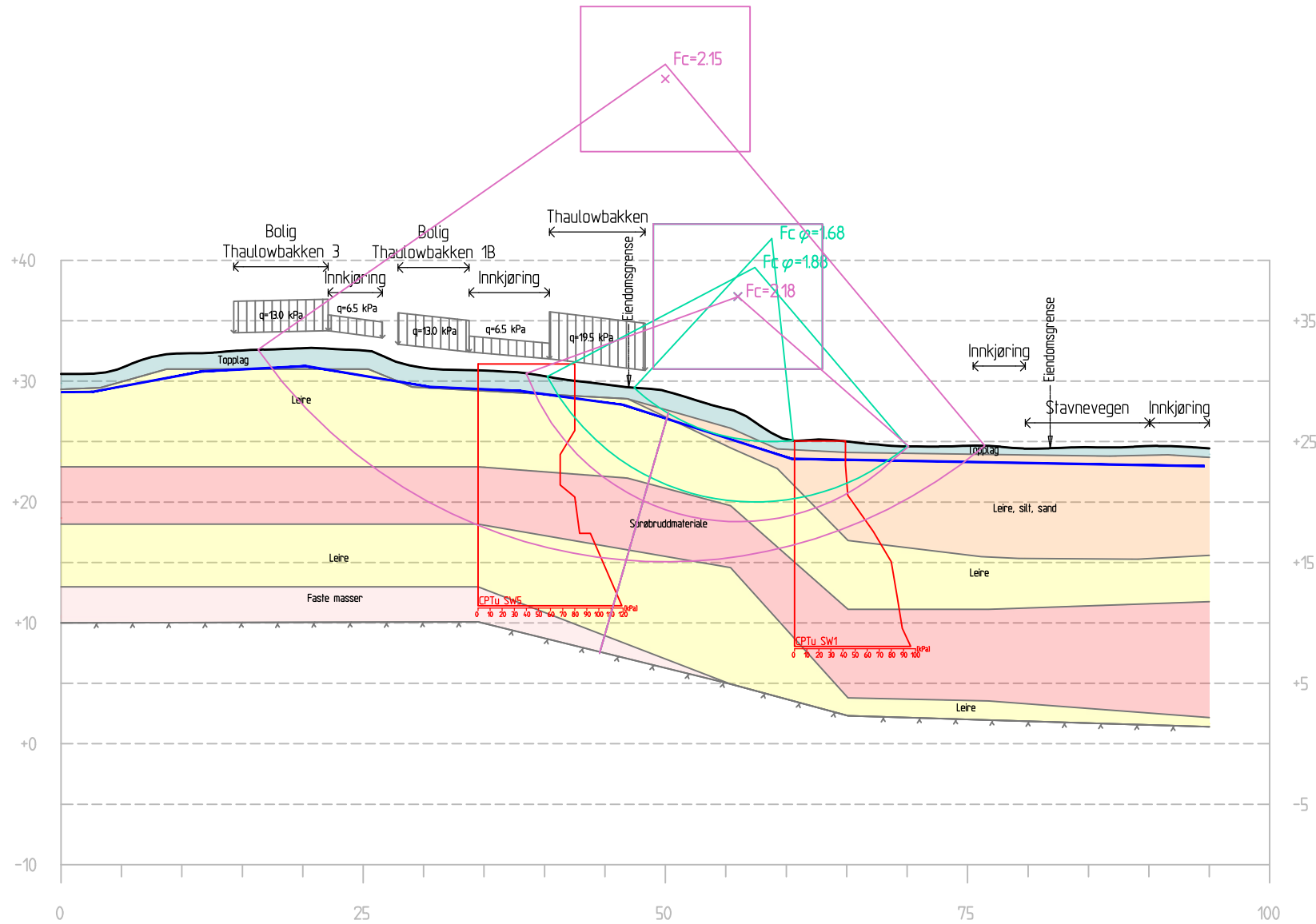
Rekvirent Eco Bygg AS	Emne Stabilitetsberegning, profil D, utgraving		
	Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksnummer 23-0169	Dato 26-02-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Utført av SHO	Vedlegg C4.2
	0 5 10 15 20 25 m Målestokk 1:500	Format A3	

Materiale	γ	γ'	φ	c'	c_u	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.50	9.50	30.0	0.0				
Leire, silt, sand	18.50	8.50	29.0	0.0	C-prof	100	0.63	0.35
Leire	19.50	9.50	26.0	4.9	C-prof	100	0.63	0.35
Sprøbruddmateriale	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	100	0.63	0.35
Leire	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	100	0.63	0.35
Faste masser	20.00	10.00	32.0	5.0				
Kalksementstabilisering	som lagdeling		0.1	90	90	som lagdeling		



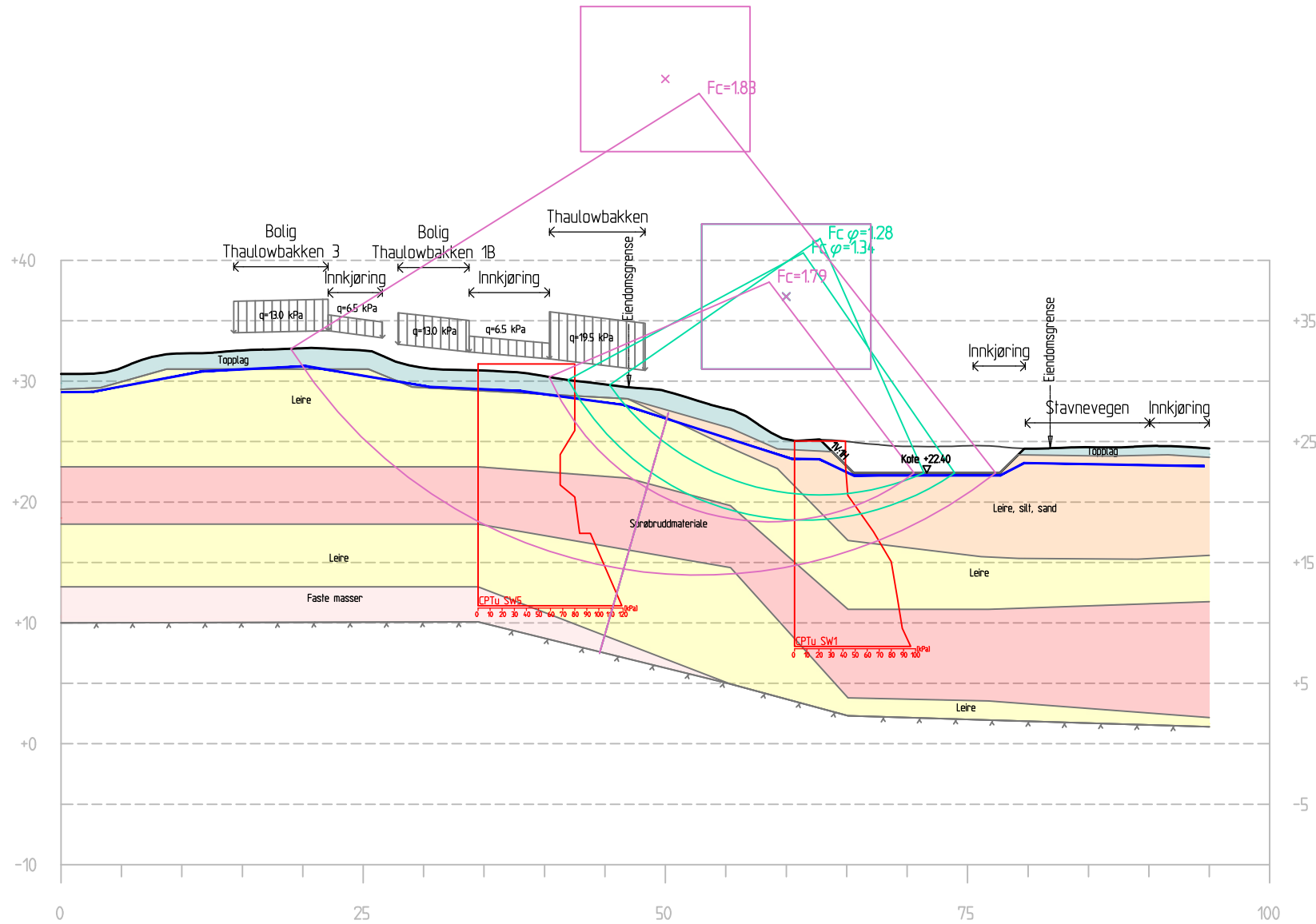
Rekvirent Eco Bygg AS	Emne Stabilitetsberegning, profil D, kalksementstabilisert utgraving		
	Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksnummer 23-0169	Dato 23-07-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Utført av SHO	Vedlegg C4.3
	0 5 10 15 20 25 m Målestokk 1:500	Format A3	

Materiale	γ	γ'	φ	c'	c_u	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.50	9.50	30.0	0.0				
Leire, silt, sand	18.50	8.50	29.0	0.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Leire	19.50	9.50	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Sprøbruddmateriale	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Leire	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Faste masser	20.00	10.00	32.0	5.0				



Rekvirent Eco Bygg AS	Emne Stabilitetsberegning, profil E, dagens situasjon		
	Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksnummer 23-0169	Dato 26-02-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Utført av SHO	Vedlegg C5.1
	0 5 10 15 20 25 m	Målestokk 1:500	

Materiale	γ	γ'	ϕ	c'	c_u	Aa	Ad	Ap
Tørreskorpe	19.50	9.50	30.0	0.0				
Leire, silt, sand	18.50	8.50	29.0	0.0	C-prof	1.00	0.63	0.35
Leire	19.50	9.50	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Sprøbruddmateriale	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Leire	20.00	10.00	26.0	4.9	C-prof	1.00	0.63	0.35
Faste masser	20.00	10.00	32.0	5.0				



Rekvirent Eco Bygg AS	Emne Stabilitetsberegning, profil E, utgraving		
	Adresse Stavnevegen, 7019 Trondheim	Saksnummer 23-0169	Dato 26-02-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 95/578, Trondheim kommune	Utført av SHO	Vedlegg C5.2
	0 5 10 15 20 25 m	Målestokk 1:500	