

GEOTEKNISK VURDERING FOR DETALJREGULERING OG FORPROSJEKT

Sandmoen bussdepot, Trondheim



Rekvirent: Trøndelag fylkeskommune

Saksnummer: 24-0156

Dokument: GEORAP02 – Geoteknisk rapport nr. 2

Revisjon / Dato: 1 / 23. oktober 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

Geoteknisk vurdering for detaljregulering og forprosjekt – Sandmoen bussdepot, 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	6
4. Terreng og grunnforhold	7
4.1 Topografi	7
4.2 Kvartærgeologi	8
4.3 Løsmasser	9
4.4 Grunnvann og poretrykk	9
5. Områdeskredfare, sikkerhet mot kvikkleireskred	9
5.1 Krav til sikkerhet	11
5.2 Tidligere beregninger og vurderinger av områdestabiliteten	11
5.3 Konklusjon	13
5.4 Gjenstående arbeider	14
6. Stabilitetsberegninger	14
6.1 Beregningssnitt og geometri	14
6.2 Lagdeling, materialparametere og poretrykk.....	15
6.3 Terrenglast	16
6.4 Beregningsmetodikk	16
6.5 Resultater	17
7. Geoteknisk prosjektforutsetninger	17
7.1 Innledende vurdering av myndighetskrav	17
7.2 Seismikk.....	18
7.3 Sikkerhet mot flom og skred.....	18
8. Geotekniske vurderinger	19
8.1 Utgraving og oppfylling.....	19
8.2 Fundamentering	21
9. Konklusjon	22
10. Referanser	23

Tegninger

001 Situasjonsplan, borpunkter og stabilitetsprofiler

Vedlegg

- A Tolkning av CPTu-trykksonderinger, SHANSEP-tolkninger og treaksialforsøk
- B Resultater av stabilitetsberegninger

SAMMENDRAG

DMR Miljø og Geoteknikk AS er engasjert av Trøndelag fylkeskommune for geoteknisk vurdering av muligheter for videre utbygging av bussdepotet på Sandmoen i Trondheim. Vurderinger utføres både for grunnlag til detaljreguleringen, samt grunnlag til totalentreprisekonkurranse (forprosjekt).

Planlagt utbygging omfatter oppføring av et større garasjebygg for busser i to plan, samt et servicebygg på plan 1. Området har tidligere blitt brukt som et torvdeponi og det er under grunnundersøkelser oppdaget en varierende torvmektighet på mellom 5-10 m. Videre nedover i dybden er det opptil ca. 20 m med leire med stort sett økende fasthet med dybden, deretter kommer det er fastere lag med morenemasser. Det har blitt påvist sprøbruddmateriale i leirlaget både utenfor og på tomten. Berg ble ikke påvist, og det har heller ikke blitt påvist berg ved tidligere grunnundersøkelser i nærheten.

Tiltaket ligger delvis i to registrerte kvikkleiresoner, kvikkleiresone Buenget (sone nr. 226) med høy faregrad og kvikkleiresone Kvenhildstrøa (sone nr. 227) med middels faregrad.

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». Gjennomførbarheten er vurdert nærmere basert på stabilitetsberegninger, som er gjort på bakgrunn av utførte grunnundersøkelser samt tidligere utførte grunnundersøkelser på og nær eiendommen. Vurderingene rundt områdestabiliteten må forelegges kvalitetssikring av uavhengig foretak etter NVEs sikkerhetsprinsipp.

Rapporten inneholder også oppsummering av geotekniske utfordringer som må hensyntas ved videre prosjektering og løsninger for fundamentering, samt utgraving/oppfylling av tomten.

1. Registreringsblad

Rekvirent	Trøndelag fylkeskommune				
Kontaktperson	Anne Cathrine Nessmo				
Lokalitet	Kvenildstrøa, 7093 Tiller				
Gnr./bnr.	313/651, Trondheim kommune				
Konsulent	DMR Miljø og Geoteknikk AS				
Oppdragsnavn	Sandmoen bussdepot, Trondheim				
Saksnummer	23-0156				
Dokument	GEORAP02 – Geoteknisk rapport nr. 2				
Saksbehandler	Ole Petter Vimo				
Sidemannskontroll	Søren Holm				
Kvalitetskontroll	Søren Holm				
Rådgiver geoteknikk, RIG	DMR Miljø og Geoteknikk AS				
UKS områdeskredfare	AFRY Norway AS				
Revisjonslogg					
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
0	26.09.2024	Førstegangsleveranse	OPV	SHO	SHO
1	23.10.2024	Leveranse etter NVE-kontroll (endringer markert med strek i venstre marg)	OPV	SHO	SHO

Egenkontroll

Ole Petter Vimo
Geotekniker

Kvalitetskontroll

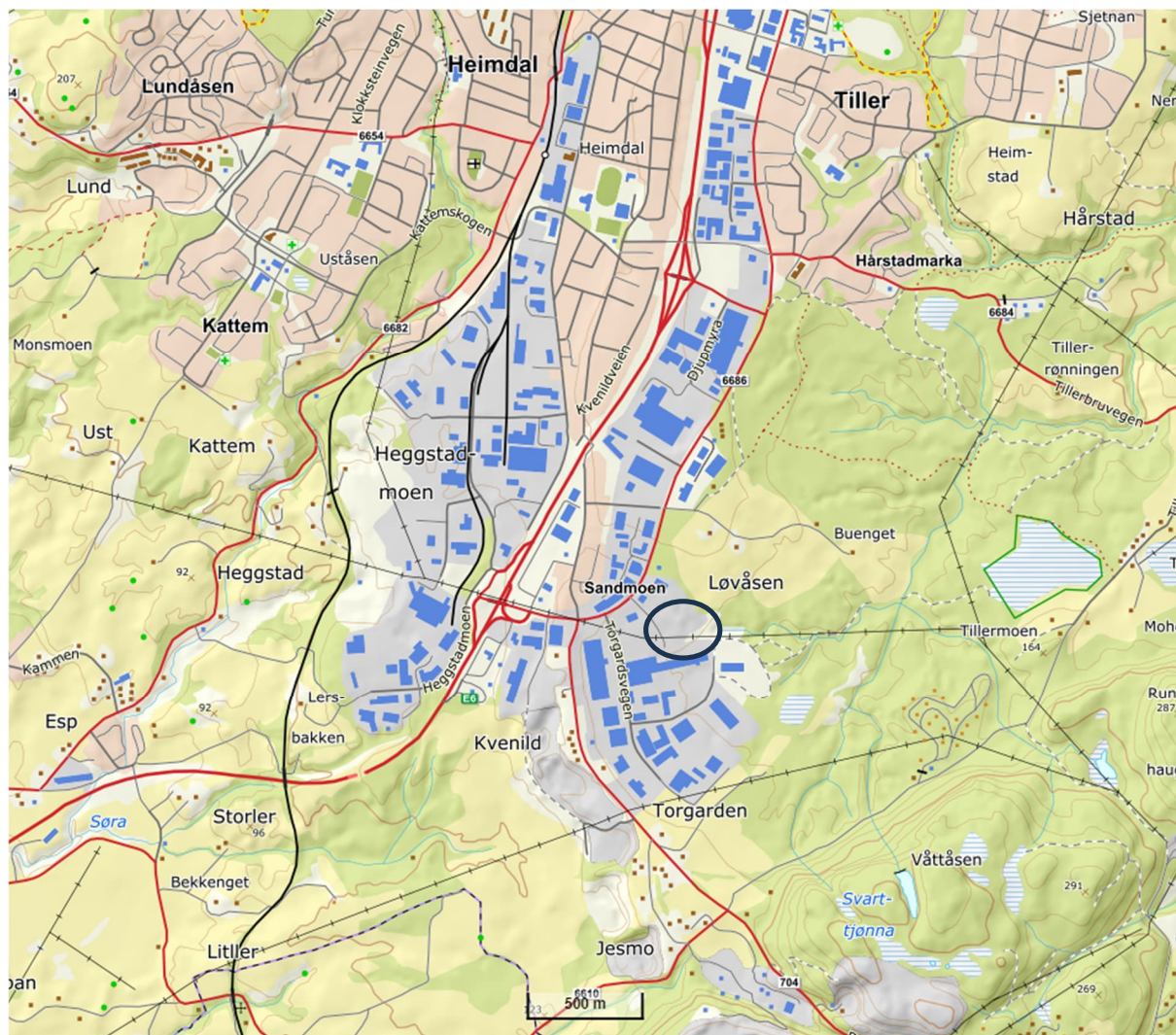
Søren Holm
Geotekniker

2. Innledning

2.1 Bakgrunn

Trøndelag fylkeskommune planlegger for utvidelse av eksisterende bussdepot på Sandmoen i Trondheim. Figur 2.1 viser lokasjonen av det aktuelle tiltaksområdet.

Aktuelle planer omfatter oppføring av et bussdepotbygg i 2 plan med tilhørende servicebygg.



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 Trøndelag fylkeskommune for geoteknisk rådgivning ifm. utarbeidelse av detaljreguleringsplan for prosjektet, samt grunnlag til totalentreprise.

I foreliggende rapport er det gjort geoteknisk vurdering av gjennomførbarheten for planlagte utbygging med hensyn til å sikre at områdestabilitet er ivarettatt for prosjektet. Områdestabilitet er vurdert iht. NVE veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred», ref. /6/. Rapporten gir også grunnlag for å vurdere muligheter og alternativer for utbygging på eiendommen.

3. Oversikt og grunnlag

3.1 Prosjektorientering

Planlagt utbygging på eiendommen omfatter et bussdepot på 2 plan samt et servicebygg. Det har tidligere blitt utført en mulighetsstudie som omhandler Sandmoen III, utført av Asplan Viak, ref. /9/. Det ble ikke utført geotekniske vurderinger i forbindelse med denne mulighetsstudien. Denne geotekniske rapporten tar kun for seg scenario 3 for 2029, alternativ 9.2 i nevnte mulighetsstudiet, som vil si garasjekonstruksjon i 2 plan med servicebygg over dette.

Sandmoen bussdepot er, som det fremgår av figur 3.1, delt opp i 3 faser. Dette prosjektet omhandler kun Sandmoen III da Sandmoen I og II allerede er bygd ut.



Figur 3.1: Oversikt over Sandmoen bussdepot, klippet ut fra mulighetsstudiet utført av Asplan Viak 2023, ref. /9/.



Figur 3.2: Plan 1 (til venstre) og plan 0 (til høyre) av planlagt bussdepot, hentet fra mulighetsstudie, utført av Asplan Viak 2023, ref. /9/.

Nederste plan er planlagt med gulvnivå på kote +137,0, mens plan 1, som vil komme på bakkenivå, er planlagt på kote ca. +144,0. Det forutsettes at hele plan 0, med plan 1 er tenkt som en helhetlig konstruksjon.



Figur 3.3: Tenkt løsning av plan 0 vist i mulighetsstudie, ref. /9/.

Området har tidligere blitt brukt som et torvdeponi. Ut fra flyfoto ser det ut som at hele området ble brukt som dette mellom 2003-2019. Området for Sandmoen II ble masseutskiftet i forbindelse med byggingen, noe utførte totalsonderinger (TOT1 og TOT2) bekrefter. Under tiltaksområde for Sandmoen III ble det ikke masseutskiftet, og det er her torvmasser/fyllmasser med organisk innhold på en mektighet ca. mellom 5 m til 10 m.

Sandmoen II ble ut fra flyfoto bygd rundt mellom 2018 – 2019. Sørvest for tomten ligger Brings logistikkcenter, som er et større næringsbygg med tilhørende uteareal for containere. Det asfalterte området her ligger på ca. kote +139,9. Logistikkcenteret ble ifølge flyfoto bygd mellom 2015 til 2016, og er ut fra samme flyfoto, fundamentert på peler.

3.2 Geotekniske rapporter og grunnundersøkelser

Det er tidligere gjort overordnet vurdering rundt stabilitetsforholdene ifm. utbygging på den aktuelle eiendommen. Vurderingene er utført av Multiconsult og presentert i rapport 10202855-RIG-RAP-002, ref. /10/. Områdestabiliteten ble vurdert på bakgrunn av daværende NVE veileder 7/2014, som siden har blitt erstattet av gjeldende NVE veileder 1/2019. Denne vurderingen ble gjort før mulighetsstudiet ble laget for tiltaket. Det ble ved denne vurderingen utført stabilitetsberegninger i ett profil.

I forbindelse med vurderingene til Multiconsult ble det utført geotekniske grunnundersøkelser på tomten i 2018. Resultatene av de utførte grunnundersøkelser, både felt og lab, er presentert i datarapport 10202855-RIG-RAP-001, ref. /11/. Det ble da utført dreiesonderinger og tatt opp prøver, da mest i forbindelse med å vurdere omfanget av torvmektigheten på tomten.

I forbindelse med utbygging av næringsområder på Torggård og Håbrubekken ved kvikkleiresone 227 Kvenildstrøa, har det tidligere blitt utført grunnundersøkelser og områdestabilitetsvurderinger utført av Rambøll og Norconsult. Områdestabilitetsvurderingene og grunnundersøkelsene utført av Rambøll er oppsummert i ref. /12/, /13/, /16/, /17/ mens vurderingene til Norconsult er oppsummert i ref. /14/.

Beregninger og grunnundersøkelser utført av Rambøll i 2015 og 2021 i forbindelse med områdevurderingen av Torggård, er relevante for aktuelle prosjekt.

Sommeren 2024 utførte DMR Miljø og Geoteknikk AS grunnundersøkelser i to omganger i forbindelse med utvidelsen av Sandmoen bussdepot. Resultatene her fra er oppsummert i datarapport 24-0156 GEORAP01, ref. /15/.

Videre er det også utført en totalsondering (P6) i regi av Trondheim kommune i skråningen nord for tiltaket, /19/. Totalsonderingen ligger ca. 250 m rett nord for tiltaket, ref. /5/.

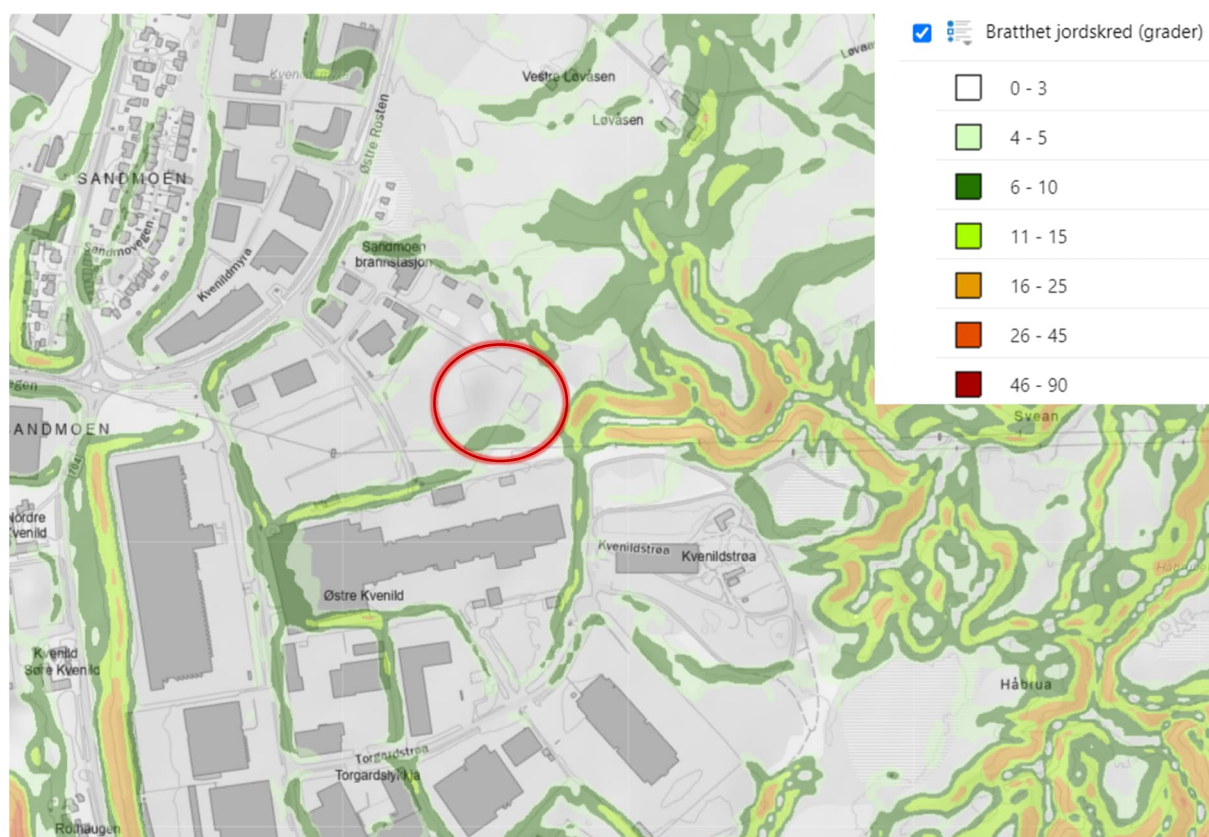
4. Terreng og grunnforhold

4.1 Topografi

Figur 4.1 viser topografisk kart over eiendommen og områdene rundt. For området generelt heller terrenget fra vest mot øst, ned mot en smal bekkedal som fortsetter østover. Terrenget stiger også opp mot nord. På toppen og i denne skråningen er det jordbruksareal. Generelt bærer terrenget i området tydelig preg av å være dannet av erosjon og ras. Det er også terrengformasjoner som tyder på gamle kvikkleireskred med til dels meget stort omfang.

Dagens terrengnivå på selve tiltaksområdet ligger på ca. mellom +146 til +131 og skråner generelt ned mot øst, ref. /2/.

Bunn av skråningen opp mot nord ligger ca. 17 m unna tiltaksområdet. Skråningen har gjennomsnittlig helning opp mot ca. 1:10. Øst for eiendommen går det nevnte dalsøkket, som ender ved kote omkring +122,6. Skråningen som går ned mot øst i tilknytning til ravinedalen har en maksimal helning på ca. 1:3.



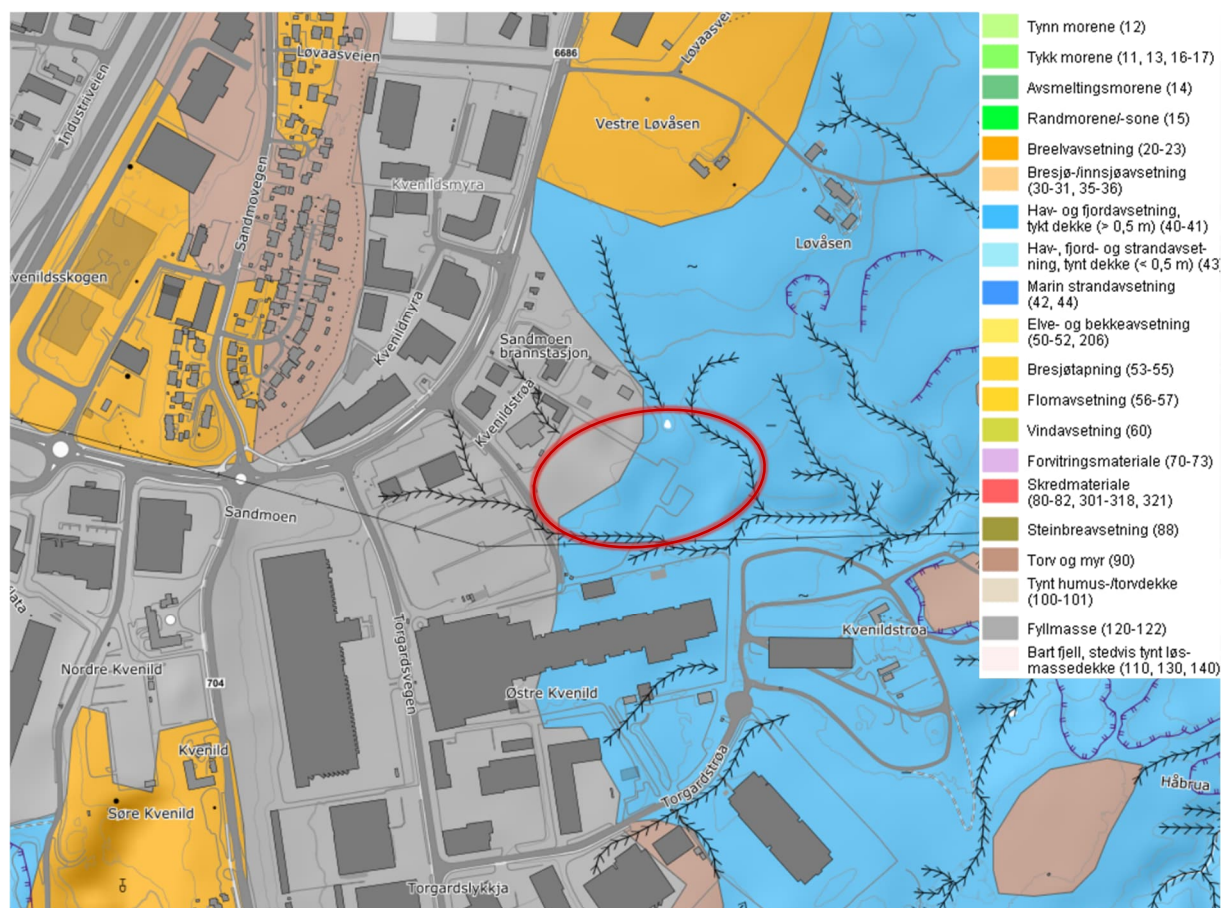
Figur 4.1: Oversiktskart med terrenghelning ref. /3/, med planlagt bussdepot omtrentlig ringet rundt. Her ses tydelig nevnte ravinedal, samt skråningen som går opp mot nord.

4.2 Kvartærgeologi

Iht. NGU karttjenesten «Marin grense» befinner eiendommen seg under marin grense. 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 4.2 viser kvartærgeologisk løsmassekart fra NGU, ref. /4/, som angir kartlagte løsmasser i overflaten. Eiendommen ligger innenfor område der det er delvis angitt oppfylte fyllmasser, delvis 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 løsmassemektighet. Nærmere vurdering av grunnforhold må baseres på befaring, foto og/eller grunnundersøkelser.



Figur 4.2: Kvartærgeologisk løsmassekart, ref. /4/, som viser løsmassetype 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.

4.3 Løsmasser

Basert på utførte grunnundersøkelser består grunnen på tomta av et topplag av fyllmasser bestående stort sett av torv, samt noe mineralske fyllmasser og andre organiske fyllmasser. Laget av disse fyllmassene er varierende i mektighet, og grovt sett fra ca. 5 m til 10 m. Under fyllmassene er det et lag med leire som går helt ned til ca. 20-25 m under terreng. Leira på tomten ser ut til å ha sprøbruddsegenskaper ca. 10-15 m fra terreng, men mektigheten ser ut til å avta mot vest. Under leirlaget kommer det et tykt fastere lag, antatt morene. Den dypeste totalsonderingen ble stoppet i dette laget, 52 m under terreng. Berg har ikke blitt påtruffet i eller i nærheten av området.

Grunnundersøkelsene til Multiconsult, oppsummert i ref. /11/ registrerte sprøbruddmateriale fra dybde ca. 9 m under terreng i prøveserie tatt i borpunkt PR14. Prøvetakningen ble avsluttet i denne dybden.

Det ble også registrert sprøbruddmateriale i 2 av sylindrerne (borpunkt PR7 og TOT3) ved den første grunnundersøkelsen utført av DMR i juni 2024, ref. /15/.

Ved den andre runden med grunnundersøkelser utført av DMR i august 2024 ble det utført grunnundersøkelser utenfor tomten for å kunne svare ut skråningene utenfor influensområdet til tiltaket. Det ble da registrert sprøbruddmateriale i borpunktene 102 og 103. I borpunkt 102 starter sprøbruddmateriale på ca. dybde 10 m under terreng, altså på rundt kote +125, som er omtrentlig lik kotehøyden det ble tolket sprøbruddmateriale i TOT3. Ut fra tolkning fra dreiesondering 103 er det potensielt sprøbruddmateriale allerede 1 m under terreng, altså ved kote +124.

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

4.4 Grunnvann og poretrykk

Poretrykksforhold i grunnen på tomta er målt ifm. de geotekniske grunnundersøkelsene utført av DMR i juni 2024, der det i borpunkt TOT3 ble installert 1 elektrisk poretrykksmåler med automatisk logging 1 gang i døgnet. Poretrykkmålingen ble installert 5 m under terreng og terrenget ligger her på kote + 140,2. Siste avlesning av poretrykk ble utført 3. september 2024. De siste loggingene på poretrykksmålingen antyder, forutsatt hydrostatisk poretrykk, grunnvannstand ca. 3,5 meter under terreng, mens i en periode under loggingen var poretrykket opp på ca. 2,0 m under terreng. Den tydelige forskjellen i poretrykket kan være på grunn at det regnet en del denne perioden, eventuelt at poretrykket fikk en midlertidig økning i forbindelse med installasjonen, og ikke hadde rukket å stabilisere seg. Se ref. /15/ for graf av avlesningen.

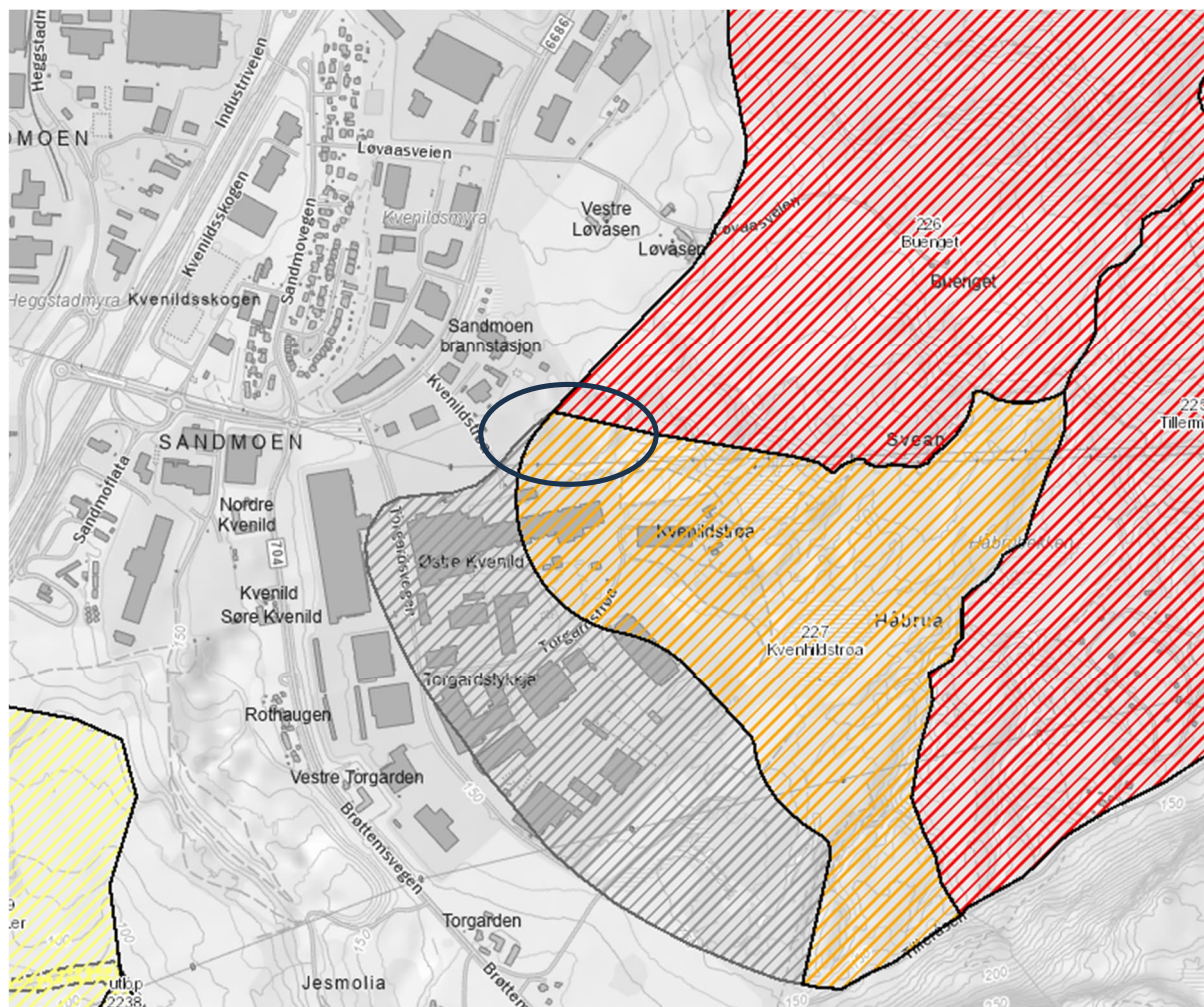
Det må generelt forventes noe årstidsvariasjon for poretrykk og grunnvannstand, avhengig av bl.a. nedbørsmengder og -varighet, fordampning/temperatur og teleløsning/snøsmeltning.

5. Områdeskredfare, sikkerhet mot kvikkleireskred

Tiltaksområdet ligger under marin grense og risiko for områdeskred må derfor vurderes etter de krav som settes i Byggeteknisk 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. Tiltaket

ligger stort sett i den registrert kvikkleiresonen 227 Kvenildstrøa med middels faregrad og delvis i sone 226 Buenget med høy faregrad.



Figur 5.1: Utklipp av registrerte kvikkleiresoner, hentet fra ref. /3/, med tiltaket omtrentlig ringet rundt.

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 iht. å sikre at tiltaket kan gjennomføres med tilstrekkelig sikkerhet mot kvikkleireskred, både under og etter bygging. Det er ikke nødvendig med en ny soneutredning da tiltaket allerede ligger i to registrerte faresoner, og det ikke er vurdert at det er grunnlag for endringer av disse.

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

Iht. NVE veileder 1/2019 ligger 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 iht. 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 et bussdepot i 2 plan, samt et servicebygg. Tiltaket vurderes til tiltakskategori K4; *Bolighus/fritidsboliger med mer enn to boenheter, sykehjem, sykehus, skoler. Barnehager, idrettshaller, utendørs publikumsanlegg og nærings- og industribygg.* 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 løst i skråningen. En skråning vurderes som upåvirket av tiltaket så lenge det ikke bygges i eller nært skråningen, det vil si den ligger utenfor influensområdet til tiltaket.

5.1 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, etter figur 3.3 i NVEs kvikkleireveileder.
 - 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 $F_{c\phi} \geq 1,25$.

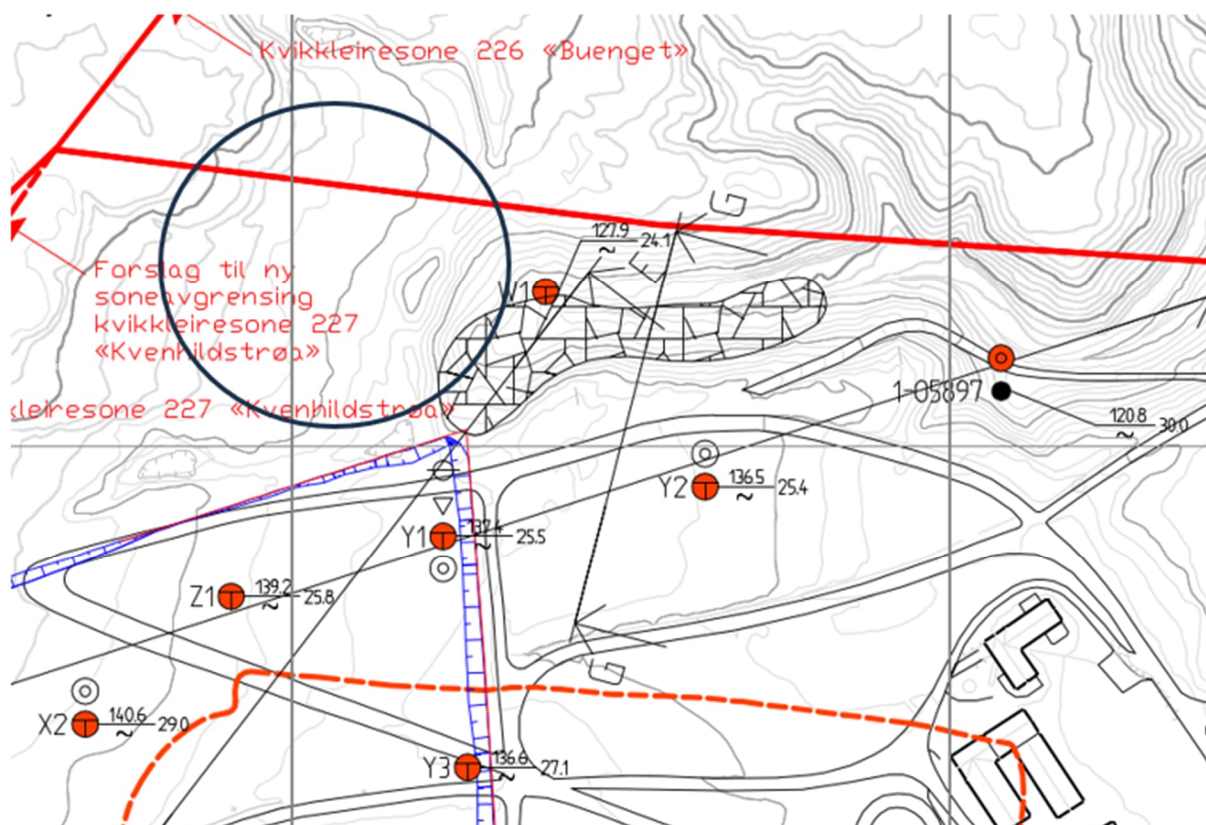
Ved gjennomføring av tiltak må sikkerhet mot skred ivaretas i alle faser av anleggsarbeidet. For utførelsen gjelder at arbeider må planlegges slik at det hele tiden oppnås en uendret eller forbedret stabilitet i forhold til utgangspunktet (før tiltak, dvs. dagens situasjon). For skråninger med stabilitet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

For tiltak utenfor influensområdet gjelder sikkerhetskrav om robusthet som gir krav om $F_{cu} \geq 1,20$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$. Dette gjelder bare for skråninger som ved et områdeskred berører tiltaket. Ved lavere sikkerhet og/eller robusthet åpnes det også her for bruk av forbedring etter figur 3.3 i ref. /6/.

Det stilles krav til at erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket må forebygges.

5.2 Tidligere beregninger og vurderinger av områdestabiliteten

Det er fra tidligere utført områdestabilitetsvurderinger av bekkedalen av Rambøll, dette ble utført i forbindelse med detaljregulering av Torgård, utført både i 2015 og 2021. Profilene som er vurdert i 2015 er nærmest dette prosjektet, ref. /16/. Se figur 5.2 for relevante profiler.



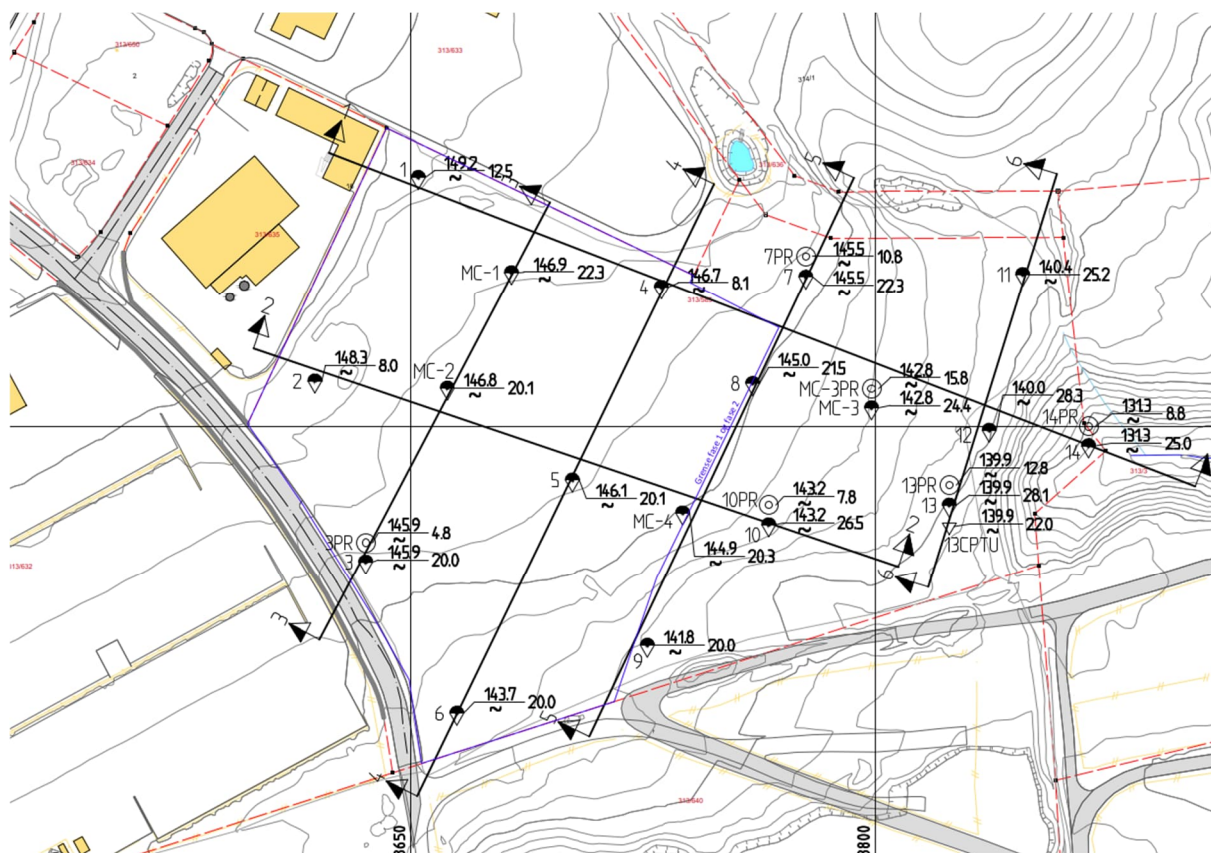
Figur 5.2: Utklipp av beregnede profiler utført av Rambøll i 2015 i forbindelse med Torgård næringstomt, ref. /16/. Profil E og G er relevante for aktuelle tiltak. Omtrentlig plassering av tiltaket er ringet rundt. Nødvendig motfylling for å få god nok robusthet i bekkedalen er vist med skravur.

Skråningene som faller i sør-nord-retning (profil E og profil G i figur 5.2) vurderes til å være utenfor influensområdet til det aktuelle tiltaket. Dette vil si at planlagt utbygging på tiltaksområdet ikke vil påvirke stabiliteten i disse skråningene. Det er dermed vurdert her at det er tilstrekkelig å kunne dokumentere langtidsstabiliteten/robustheten.

Ut fra beregningene utført av Rambøll viste profil E at stabiliteten var god nok, med en sikkerhetsfaktor på 1.59 i totalspenning og 1.98 i effektivspenning. Profil G viste at det ikke var god nok stabilitet på totalspenningsbasis (sikkerhetsfaktor under 1,20) og det ble gitt anbefalinger med motfylling med høyde på opptil ca. 2 m. Nevnte oppfylling ble gjennomført ut fra flyfoto, mai 2016, i forbindelse med utbyggingen av det nye logistikkcenteret til Posten & Bring. Oppfyllingen er bekreftet av Rambøll. Sammenlignet med tidligere terreng og dagens terreng er oppfyllingen høyere enn det som ble skissert og beregnet av Rambøll, noe som er fordelaktig for stabiliteten. Ut fra opptatte prøver utført av Multiconsult i 2018, består oppfyllingen av fyllmasser og sandig leire. I beregningene til Rambøll ble det tatt utgangspunkt i fyllmasser bestående av tørrskorpeleire. Basert på dette vurderes robustheten ned mot bekkedalen i vest-øst gående retning som god, og det presenteres ikke ytterligere beregninger på dette.

Det er også, som nevnt utført områdestabilitetsvurdering av Multiconsult i 2018 for å svare ut områdestabiliteten for tiltaket Sandmoen II, presentert i rapport 10202855-RIG-RAP-002, ref. /10/. Se Figur 5.3 for plassering av profil 1-1 der det ble utført stabilitetsberegning. Det ble i denne vurderingen konkludert med at aktuell skredmekanisme for skråningen var rotasjonsskred og dermed at området ved Sandmoen II lå utenfor dets løснеområde. Siden Sandmoen III ligger helt inntil denne skråningen kan ikke områdestabiliteten i denne

skråningen svares ut basert på dette. Det har derfor blitt utført en ny beregning på samme skråning, basert på de nye styrkeparametrene som ble funnet i grunnundersøkelsene utført av DMR i 2024.



Figur 5.3: Utklipp av vurderte profiler utført av Multiconsult i 2018 i forbindelse med Sandmoen II, ref. /10/. Multiconsult utførte stabilitetsberegninger i profil 1-1.

5.3 Vurdering av kritiske skråninger

Det er identifisert tre kritiske skråninger, som er vurdert nærmere basert på profilene A, B og C. Plassering av terrengprofilene er vist på situasjonsplan i tegning 001.

Profil A har til hensikt å vurdere bussdepots innvirkning på stabiliteten av skråningen ned mot dalen i øst. Det er gjort stabilitetsberegninger som viser at stabiliteten er ok for planlagt nedplanering og skissert utfylling i skråningen, forutsatt løsning der bussdepotet ikke medfører belastning på terrenget (dvs. pelefundamentering, som beskrevet i avsnitt 8.2). Det er derfor ikke behov for stabiliserende tiltak mtp. områdestabiliteten. Aktuell skredmekanisme vurderes til å være rotasjonsskred, basert på $d/D < 40\%$ prinsippet gitt i NVEs kvikkleireveileder, ref. /6/.

Profil B har til hensikt å finne ut om skråningen opp mot nord har tilstrekkelig stabilitet etter en utgraving ned til ca. +137. Sprøbruddmateriale i profil B ligger såpass dypt, slik at det ikke er fare for områdeskred, da relevant skjærflate ikke tangerer sprøbruddmateriale. Det er uansett presentert stabilitetsberegninger for dette. Lokalstabiliteten må ivaretas i detaljprosjekteringen.

Krav til sikkerhet for skråningene i profil A og B er definert i kapittel 6.5.

Det utføres også en vurdering for skråningen som ligger ca. 85 m øst for tiltaket (profil C). Denne ligger utenfor influensområdet til tiltaket, men det må gjøres en vurdering om tiltaket ligger i et eventuelt løснеområde for denne. For profil C er skredmekanisme vurdert for å kunne svare ut områdestabiliteten. I prøvepunkt 102 er det ut fra prøveserier og dreisesondering registrert påbegynt sprøbruddsmateriale fra dybde 10 under terreng. Leirlaget over dette har ikke sprøbruddsegenskaper. Det antas dermed at kvikkleiren i området ligger i selve dalbunnen, mens løsmassene over dalbunnen består av tørrskorpeleire og leire uten sprøbruddegenskaper. Basert på dette vurderes skredmekanismen i denne skråningen til å være rotasjonsskred ($d/D < 40\%$) og lengden til et løснеområde (L) vil da være begrenset til $< 5 \cdot H$, der H er skråningshøyden. Sandmoen bussdepot ligger over $5 \cdot H$ unna skråningen og vil dermed ikke inngå i dets løснеområde.

Sikkerhetsprinsippene i NVEs kvikkleireveileder ref. /6/ er dermed tilfredsstilt både under og etter utbygging.

Resultater fra stabilitetsberegninger utført av DMR er nærmere presentert i kapittel 6. Stabilitetsberegningene er vist i vedlegg B. Se også kapittel 8 der tiltakene oppsummeres og det beskrives her bakgrunnen for alternativene i profil A.

Ut fra flyfoto er det ikke observert bekker eller elver som kan føre til erosjon. Det er heller ikke observert bekker, eller elver på bildene som ble tatt i området av grunnborene.

5.4 Gjenstående arbeider

Det er krav om at utredning av områdestabiliteten må kvalitetssikres av uavhengig foretak iht. NVE veileder 1/2019.

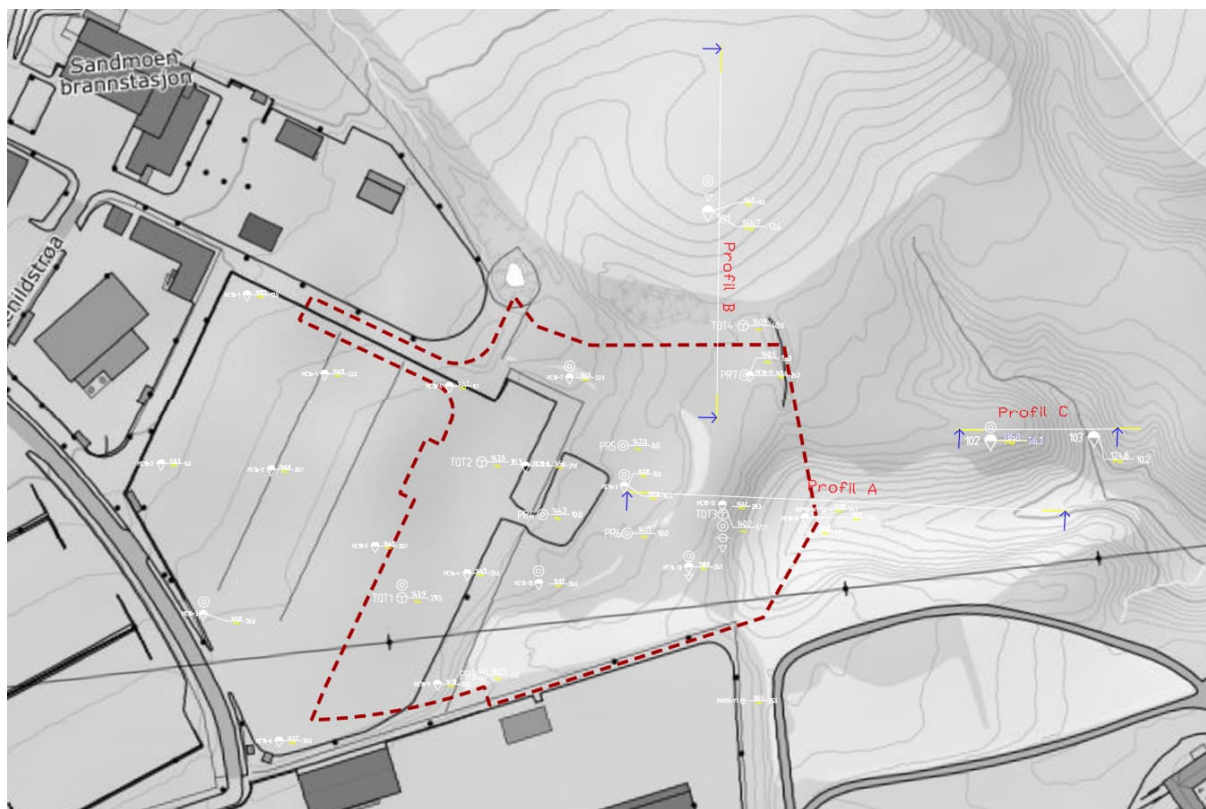
I forbindelse med gjennomføring av anleggsarbeidene vil det muligens også være behov for å sette krav til rekkefølgebestemmelser for grunn- og fundamenteringsarbeider for å sikre at områdestabilitet er ivaretatt i alle faser. Det kan evt. være behov for oppdaterte eller supplerende stabilitetsberegninger etter endelige planer for utbyggingen foreligger. Ved peling må poretrykksopbyggingen kontrolleres.

6. 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 ivaretatt for planlagte tiltak.

6.1 Beregningssnitt og geometri

Det er utført stabilitetsberegninger for terrengprofiler A og B. Plassering av terrengprofilene er vist på situasjonsplan i tegning 001 og figur 6.1.



Figur 6.1: Skråninger som er vurdert, med utførte grunnundersøkelser.

6.2 Lagdeling, materialparametere og poretrykk

Grunnforhold som er lagt til grunn i stabilitetsberegningene er vurdert med bakgrunn i utførte grunnundersøkelser.

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 B.

Materialparametere

Materialparametere lagt til grunn i stabilitetsberegningene fremgår av beregningsprofilene presentert i vedlegg B, og er også vist i tabell 6.1, nedenfor.

Tabell 6.1: Materialparametere benyttet i stabilitetsberegningene.

Lag	Tyngdetett het γ kN/m ³	Friksjonsvinkel ϕ °	Attraksjon a kPa	Udrenert skjærstyrke C _{uA} kPa	ADP-forhold
Lettklinker	4,5	35	0	-	-
Sprengstein/plastring	19,0	40	5	-	-
Torv	13,0	25	5	-	-
Tørreskorpe/fyllmasser	19,0	30	0	-	-
Leire	19,5	28	15	C _{uA} -profil	1,0/0,63/0,35
Morene	19,0	38	5	-	-

Parameterne benyttet er tatt fra laboratorieforsøk og CPTu-tolkning. Der dette mangler er det benyttet generell erfaring og med støtte i erfaringsverdier i SVV veileder V220, ref. /7/. Det samme gjelder for laget med sammenblandet masser (fyllmassene).

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.

Treaksialforsøkene ble utført i prøveserie TOT3 og i punkt PR7. Volumendring for PR7 under konsolideringen var på ca. 2,48 %, noe som er definert som brukbar prøve kvalitet. Volumendring for TOT3 under konsolideringen var på ca. 1,4 %, noe som er definert som god prøve kvalitet.

Friksjonsvinkel og attraksjon er fastsatt fra utførte treaksialforsøk, der den laveste friksjonsvinkelen er valgt for prosjekteringen. Friksjonsvinkelen er hentet ut innenfor tøyingsintervallet et sted mellom 2-4%.

Det ble utført CPTU i punktene 101 og TOT3, begge utført med anvendelsesklasse 1. C_{Ua} -profilene i PR7 og MC14 er estimert med SHANSEP-metoden, med utgangspunkt i en konservativ prekonsolideringspenning, som er basert på utførte ødometere i området, samt CPTU-boringene.

I dybder der det ikke ble utført CPTU er også SHANSEP-metoden benyttet med utgangspunkt i prekonsolideringspenningen.

Udrenerte aktive skjærfasthetsprofiler som er lagt til grunn i stabilitetsberegningene er vist i tolkningsdiagrammene i vedlegg A.

Leiras udrenerte skjærfasthet varierer med hovedspenningsretningene og dette hensyntas i beregningene ved å anvende anisotropiforholdet mellom aktiv, direkte og passive styrke. Anisotropiforholdet er antatt i henhold til anbefalingene gitt i NIFS rapport 14/2014, ref. /18/, basert på plastisitetsindeks $\leq 10\%$.

Poretrykk

Det forutsettes hydrostatisk poretrykk og med dette er grunnvannstanden vurdert til å ligge på nivå omkring 2,0-3,5 m under terreng. Se avsnitt 4.4 og datarapport ref. /15/ for mer informasjon om poretrykket. I stabilitetsberegningene er grunnvannstanden lagt på dybde 2 m under terreng.

6.3 Terrenglast

Terrenglaster som er til ugunst må hensyntas i stabilitetsberegningene.

Siden bygget anbefales fundamentert på friksjonspeler benyttes det ingen terrenglast på toppen av skråningen ved profil A.

6.4 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. Det er vurdert at sirkulære glideflater er dimensjonerende. Sammensatte glideflater er sjekket der dette er vurdert til å være relevant.

6.5 Resultater

Stabilitetsberegninger er vist i beregningsprofilene presentert i vedlegg B og beregnet sikkerhet er oppsummert i tabell 6.2. Se kapittel 8 der tiltakene oppsummeres og det beskrives her bakgrunnen for alternativene i profil A.

Tabell 6.2: Resultater av beregningsmessig sikkerhetsfaktor fra stabilitetsberegninger.

Profil	Fase	Sikkerhetsfaktor		Kommentarer
		F_{cu}	$F_{c\phi}$	
A	Dagens situasjon		1,80	
		1,38		
	Full utbygging med lettklinkerfylling	1,90		
			3,29	
	Forbelastning	1,61		Skjærflaten tangerer ikke sprøbruddmateriale.
			2,12	
	Innskrenkning av bygget		2,66	
		1,82		
B	Dagens situasjon		3,51	Relevant skjærflate tangerer ikke sprøbruddmateriale.
		2,23		
	Utgraving		2,11	Relevant skjærflate tangerer ikke sprøbruddmateriale.
		1,82		
			-	

Stabilitetsberegningene viser tilstrekkelig sikkerhet med hensyn på sikkerhetskravene gitt i NVEs veileder ref. /6/ og som er definert i kapittel 5.1.

I profil A blir det forbedring, som skyldes hovedsakelig avlastning av terrenget. Kravet til sikkerhet er dermed $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$ (ikke forverring).

I profil B blir det forverring, men relevant kritisk skjærflate tangerer ikke sprøbruddmateriale og absolutt krav til sikkerhet blir da $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$, der sprøhetsforholdet f_s er lik 1,0. Relevant kritisk skjærflate må i henhold til NVEs kvikkleireveileder ligge grunnere enn $0,25 \cdot H$ under skråningsfoten.

7. Geoteknisk prosjektforutsetninger

7.1 Innledende vurdering av myndighetskrav

Myndighetskrav må verifiseres og tas endelig stilling til i forbindelse med detaljprosjektering, men til orientering kan følgende forventes:

- Geoteknisk kategori 2
- Pålitelighet-/konsekvensklasse CC2/RC2
- Tiltaksklasse 2

- Kontrollklasse 2 for både prosjektering og utførelse, dvs. krav til uavhengig kontroll iht. byggesaksforskriften

7.2 Seismikk

Bygninger plasseres i fire ulike seismiske klasser iht. Eurokode 8 del 1, punkt 4.2.5 og tilhørende tabell NA.4(902), avhengig av blant annet konsekvensene for menneskeliv ved sammenbrudd. For et kontor- og industribygg velges seismisk klasse II. Endelig vurdering av dette gjøres av RIB.

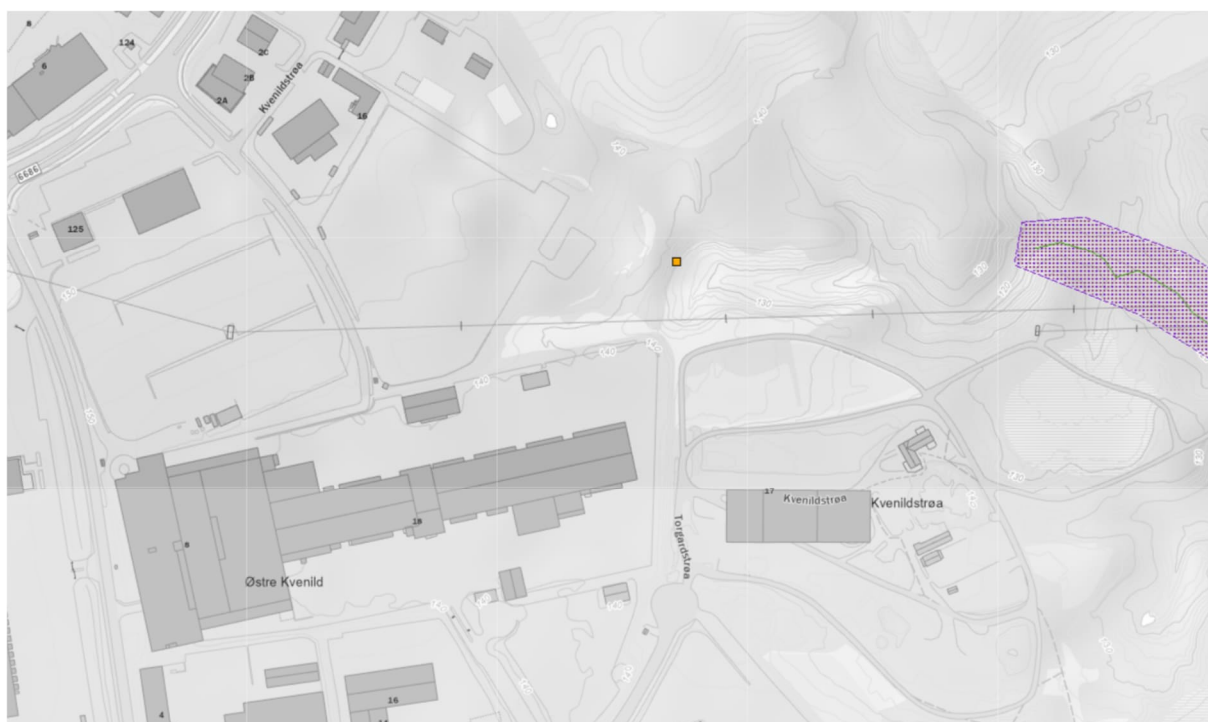
Iht. tabell NA.3.1 velges grunntype D for prosjektet; Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord. Det benyttes forsterkningsfaktor, $S = 1,8$ iht. tabell 3.3 i Eurokode 8.

Iht. tabell NA.3.2 (909) er referanseverdi for berggrunnens akselerasjon i Trondheim kommune $a_{gR} = 0,25 \text{ m/s}^2$. Med seismisk faktor 1,0 (seismisk klasse II) får vi $a_g S = 0,45 \text{ m/s}^2$ og dermed lavere enn utelatelseskriteriet på $a_g S \leq 0,50$. Seismisk dimensjonering kan følgelig utelates.

7.3 Sikkerhet mot flom og skred

Iht. TEK17 §7-1 skal byggverk «plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger», herunder flom og skred.

Tomten befinner seg ikke i et aktsomhetsområde for flom, se figur 7.1. I nærheten av tomten har det tidligere vært et leirskred med volum på $100\,000 \text{ m}^3$ med ukjent dato, antatt kvikkleireskred (oransje firkant). Helt til høyre i lilla skravur ser vi aktsomhetsområde for flom.



Figur 7.1: Flom- og skredfarekart hentet fra NVE Atlas, ref. /3/.

Områdestabiliteten er ivarettatt særskilt iht. NVE 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred» i kapittel 5 og 6.

8. Geotekniske vurderinger

8.1 Utgraving og oppfylling

Bygget skal ha kjeller (plan 0) og UK planlegges fundamentert ut fra mulighetsstudie ref. /9/ på kote +137. I vest ligger eksisterende bussdepot på kote ca. +144,5. På grunn av at det ble registrert sprengstein ved totalsondering både i TOT1 og TOT2 antas det at all torven under eksisterende parkeringsplass (asfaltert område) har blitt masseutskiftet. Det kan etableres stabil byggegrop med graveskråning på 1:2 mot eksisterende bussdepot. Brattere graveskråning kan vurderes ved senere fase i prosjekteringen. Se figur 8.1 og figur 8.3 for omtrentlig utslag på graveskråning.

Mot nord kan det stort sett graves ut med åpen graveskråning med helning på 1:2. Langs denne nordlige avgrensningen skråner riktignok terrenget oppover mot vest og det kan det bli behov for å slake ut graveskråningen til 1:3. Der terrenget er høyest, helt vest for nordlig avgrensning, blir utgravingen såpass høy at det kan bli behov for delvis graveskråning, delvis spunt. Dette er illustrert ved figurene 8.1 og 8.3. Utgravingsløsningen må optimaliseres ved detaljprosjekteringen.

Sør for tomten er det et industribygg med tilhørende parkeringsplass og terrenget langs denne er rundt +140. Siden dette arealet skal være i drift under bygging foreslås det her oppstøtting med bruk av spunt. På grunn av at det ikke er påtruffet berg i området, er det vurdert at det ikke er et alternativ å avstive spuntene med bakforankret stag ned til berg.

En mulig metode for oppstøtting kan være å grave seg ned til planlagt traubunn med tilstrekkelig avstand unna spuntene, støpe opp bunnplaten, med tilhørende peler, og deretter stive av spuntene med bruk av en skråstiver som stemples til den herdet bunnplaten. Det kan dermed graves ned til traubunn med god nok sikkerhet for den siste resten nærmest spuntene og bunnplaten støpes inntil spuntene, som vil fungere som avstiver. Når bunnplaten er herdet kan skråstiverne fjernes. Det vurderes at det blir akseptable setninger bak spuntene med denne metoden.

Det kan også vurderes uavstivet spunt, hvis man tillater noe deformasjon i spuntene. Eventuelt kan det vurderes løsmassestag. Endelig løsning må vurderes i detaljprosjekteringen.

Nødvendig spuntlinje vurderes til å bli ca. 190 m lang med ca. 15 m høye spuntnåler. Spuntene bør utføres med vanntett løsning.

Grunnvannet er målt til å variere mellom 2,0-3,5 m under terreng. Det anbefales supplerende poretrykksmålinger. Spesielt lenger vest, der utgravingen blir dyp. Det må forventes innsig av grunnvann i byggegrop, spesielt fra vest. Det vurderes at evt. innsig av grunnvann i byggegropa kan løses ved pumping. Dette må vurderes ved detaljprosjektering, etter at flere poretrykksmålinger er installert.

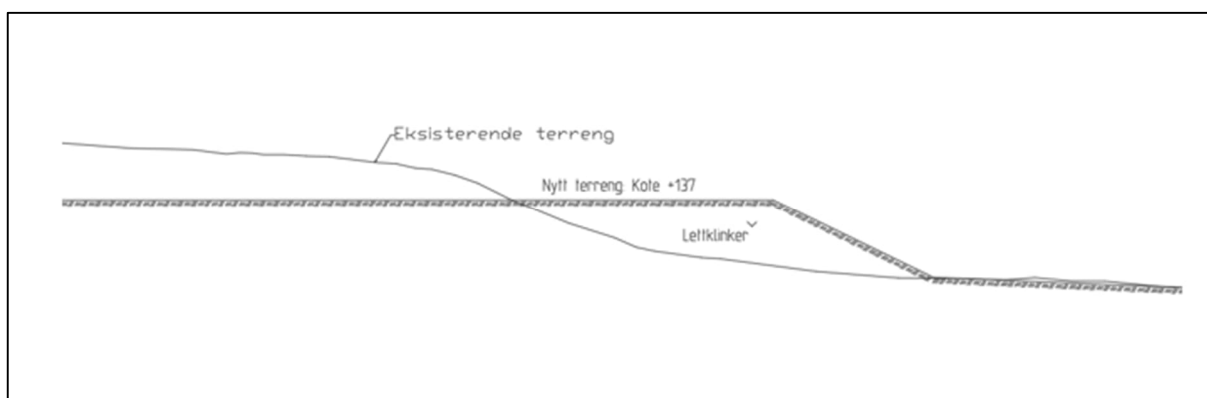
Hvis det er ønskelig å utnytte tomten fullt ut blir det behov for oppfylling på opptil 6 m, siden tomten skråner ned til ca. kote +131 ved enden av tomten. Det er med bruk av sprengstein estimert setninger på opptil 25-30 cm som vil utvikle seg over lengre tid. Det kan også bli utfordringer med bæreevnen i den bløte leira med en så høy oppfylling.

Med bruk av lette masser som lettklinker gir et overslag på forventede setninger på ca. 9-11 cm. Siden dette heller ikke regnes som akseptable setninger, må man forbelaste det relevante området med sprengstein. Det er estimert nødvendig liggetid på 4-6 måneder for å oppnå tilstrekkelig forbelastning, forutsatt 4 m høy forbelastning med sprengstein. Bruk av drenerør vil forkorte liggetiden. Løsningen vil oppfylle sikkerhetskravene iht. ref. /6/. Lettklinkerfyllingen må legges med helning på ikke brattere enn 1:2, ref. /8/.



Figur 8.1: Illustrasjon på forslag på utgravningsløsninger og oppfylling med fullt utnyttet tomt, og illustrert plassering på spunt (rød linje).

Utslag for oppfyllingen er vist i figur 8.2.



Figur 8.2: Tenkt løsning med lettklinkerfylling (profil A).

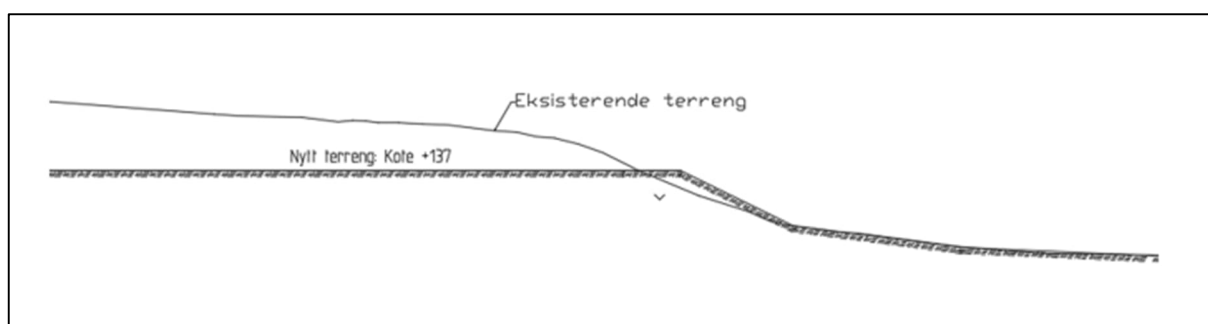
Mot øst skråner terrenget skråner nedover videre mot øst og det vil ikke bli graveutslag her da det kun er snakk om å grave seg ned i skråningen.

For å slippe utfordringene med setninger fra oppfyllingen og tid med forbelastning kan en løsning være å innskrenke fotavtrykket til bygget. Dette vil føre at det ikke blir nødvendig med oppfylling i like stor grad, og vil minimere setningsproblematikken. Det er beregnet at denne løsningen oppfyller sikkerhetskravene iht. ref. /6/. Se figur 8.3 for illustrasjon av løsningen.



Figur 8.3: Illustrasjon på forslag på utgravningsløsninger og oppfylling, med innskrenket garasjebygg. Med tenkt omfang av graveskråning og illustrert plassering på spunt (rød linje).

Utslag etter eventuell innskrenkning er vist i profil i figur 8.4.



Figur 8.4: Tenkt løsning med innskrenkning av bygget (profil A).

8.2 Fundamentering

Det vurderes at torvmassene ikke er egnet å fundamenterer på.

Med direktefundamentering på en hel bunnplate rett på leirelaget vurderes det også, på grunn av terrengforskjeller og mektighet på torvlaget, at bygget stedvis blir fundamentert helt kompensert, og stedvis får relativt høy netto belastning. Det er dermed vurdert at masseutskiftning med direkte fundamentering ikke er en egnet løsning.

På grunn av at det ikke er registrert berg i området forventes det å benytte friksjonspeler. Det er utført et overslag med stålrørspel med diameter 320 mm, som viser at friksjonspelene vil gi relativt god bæreevne, 5-10 m ned i det faste morenelaget. Borede peler med for eksempel mikropeler som bores ned og dermed støpes fast i løsmassene kan være et alternativ, da det

forventes relativt små laster fra bussgarasjen og servicebygget. Borede peler er en mer skånsom metode enn ramming, med tanke på omgivelsene. Ved prosjekteringen av eventuelt rammede peler må det påses at de kritiske skråningene i nærheten ikke vil få redusert stabilitet som følge av økning av poretrykket. Poretrykksoppbyggingen må kontrolleres, men det anbefales å velge en peletype som gir minst mulig poretrykksoppbygging.

Rampen som går opp til plan 1 i nordvestgående retning blir potensielt fundamentert delvis på peler, delvis direktefundamentert. Med antatt like løsmasser som registrert i TOT1 og TOT2 (faste masser), vurderes det at ikke blir store differensialsetninger.

Det vil bli et relativt stort ensidig jordtrykk på konstruksjonen fra vest, og pelene må dimensjoneres for å kunne ta opp sidekrefter. Det må meste sannsynlig benyttes skråpeler for å ta opp disse kreftene. Eventuelt kan det benyttes lette masser, som skumglassgranulat, eller lettklinker for oppfyllingen bak garasjebygget. Dette vil redusere det ensidige jordtrykket betraktelig.

Det forventes at de organiske massene vil sette seg over tid, og påhengslaster på pelene må forventes og hensyntas.

Knekking må vurderes særskilt da pelene enkelte steder skal stå i torvmasser. Største torvmektigheten ser ut til å være sørøst for bygget og her opptil 6-7 m knekk lengde i torvmassene.

Type peler/pelegrupper vurderes ved detaljprosjektering av RIG i samarbeid med RIB.

Siden plassering på servicebygget ikke endelig er bestemt, kan det vurderes å plassere denne på området som allerede er masseutskiftet, i forbindelse med Sandmoen II. Det er her registrert mellom 8-10 m med antatt komprimert sprengsteinfylling, ut fra totalsonderingene i TOT1 og TOT2, ref. /15/. Eventuelt kan den også plasseres over garasjebygget.

9. Konklusjon

Det er vurdert stabiliteten av skråningen ned mot bekkedalen i vest, skråningen opp mot nord, samt om tiltaket ligger i et løsneområde for skråningen som ligger 85 m øst for tiltaket. Planlagt utbygging på eiendommen, anses å være geoteknisk gjennomførbar på måte som sikrer at områdestabiliteten er ivarettatt.

Det er vurdert at torvmektigheten er for stor til at det er hensiktsmessig å masseutskifte denne. Det er også vurdert at bygget da blir stedvis fundamentert kompensert og stedvis ikke fundamentert kompensert.

Planlagt bygg er anbefalt fundamentert på friksjonspeler. Type peler må bestemmes ved detaljprosjektering. Et overslag viser at pelene har relativt god bæreevne, 5-10 m ned i morenelaget. Knekking kan være dimensjonerende.

Utgravingen ned til kote +137 kan utføres delvis med åpen graveskråning, delvis med spunt mot industriområdet i sør. Det er gjort et overslag som viser at spunten bør avstives i minst ett nivå.

En eventuell oppfylling ned mot bekkedalen må utføres med forbelastning som fjernes etter 4-6 måneder og erstattes med lettklinker. En slik løsning må detaljprosjekteres. Et alternativ som kan vurderes er å innskrenke bygget noe, slik at man minimerer oppfyllingen ned mot bekkedalen. Man vil da slippe forbelastningen og setningsproblematikken.

10. 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/ SVV veileder V220 «Geoteknikk i vegbygging». Statens vegvesen, 18.08.2023.
- /8/ SVV veileder V221 «Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger». Statens vegvesen, 2014.
- /9/ Asplan Viak (2023). Mulighetsstudie Sandmoen bussdepot, vurderinger av løsninger for bussoppstilling i 2029 og 2039. Oppdragsnummer 621067-15, versjon 04, datert 17.04.2023.
- /10/ Multiconsult (2018). Sandmoen bussdepot, geoteknisk vurdering. Geoteknisk rapport 10202855-RIG-RAP-002, datert 10.04.2018.
- /11/ Multiconsult (2018). Sandmoen bussdepot, datarapport grunnundersøkelser. Geoteknisk rapport 10202855-RIG-RAP-001, datert 05.04.2018.
- /12/ Rambøll (2021). Torgård områdestabilitet, beregningsgrunnlag. Oppdragsnr. 1350037896, geoteknisk rapport G-rap-001, versjon 02, datert 26.11.2021.
- /13/ Rambøll (2021). Torgård områdestabilitet, vurderingsrapport. Oppdragsnr. 1350037896, geoteknisk rapport G-rap-002, versjon 01, datert 26.11.2021.
- /14/ Norconsult (2023). Håbrubekken næringsareal, geoteknisk utredning av områdestabilitet iht. NVE kvikkleireveileder 1/2019. Oppdragsnr. 5205770, geoteknisk rapport RIG02, versjon 03, datert 05.05.2023.
- /15/ DMR Miljø og Geoteknikk AS (2024). Sandmoen bussdepot, Trondheim. Geoteknisk datarapport. Saksnummer 24-0156, geoteknisk rapport GEORAP01, datert 13.09.2024.
- /16/ Rambøll (2015). Torgård områdevurdering, geoteknisk vurdering for tiltak i kvikkleireområde. Oppdragsnr. 1350007793, geoteknisk rapport G-rap-002, datert 23.04.2015.
- /17/ Rambøll (2015). Torgård områdevurdering, datarapport fra grunnundersøkelser. Oppdragsnr. 1350007793, geoteknisk rapport G-rap-001, datert 30.01.2015.
- /18/ NIFS (2014). En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i norske leirer, rapport 14/2014, datert 30.01.2014.
- /19/ Trondheim kommune (2010). Tiller – Løvåsmyra, datarapport grunnundersøkelser. Rapport R1473, rev. A, datert 22.10.2010.



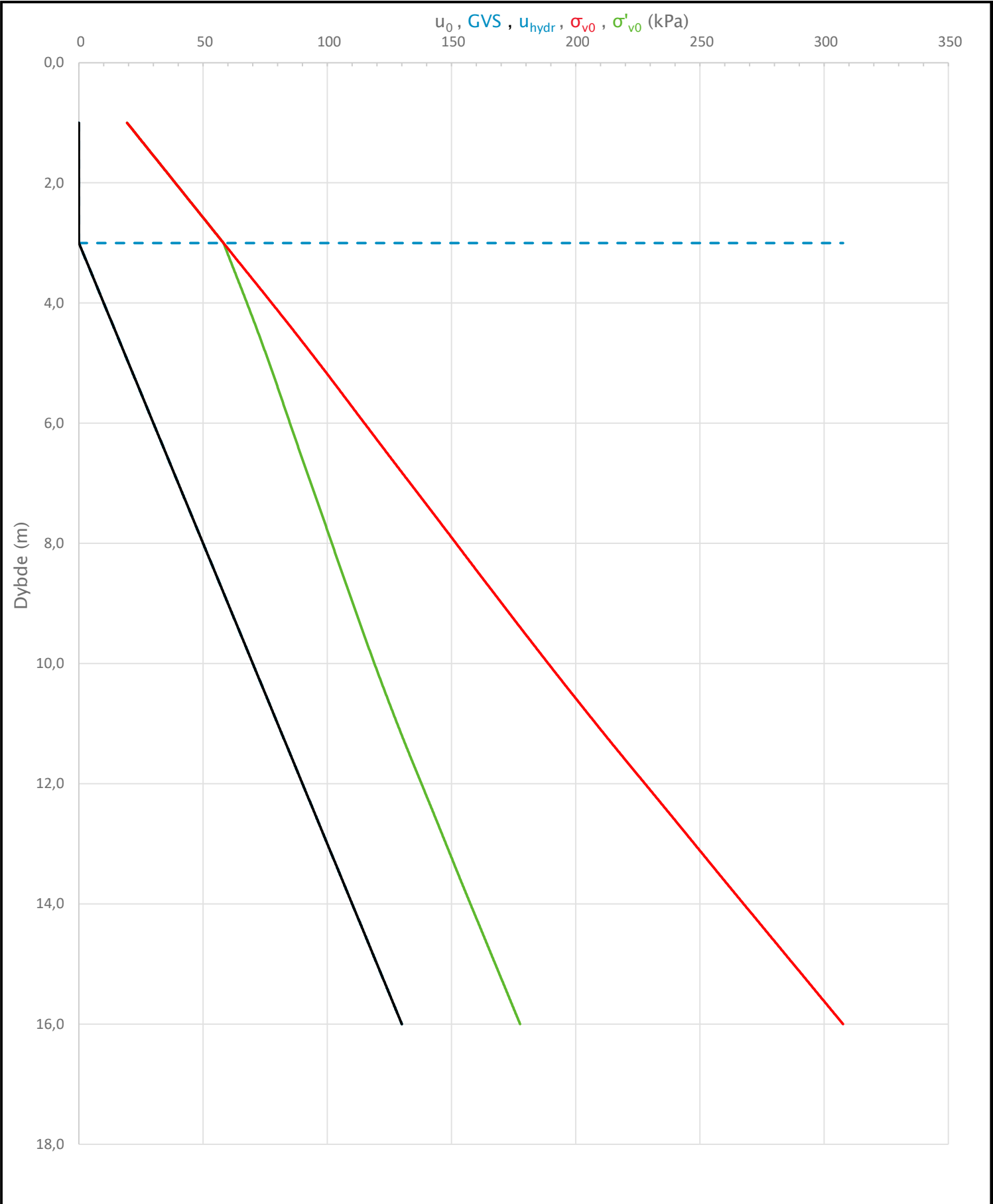
Grunnundersøkelser MC16: Multiconsult, rapport 418351-RIG-RAP-001 MC18: Multiconsult, rapport 10202855-RIG-RAP-001 RAM15: Rambøll, rapport G-rap-001-1350007793	Tegnforklaring + Vingebooring □ Prøvegrop ⊙ Prøveserie ⊕ Totalsondering ▼ Ramsondering ⊕ Terrengekote ⊕ antatt fjellkote ▽ Trykksondering ○ Enkel sondering ◆ Dreietrykksondering ● Dreiesondering ⊖ Poretrykksmåling boret dybde + boret i fjell		Rekvirent	Emne	Saksnummer	Fag
	Trøndelag fylkeskommune avd. eiendom		Situasjonsplan med profiler	24-0156	GEO	
	DMR Miljø og Geoteknikk AS DMR		Adresse		Saksbehandler	Dato
			Sandmoen bussdepot, Trondheim		OPV	25-09-2024
		Gnr./bnr.	Format	Utført av	Kontroll av	
		313/651, Trondheim kommune	A3	SRA	OPV	
		Koordinatsystem	Høydesystem	Målestokk	Tegning	
		EUREF89 UTM sone 32	NN2000	1:1500	001	
					Revisjon	
					0	

VEDLEGG A

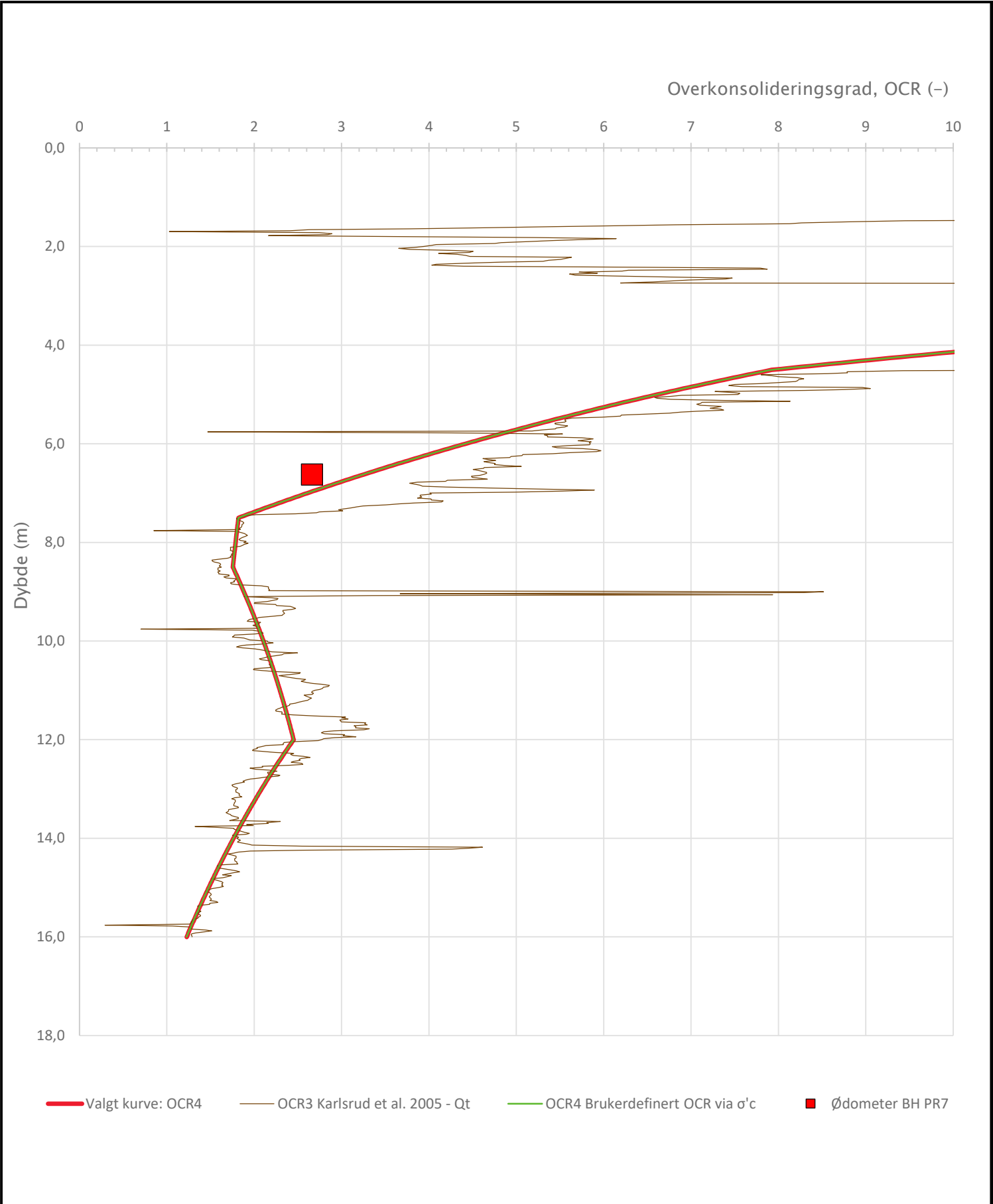
Tolkning av CPTu-trykksonderinger, SHANSEP-tolkninger og treaksialforsøk

INNHold

A1. Borpunkt TOT3	1
A1.1 In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning	1
A1.2 Overkonsolideringsgrad, OCR	2
A1.3 Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet	3
A1.4 Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet	4
A2. Borpunkt 101	5
A2.1 In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning	5
A2.2 Overkonsolideringsgrad, OCR	6
A2.3 Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet	7
A2.4 Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet	8
A3. Borpunkt PR7, SHANSEP normalisert	9
A3.1 In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning	9
A3.2 Overkonsolideringsgrad, OCR	10
A3.3 Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet	11
A4. Borpunkt MC18-14, SHANSEP normalisert	12
A4.1 In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning	12
A4.2 Overkonsolideringsgrad, OCR	13
A4.3 Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet	14
A5. Treaksialtolknninger	15
A5.1 Treakstolkning, PR7	15
A5.2 Treakstolkning, TOT3	16



Oppdragsnavn				Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 140.2
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim				TOT3			
Innhold						Sondenummer	
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger						6049	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse			
	OPV	SHO	SHO	1			
	Boreentreprenør	Dato sondering	Revisjon	Vedlegg			
		05.06.2024	0	A1.1			
			Rev. dato	24.09.2024			



Oppdragsnavn		Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 140.2
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim				TOT3	
Innhold				Sondennummer	
Overkonsolideringsgrad, OCR				6049	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	OPV	SHO	SHO	1	
Boreentreprenør	Dato sondering	Revisjon	Rev. dato	Vedlegg	
	05.06.2024	0	24.09.2024	A1.2	

Anisotropiforhold i figur:

Treaks BH TOT3: $c_uC/c_{ucptu} = 1,000$

Enaks BH TOT3: $c_{uuc}/c_{ucptu} = 0,630$

Konus BH TOT3: $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,630$



Oppdragsnavn

Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim

Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02

Borhull Kote 140.2

TOT3

Innhold

Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet

Sondennummer

6049



Utført

OPV

Kontrollert

SHO

Godkjent

SHO

Anvend.klasse

1

Boreentreprenør

Dato sondering

05.06.2024

Revisjon

0

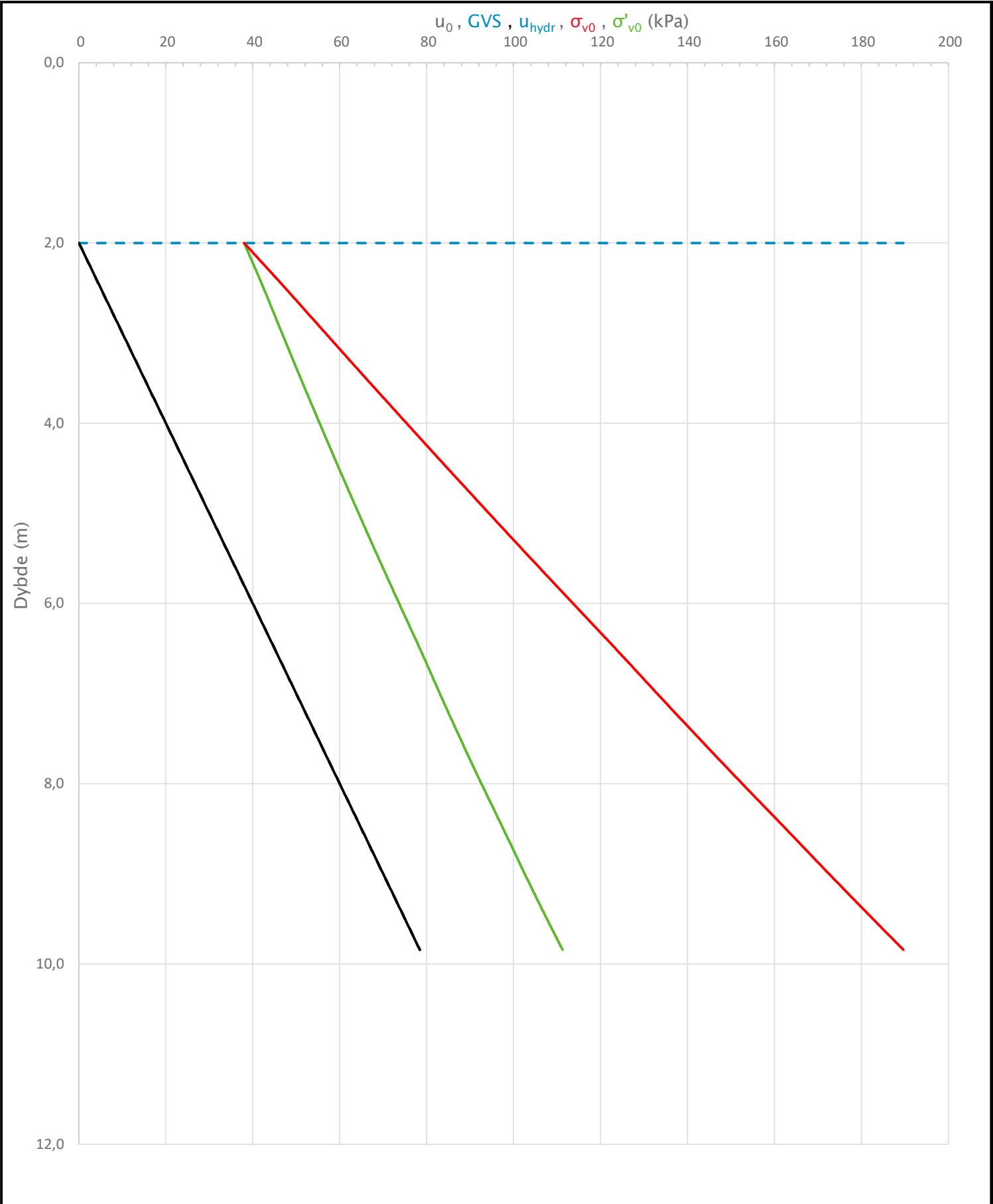
Rev. dato

24.09.2024

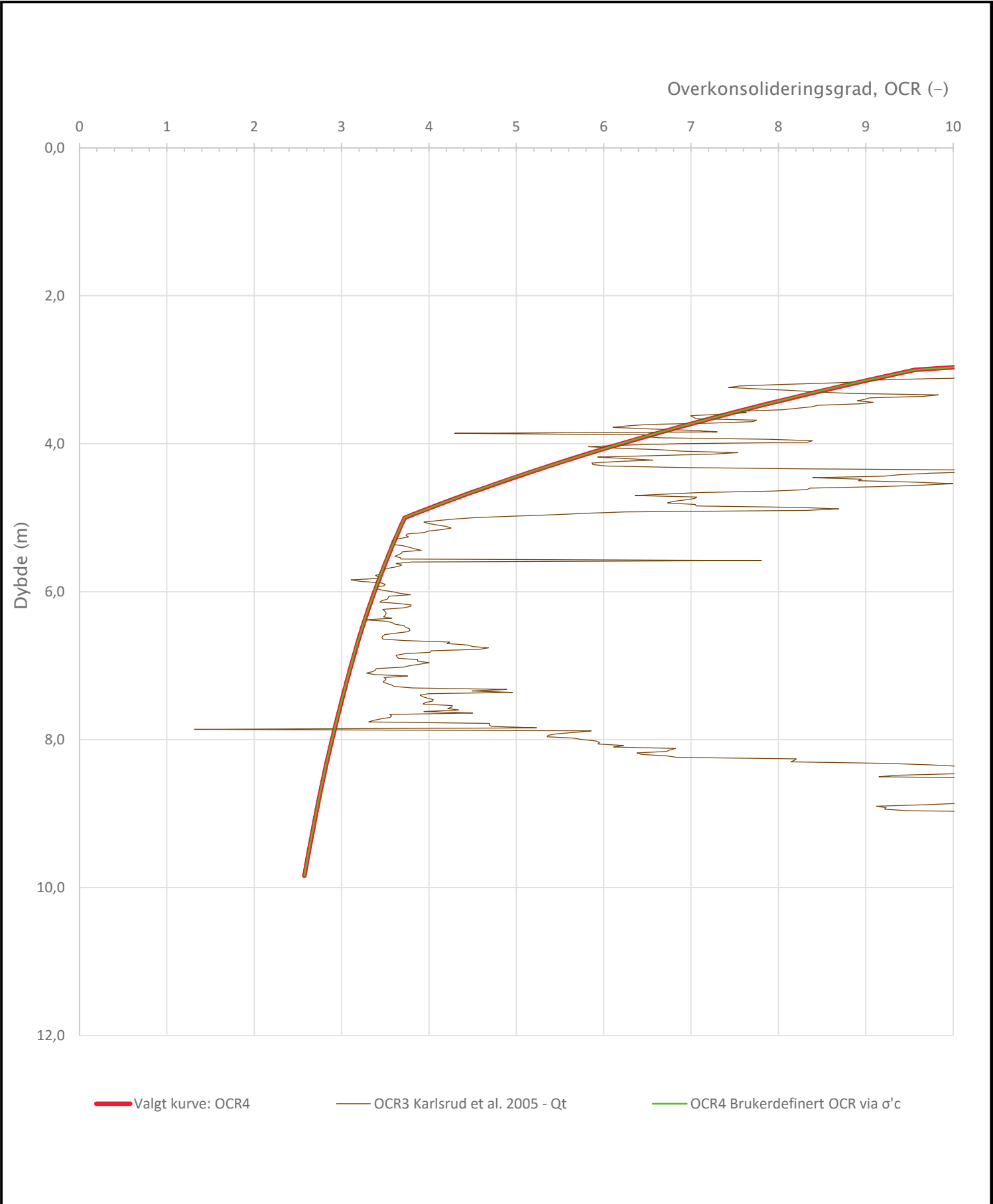
Vedlegg

A1.3

Sonde og utførelse						
Sondennummer	6049		Boreleder		TRW	
Type sonde	Nova		Temperaturendring (°C)		11,9	
Kalibreringsdato	17.04.2024		Maks helning (°)		4,0	
Dato sondering	05.06.2024		Maks avstand målinger (m)		0,02	
Filtertype						
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		0,5		2	
Måleområde (MPa)	50		0,5		2	
Skaleringsfaktor	1299		4349		3555	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,5873		0,0088		0,0215	
Arealforhold	0,8340		0,0010			
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	15,261		0,21		1,329	
Temperaturområde (°C)	35					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	7187,7		117,1		259,7	
Registrert etter sondering (kPa)	15,3		-2,4		-1,0	
Avvik under sondering(kPa)	15,3		2,4		1,0	
Maksimal temperatureffekt (kPa)	5,2		0,1		0,5	
Maksverdi under sondering (kPa)	4952,4		155,7		540,4	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	21,1	0,4	2,5	1,6	1,5	0,3
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	1	1	1	1	1	1
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon		Poretrykk		Helning	
OK	OK		OK		OK	
Kommentarer:						
Oppdragsnavn			Saksnummer: 24-0156		Dokument: GEORAP02	
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim			Borhull		Kote 140.2	
					TOT3	
Innhold			Sondennummer			
Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet			6049			
	Utført	Kontrollert	Godkjent		Anvend.klasse	
	OPV	SHO	SHO		1	
	Boreentreprenør	Dato sondering	Revisjon		Vedlegg	
		05.06.2024	0		A1.4	
			Rev. dato 24.09.2024			

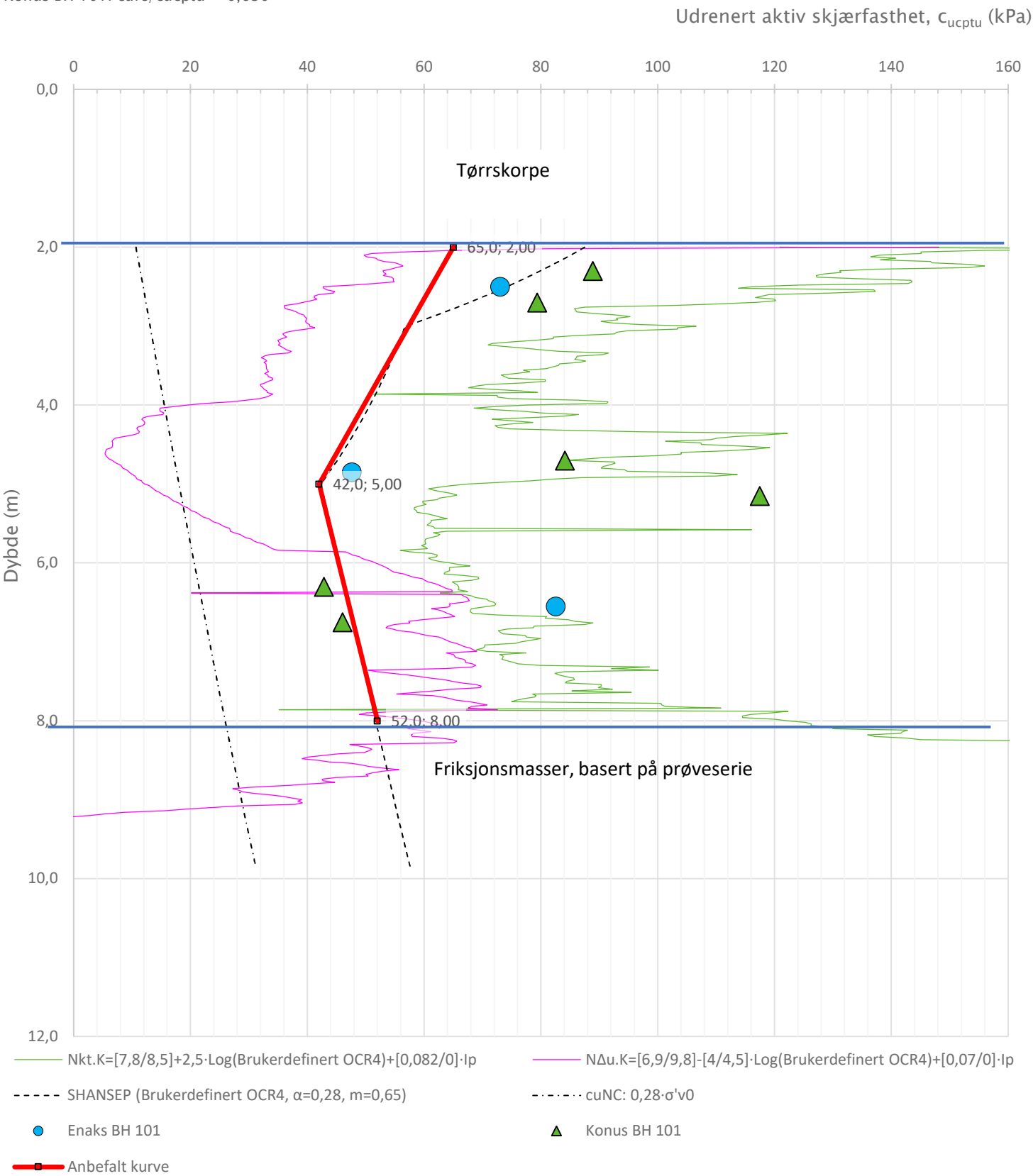


Oppdragsnavn				Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 146.7
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim						101	
Innhold						Sondenummer	
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger						6049	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse			
	OPV	SHO	SHO	1			
	Boreentreprenør	Dato sondering	Revisjon	0	Vedlegg		
		03.09.2024	Rev. dato	24.09.2024	A2.1		



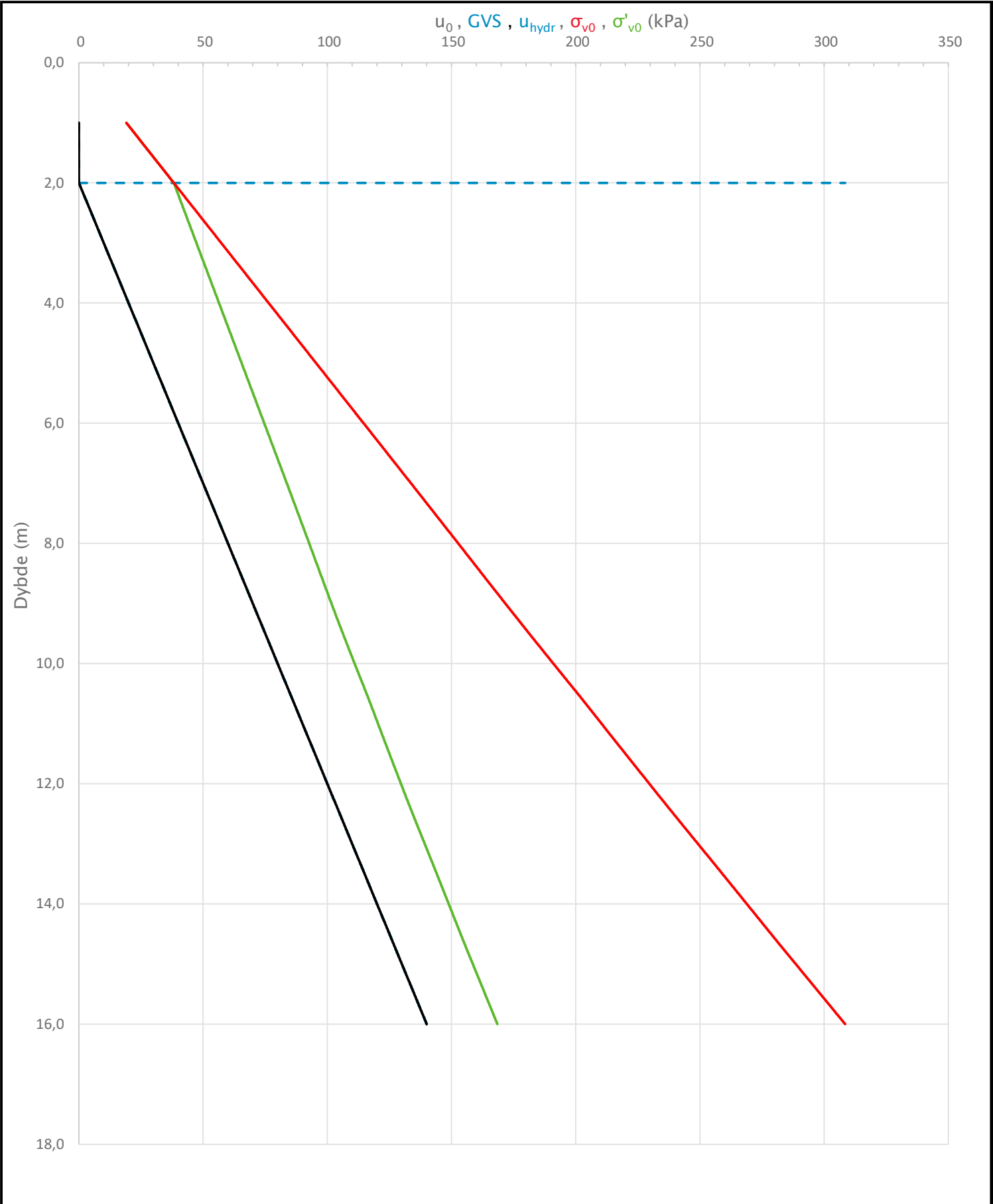
Oppdragsnavn				Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 146.7
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim						101	
Innhold						Sondennummer	
Overkonsolideringsgrad, OCR						6049	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		1	
	OPV	SHO	SHO				
	Boreentreprenør	Dato sondering	Revisjon	0	Vedlegg		A2.2
	03.09.2024	Rev. dato	24.09.2024				

Anisotropiforhold i figur:
Enaks BH 101: cuuc/cucptu = 0,630
Konus BH 101: cufc/cucptu = 0,630

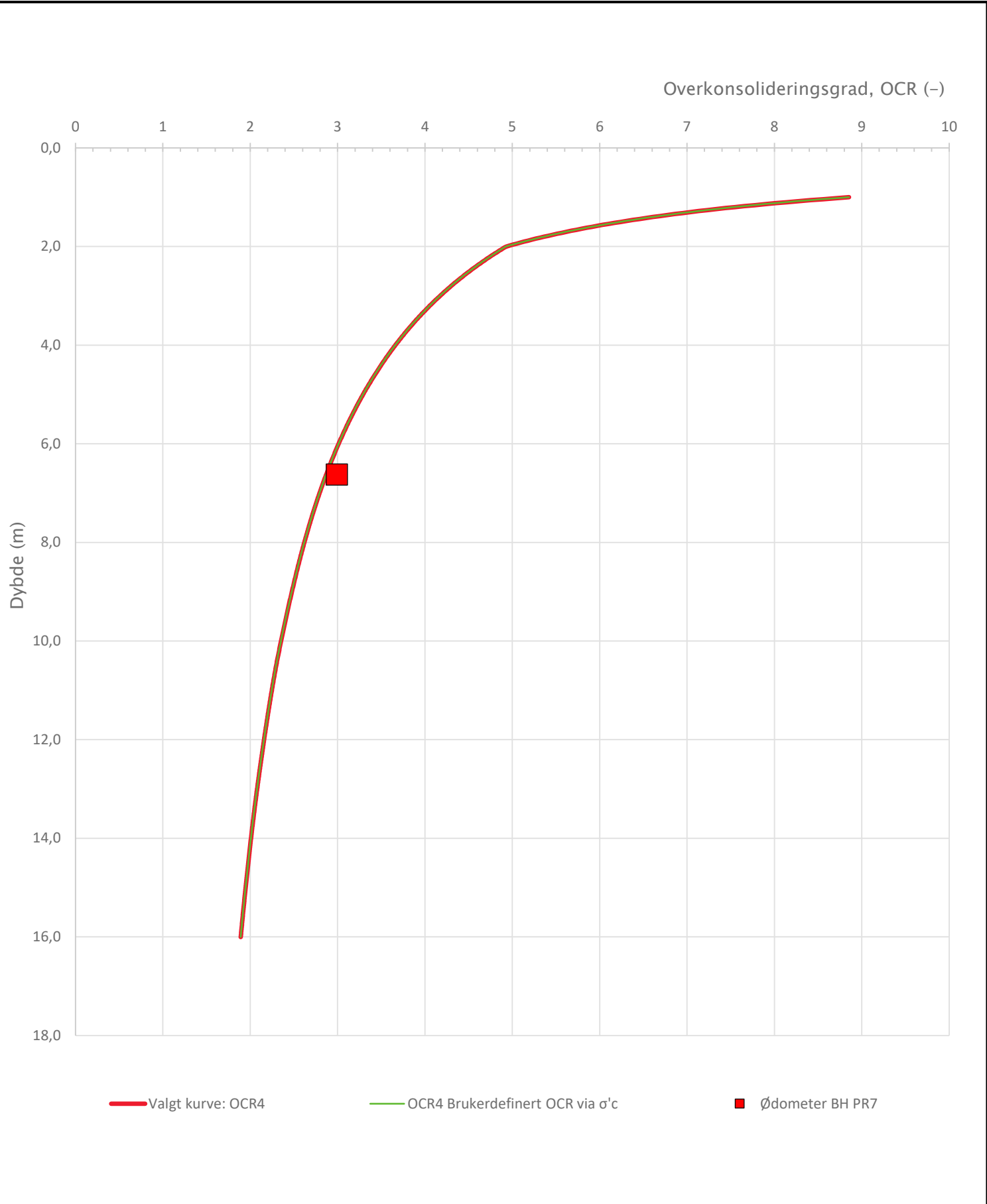


Oppdragsnavn		Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 146.7
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim				101	
Innhold				Sondennummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				6049	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	OPV	SHO	SHO	1	
Boreentreprenør	Dato sondering	Revisjon	Rev. dato	Vedlegg	
	03.09.2024	0	24.09.2024	A2.3	

Sonde og utførelse						
Sondennummer	6049		Boreleder		Olav	
Type sonde	Nova		Temperaturendring (°C)		60,7	
Kalibreringsdato	17.04.2024		Maks helning (°)		1,9	
Dato sondering	03.09.2024		Maks avstand målinger (m)		0,02	
Filtertype						
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		0,5		2	
Måleområde (MPa)	50		0,5		2	
Skaleringsfaktor	1299		4349		3555	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,5873		0,0088		0,0215	
Arealforhold	0,8340		0,0010			
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	15,261		0,21		1,329	
Temperaturområde (°C)	35					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	7273,4		113,3		260,1	
Registrert etter sondering (kPa)	-22,9		-0,9		-0,9	
Avvik under sondering(kPa)	22,9		0,9		0,9	
Maksimal temperatureffekt (kPa)	26,5		0,4		2,3	
Maksverdi under sondering (kPa)	6621,8		301,6		475,0	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	50,0	0,8	1,3	0,4	3,2	0,7
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	2	1	1	1	1	1
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon		Poretrykk		Helning	
OK	OK		OK		Ikke OK	
Kommentarer:						
Oppdragsnavn			Saksnummer: 24-0156		Dokument: GEORAP02	
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim			Borhull		Kote 146.7	
					101	
Innhold			Sondennummer			
Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet			6049			
	Utført		Kontrollert		Godkjent	
	OPV		SHO		SHO	
	Boreentreprenør		Dato sondering		Revisjon	
			03.09.2024		0	
			Rev. dato		24.09.2024	
					Vedlegg	
					A2.4	
					Anvend.klasse	
					1	

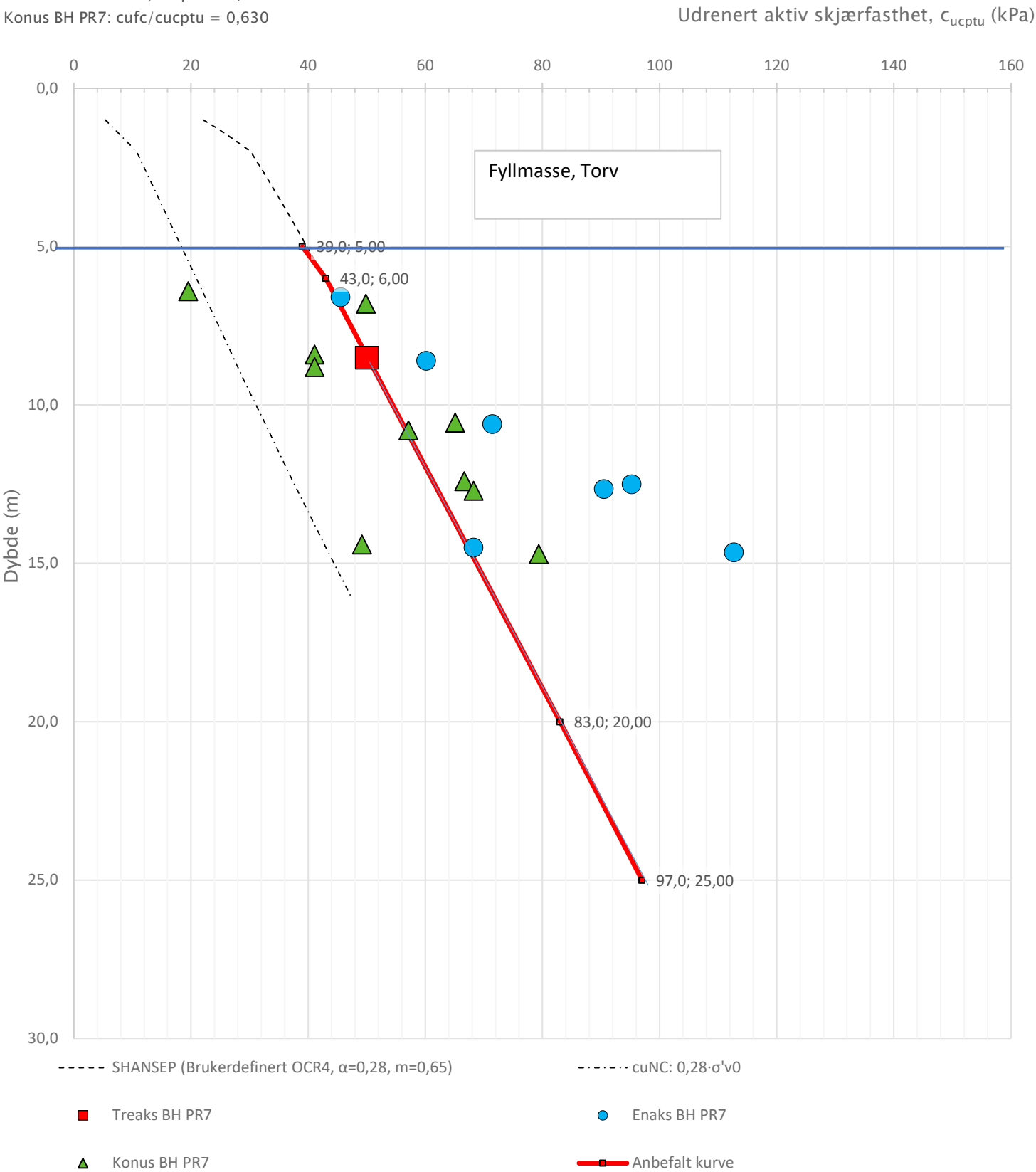


Oppdragsnavn			Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 140.5
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim					PR7	
Innhold					Sondenummer	
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger					-	
	Utført	Kontrollert	Godkjent		Anvend.klasse	
	OPV	SHO	SHO		-	
Boreentreprenør		Dato sondering	Revisjon	0	Vedlegg	
		05.06.2024	Rev. dato	24.09.2024		
					A3.1	

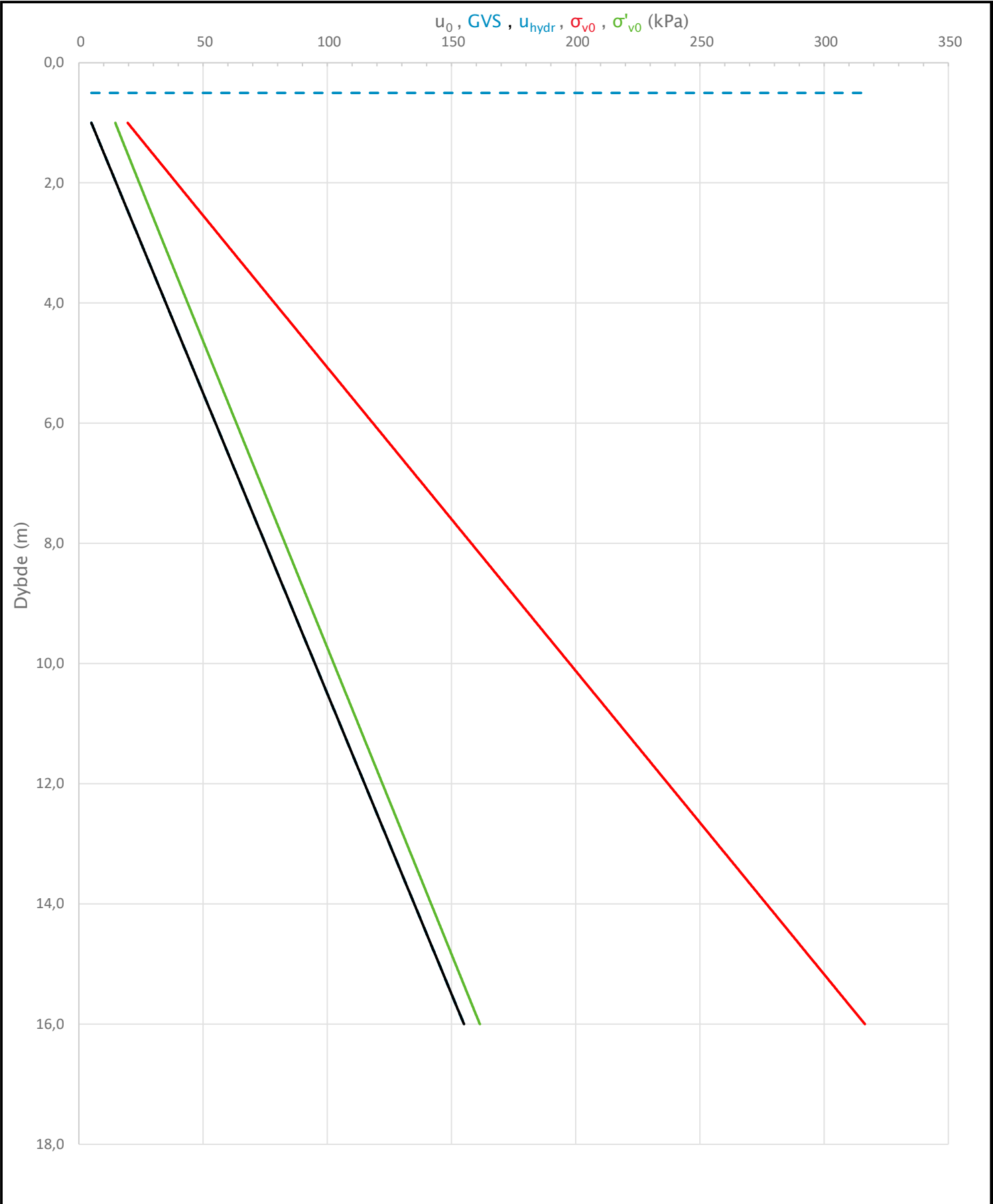


Oppdragsnavn				Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 140.5
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim				PR7			
Innhold				Sondenummer			
Overkonsolideringsgrad, OCR				-			
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse			
	OPV	SHO	SHO	-			
	Boreentreprenør	Dato sondering	Revisjon	Vedlegg			
	05.06.2024	Rev. dato	0	A3.2			
			24.09.2024				

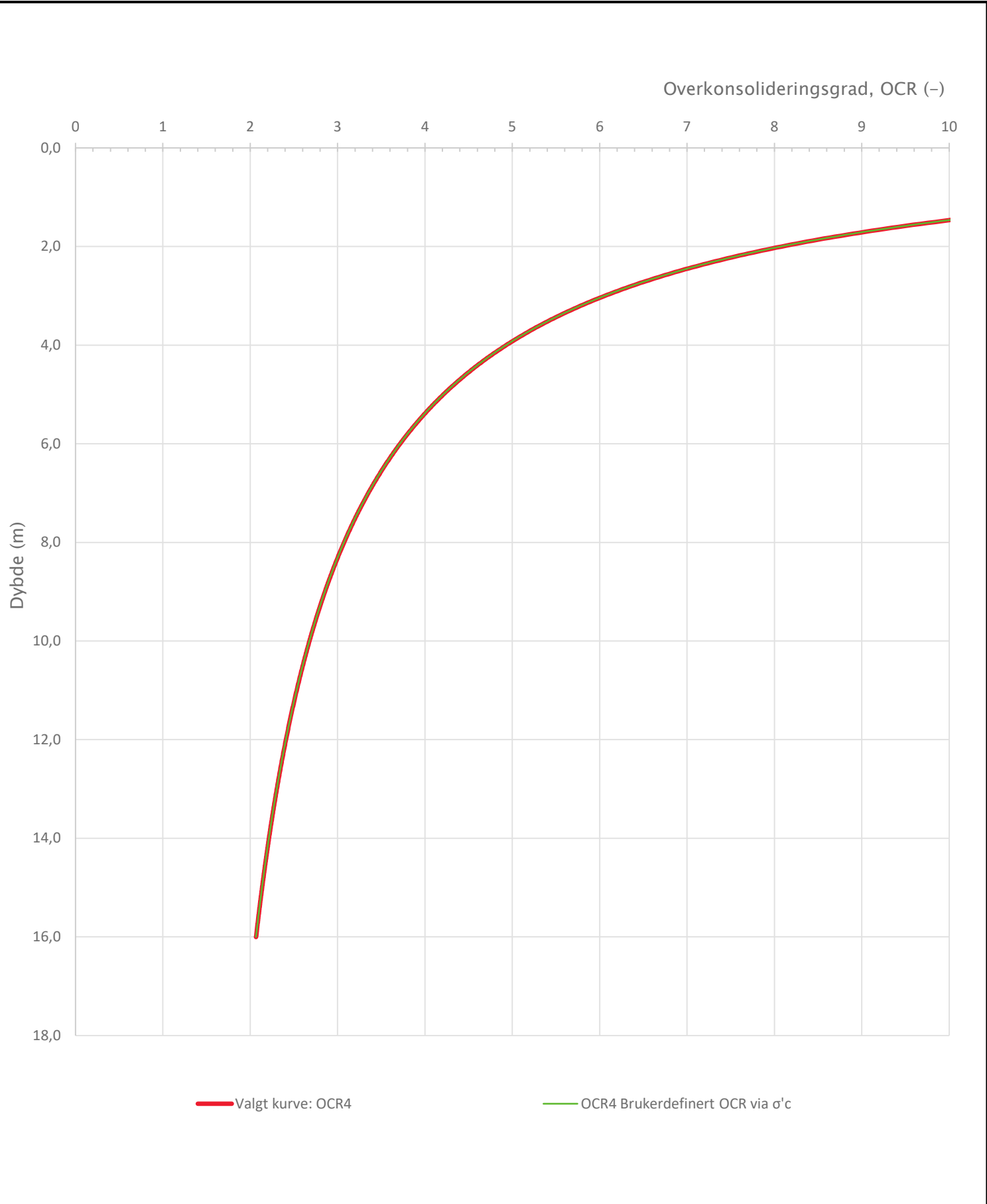
Anisotropiforhold i figur:
Treaks BH PR7: $c_uC/c_{ucptu} = 1,000$
Enaks BH PR7: $c_{uuc}/c_{ucptu} = 0,630$
Konus BH PR7: $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,630$



Oppdragsnavn		Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 140.5
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim				PR7	
Innhold				Sondenummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet, basert på SHANSEP				-	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	OPV	SHO	SHO	-	
Boreentreprenør	Dato sondering	Revisjon	0	Vedlegg	
	05.06.2024	Rev. dato	24.09.2024	A3.3	

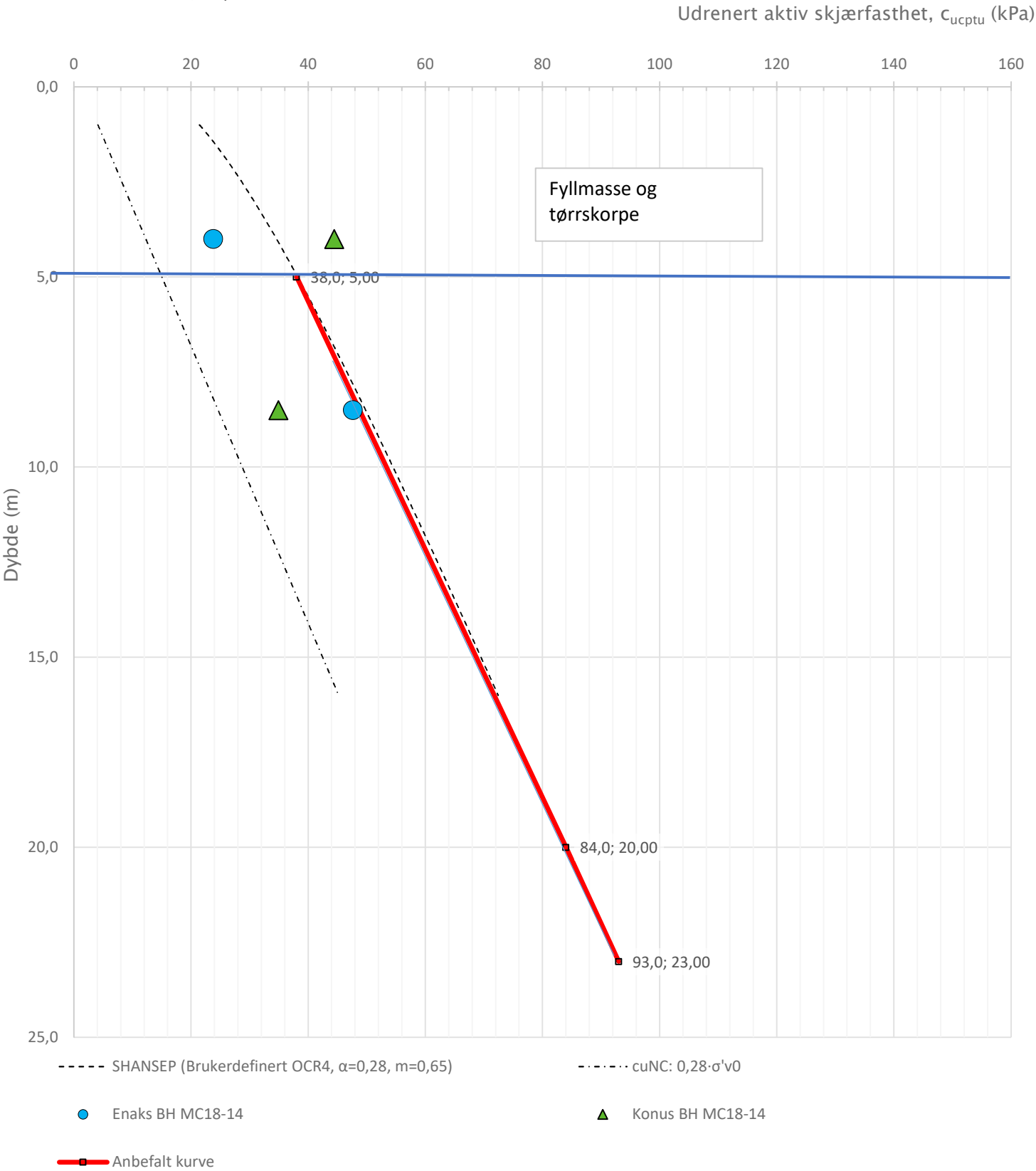


Oppdragsnavn			Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 131.3
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim					MC18-14	
Innhold					Sondenummer	
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger					-	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	OPV	SHO	SHO	-		
	Boreentreprenør	Dato sondering	Revisjon	Vedlegg		
		05.06.2024	0	A4.1		
			24.09.2024			

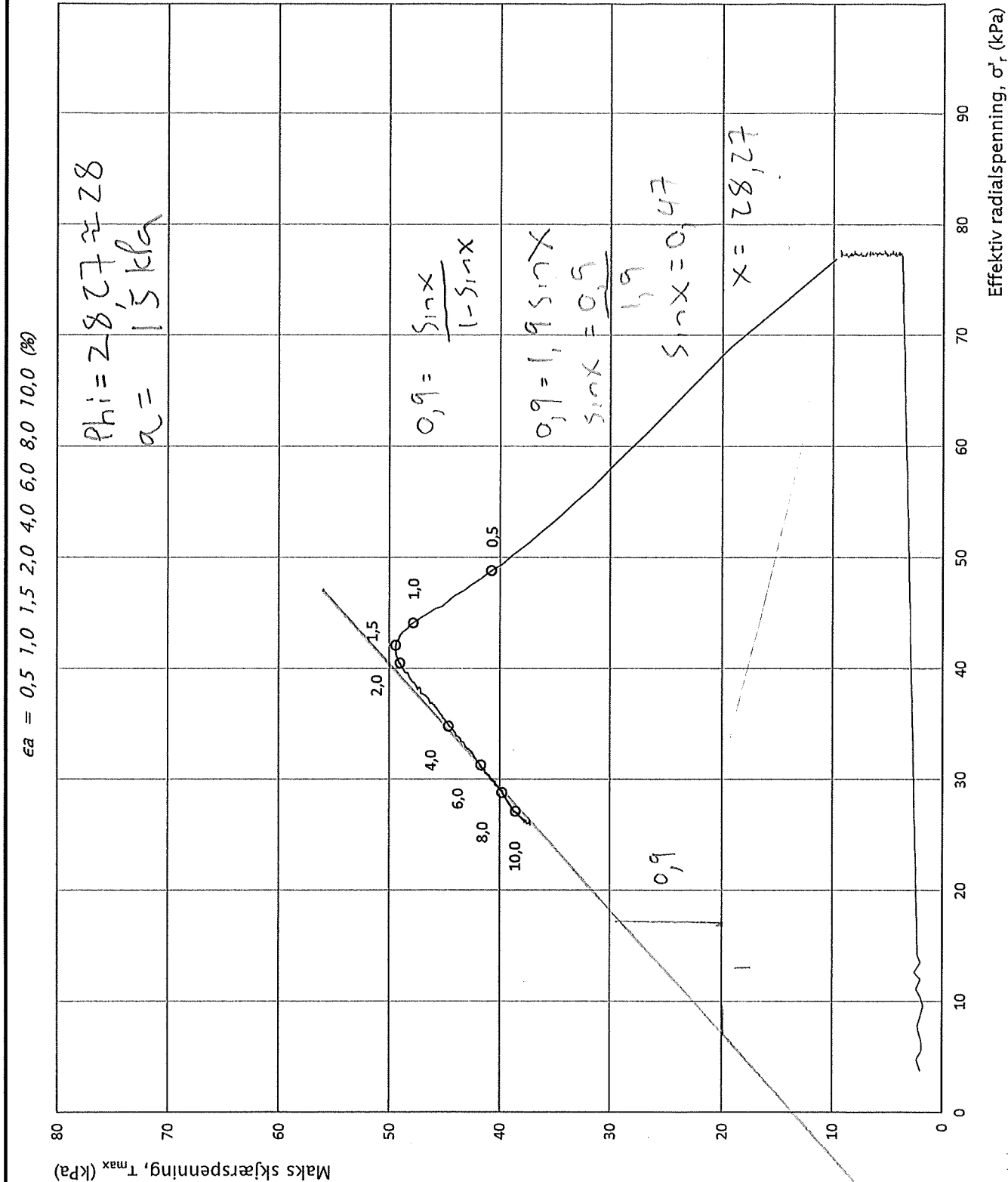


Oppdragsnavn		Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 131.3
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim				MC18-14	
Innhold				Sondenummer	
Overkonsolideringsgrad, OCR				-	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	OPV	SHO	SHO	-	
Boreentreprenør	Dato sondering		Revisjon	Vedlegg	
	05.06.2024		Rev. dato		
			0	A4.2	
			24.09.2024		

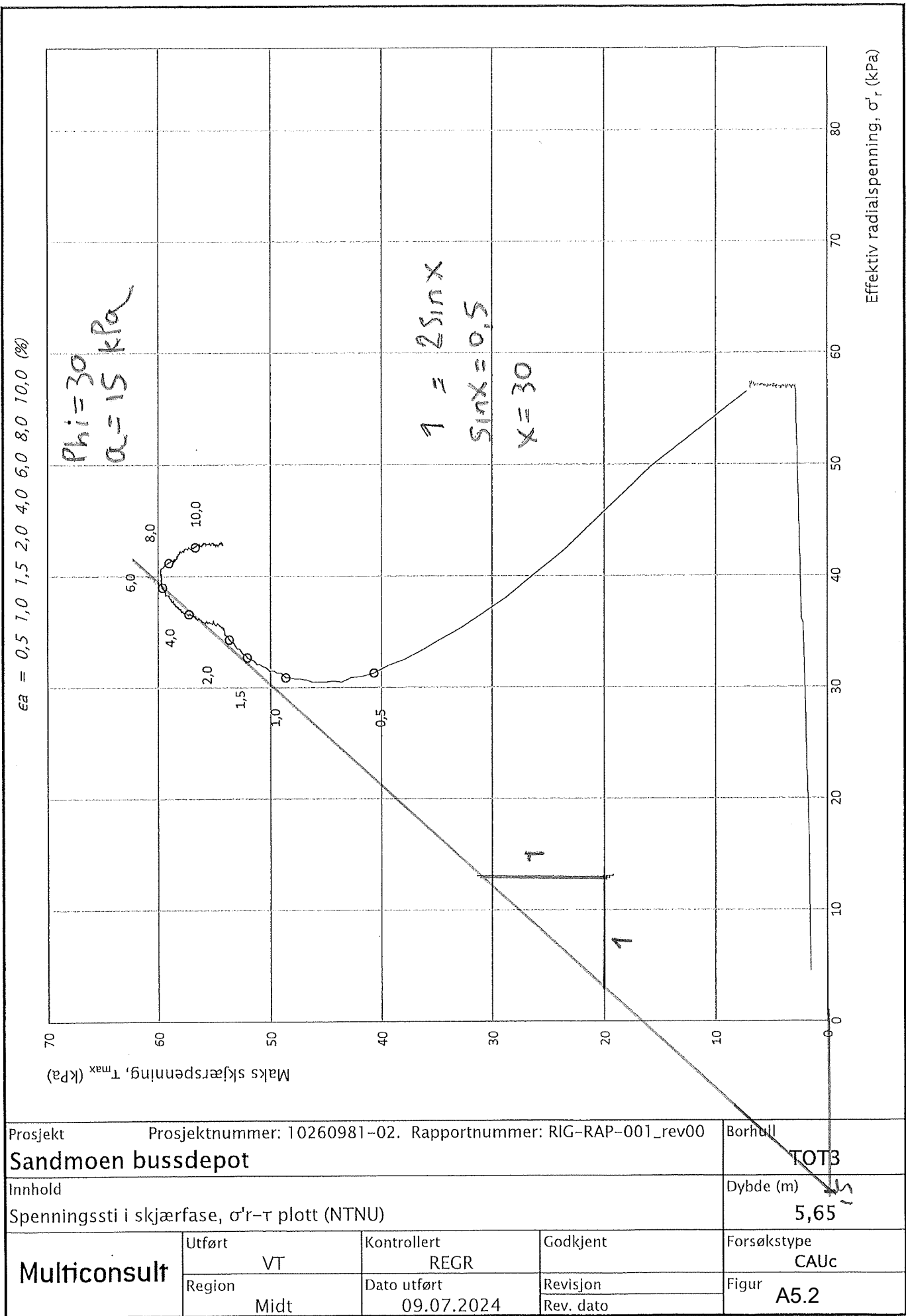
Anisotropiforhold i figur:
Enaks BH MC18-14: $c_{uuc}/c_{ucptu} = 0,630$
Konus BH MC18-14: $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,630$



Oppdragsnavn			Saksnummer: 24-0156 Dokument: GEORAP02		Borhull	Kote 131.3
Sandmoen bussdepot, 313/651, Trondheim					MC18-14	
Innhold					Sondenummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet, basert på SHANSEP					-	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	OPV	SHO	SHO	-		
	Boreentreprenør	Dato sondering	Revisjon	Vedlegg		
	05.06.2024	Rev. dato				
			0	A4.3		
			24.09.2024			



Prosjekt		Prosjektnummer: 10260981-02. Rapportnummer: RIG-RAP-001_rev00			Borhull
Sandmoen bussdepot					PRZ
Innhold		Spenningssti i skjærfase, σ'_r - τ plott (NTNU)			Dybde (m)
					8,50
Multiconsult	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	VT	REGR		CAUc	
	Region	Dato utført	Revisjon	Figur	
	Midt	09.07.2024	0		
		Rev. dato			A5.1

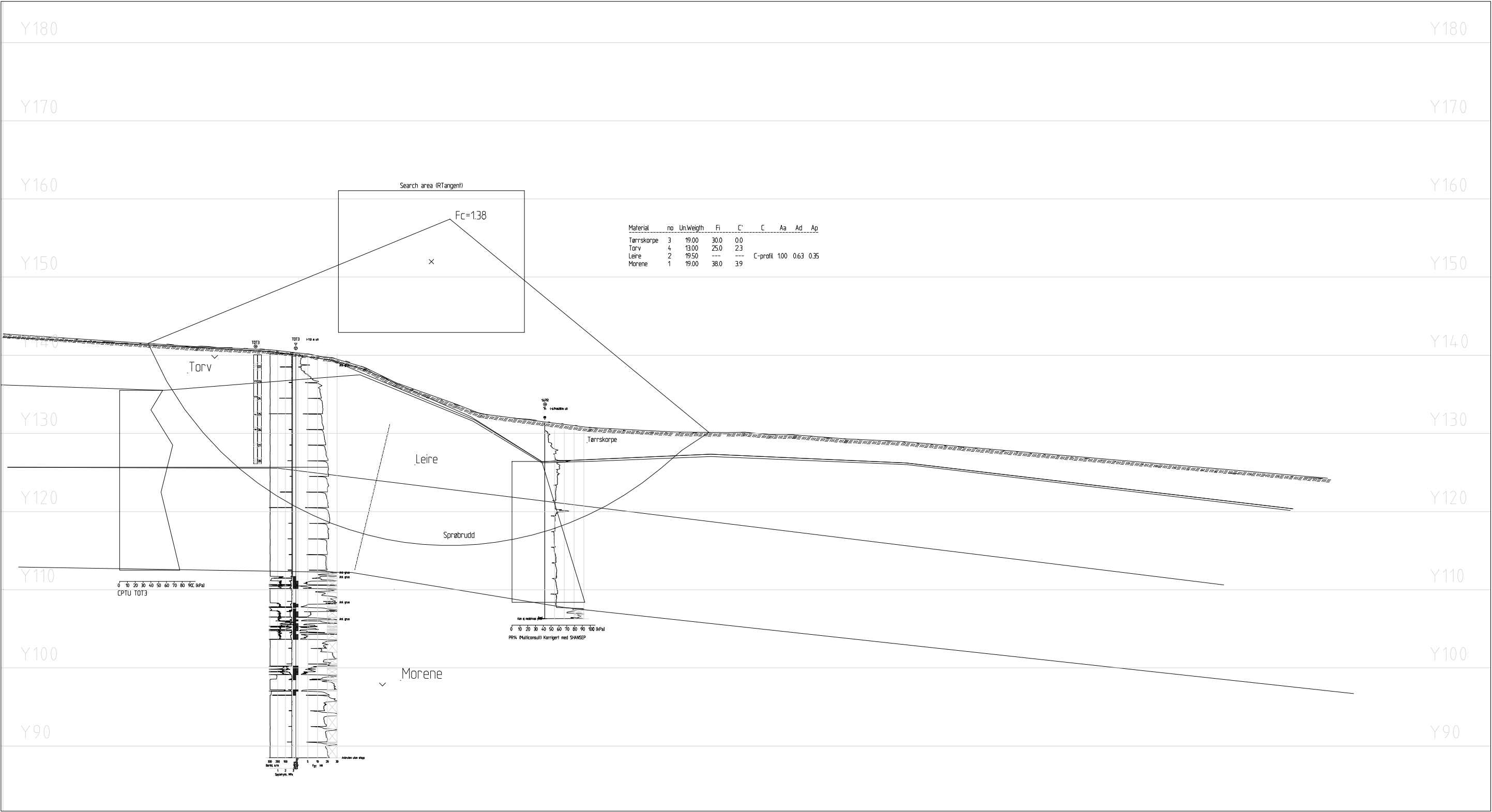


VEDLEGG B

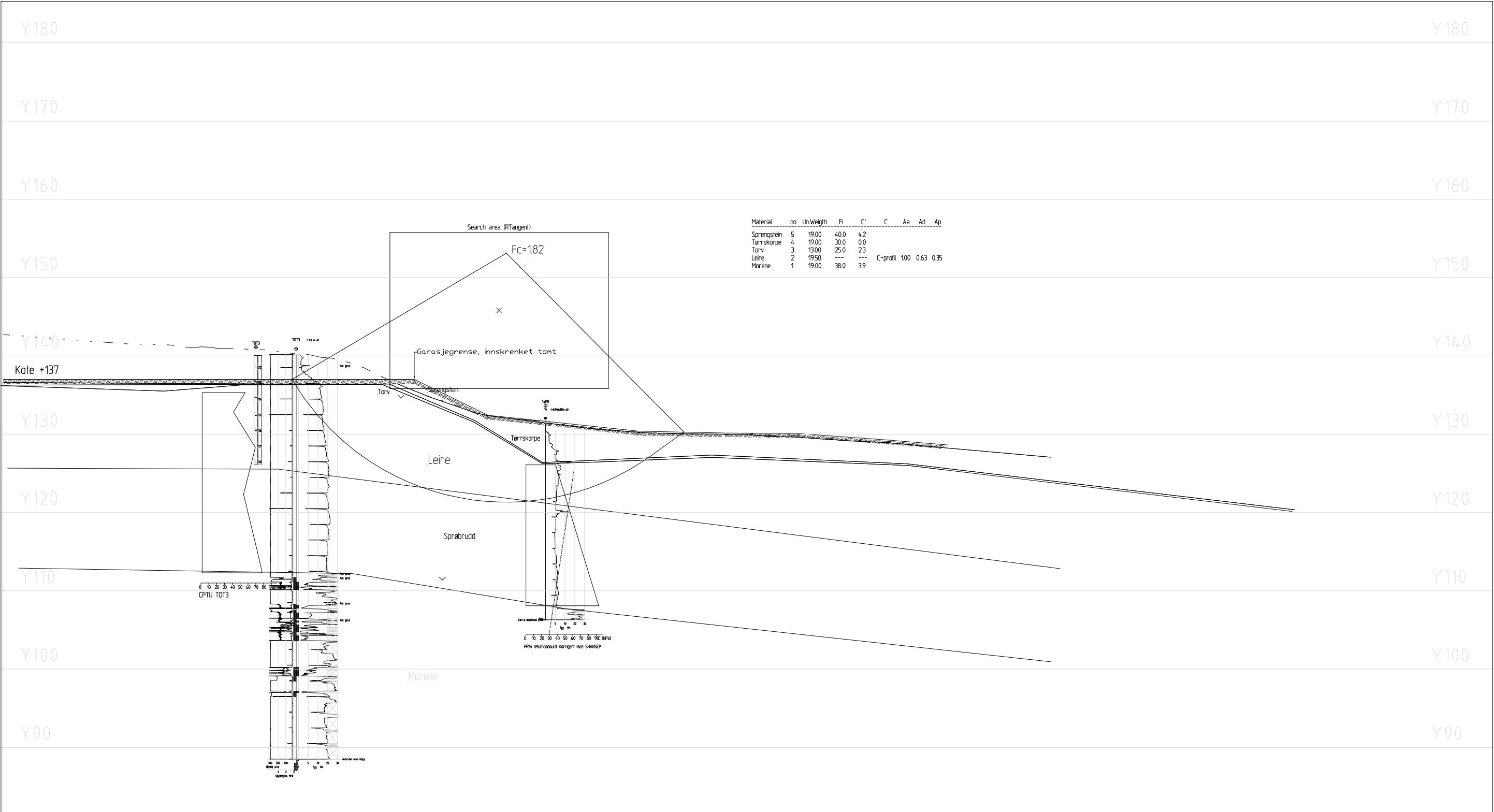
Resultater av stabilitetsberegninger

INNHold

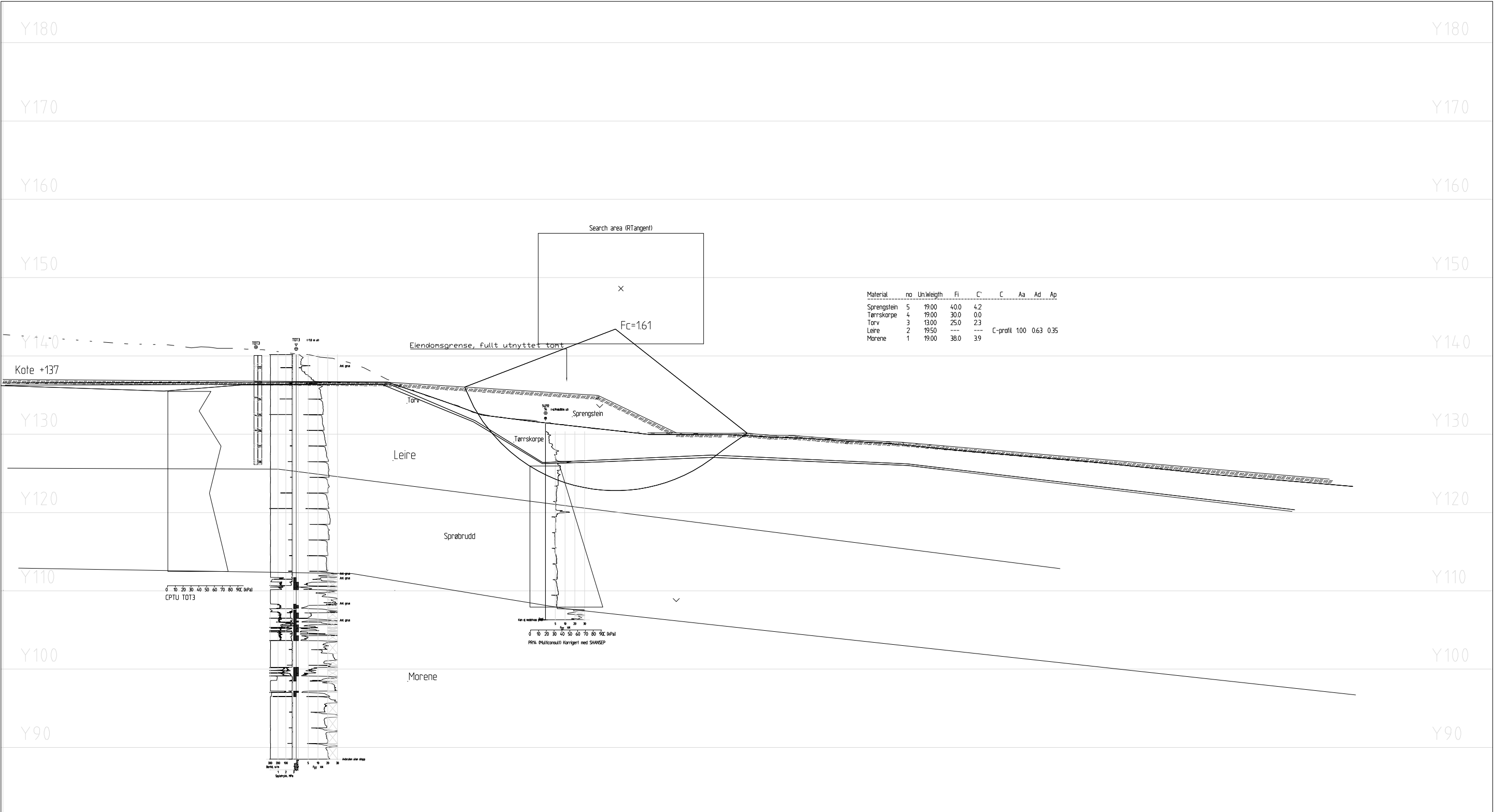
B1. Profil A	1
B1.1 Dagens situasjon, SU	1
B1.2 Dagens situasjon, AFI	1
B1.3 Su med lettklinkerfylling	2
B1.4 Su, innskrenket bussdepot.....	4
B1.5 Su, forbelastning	5
B1.6 Afi med lettklinker	6
B1.7 Afi, innskrenket bussdepot.....	7
B1.8 Afi, forbelastning	8
B2. Profil B	8
B2.1 Su, eksisterende situasjon	8
B2.2 Su, etter utgraving	9
B2.3 Afi, dagens situasjon.....	10
B2.4 Afi, etter utgraving	10
B3. Profil C	12
B3.1 Skredmekanisme	12



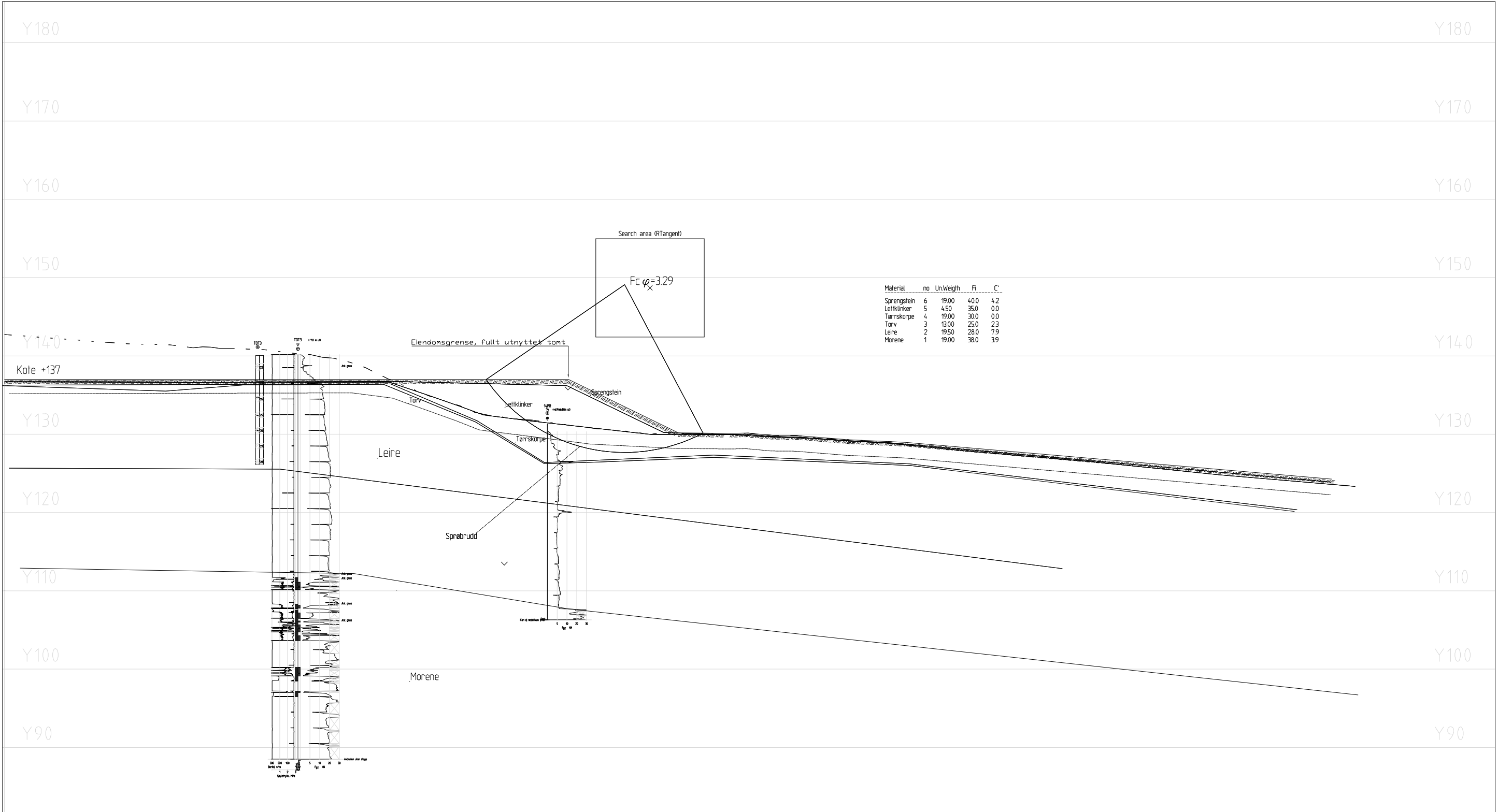
Rekvirent Trøndelag fylkeskommune	Emne Profil A, Dagens situasjon, SU		
	Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim	Saksnummer 24-0156	Dato 18-09-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune		Utført av OPV
	0 5 10 15 20 25 m		Vedlegg B1.1
DMR®		Format A3	
		Målestokk 1:500	



Rekvirent Trøndelag fylkeskommune	Emne Profil A, innskrenkning, SU		
	Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim	Saksnummer 24-0156	Dato 23-10-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune	Utført av OPV	Vedlegg B1.4
	05102025	Format A3	

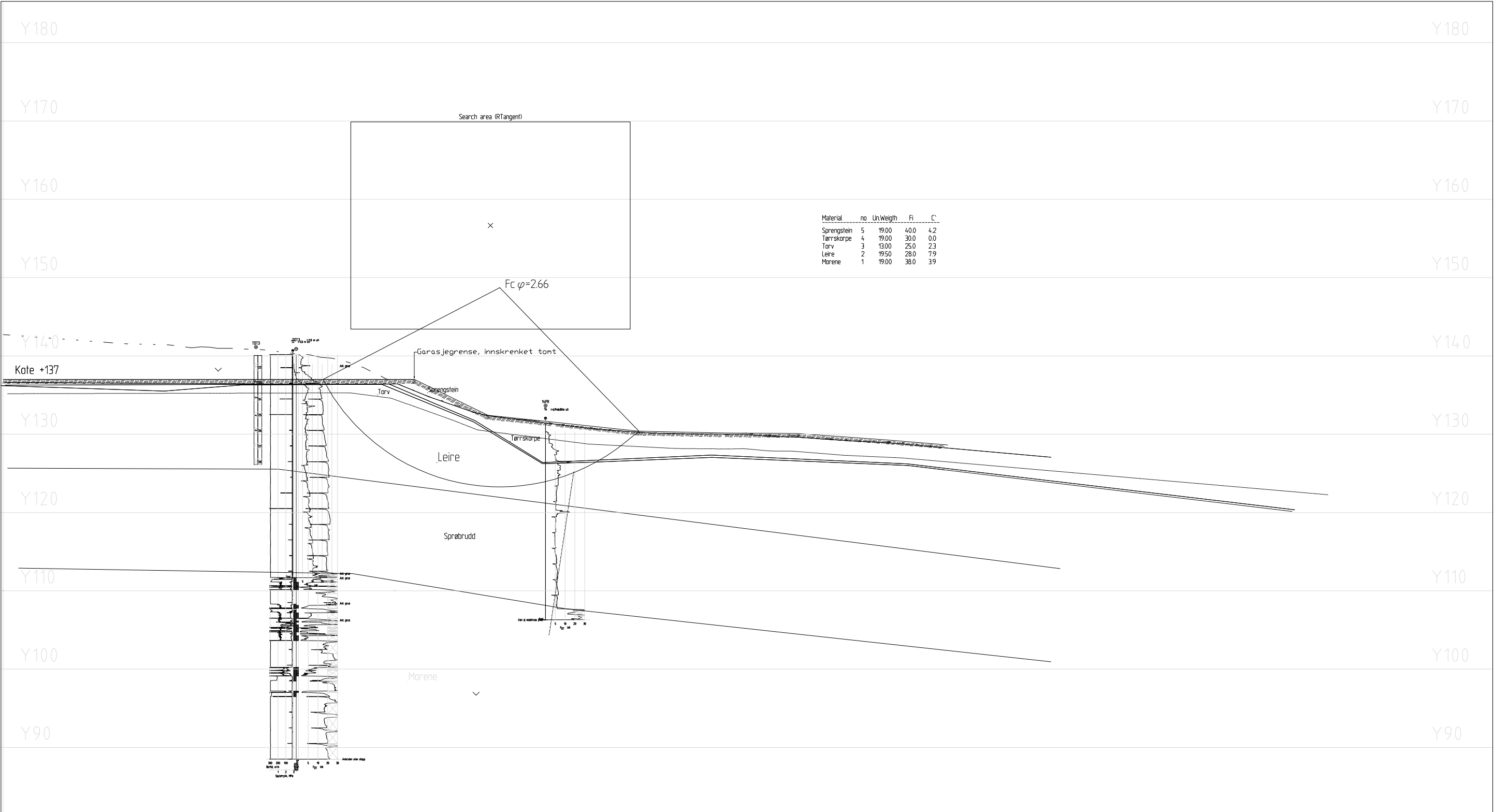


Rekvirent Trøndelag fylkeskommune		Emne Profil A, Forbelastning, SU			
		Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim		Saksnummer 24-0156	Dato 23-10-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS		Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune		Utført av OPV	Vedlegg B1.5
		0 5 10 15 20 25 m Målestokk 1:500		Format A3	



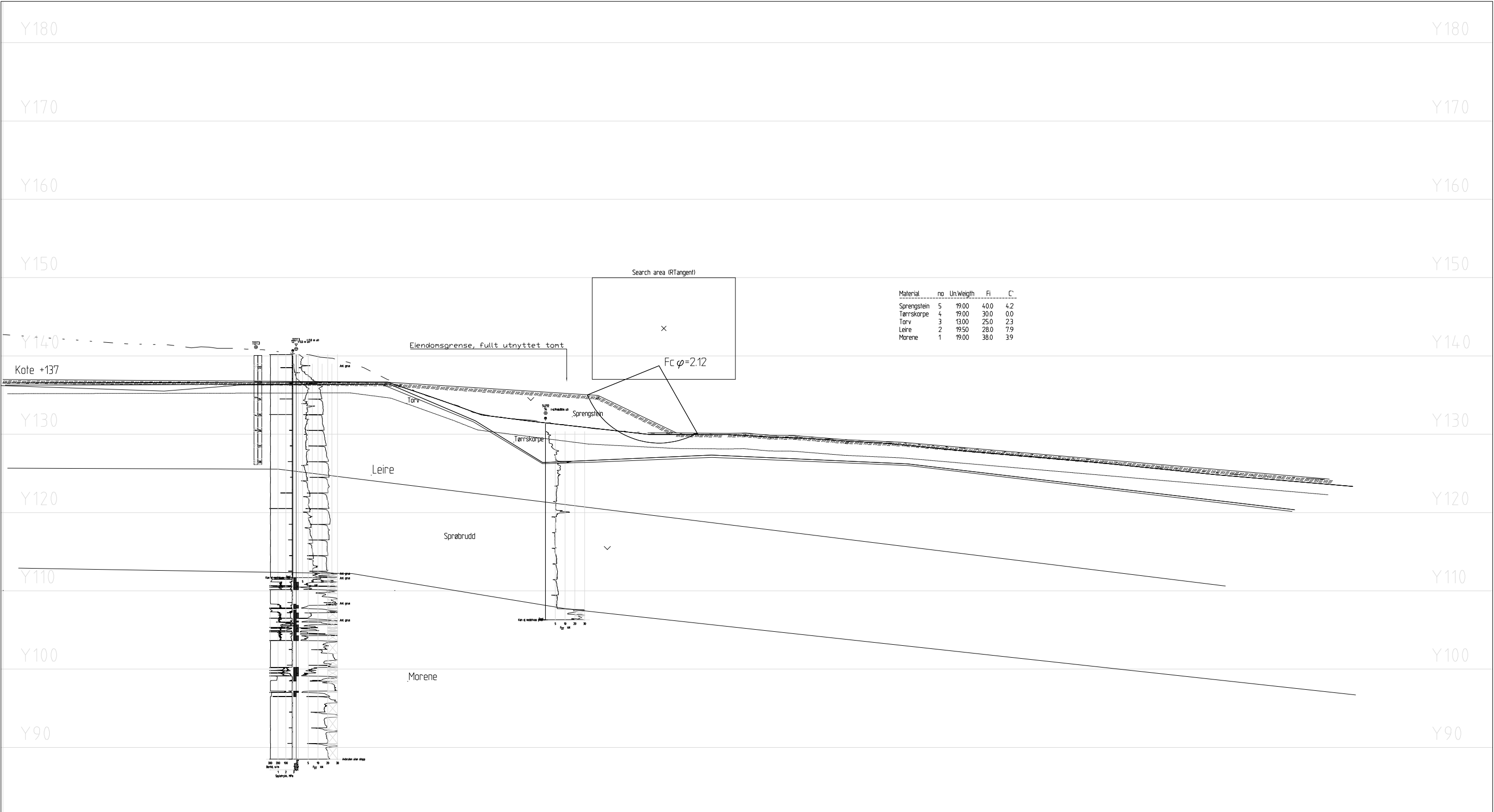
Rekvirent Trøndelag fylkeskommune	Emne Profil A, med lettklinkerfylling, AFI		
	Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim	Saksnummer 24-0156	Dato 23-10-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune	Utført av OPV	Vedlegg B1.6
	0 5 10 15 20 25 m	Målestokk 1:500	



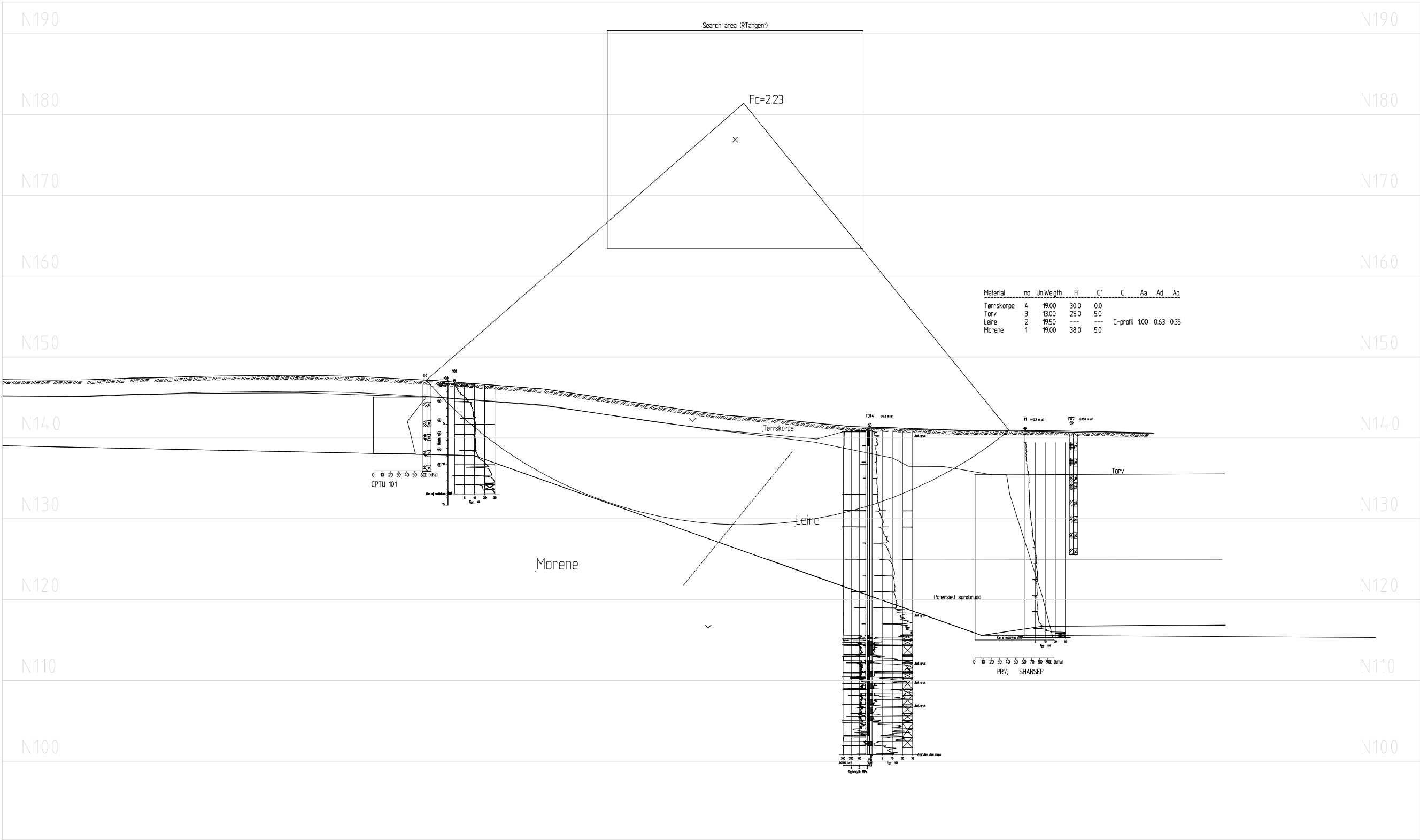


Rekvirent Trøndelag fylkeskommune	Emne Profil A, med innskrenkning, AFI		
	Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim	Saksnummer 24-0156	Dato 23-10-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune	Utført av OPV	Vedlegg B1.7
	0 5 10 15 20 25 m	Målestokk 1:500	

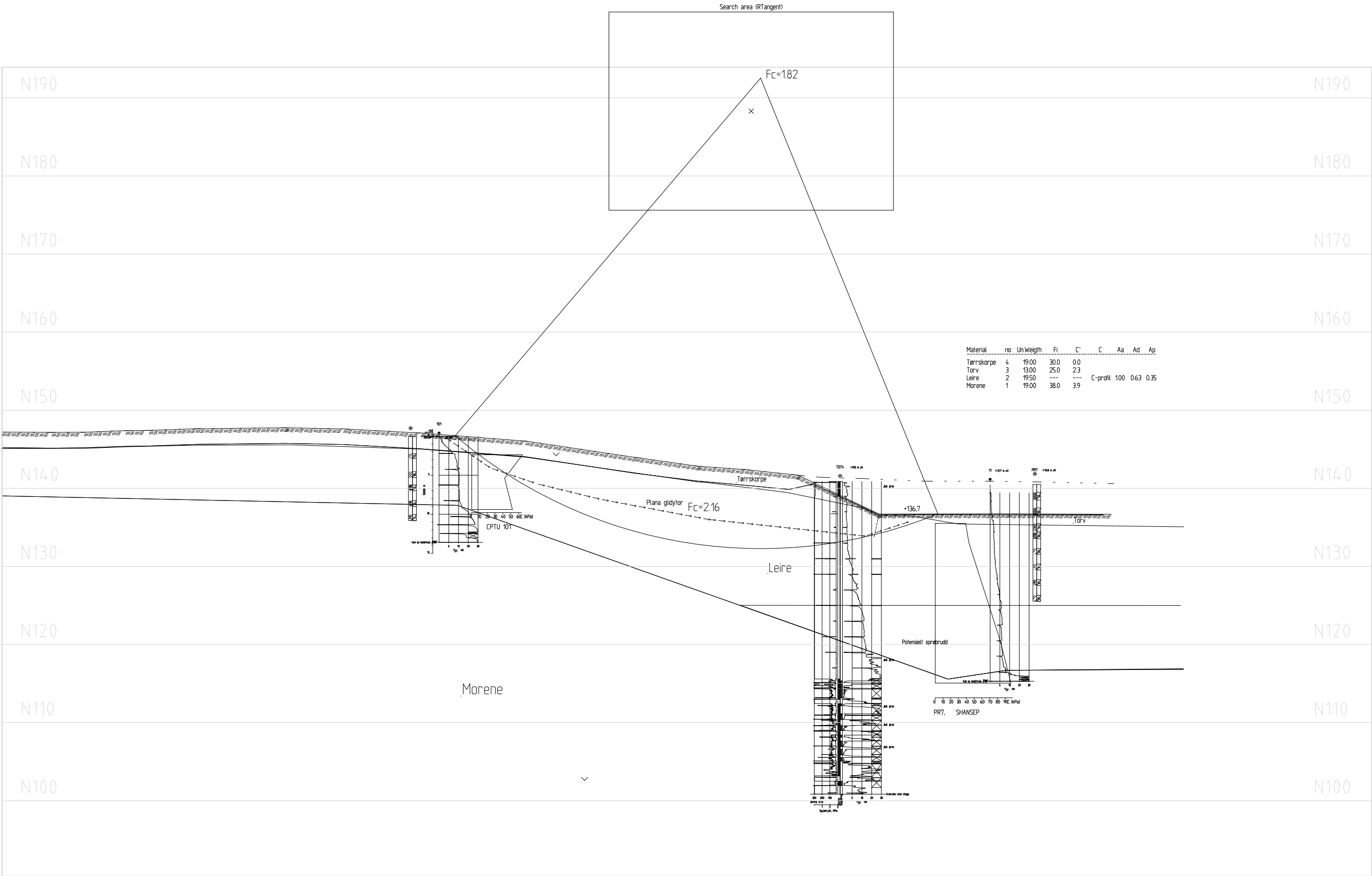




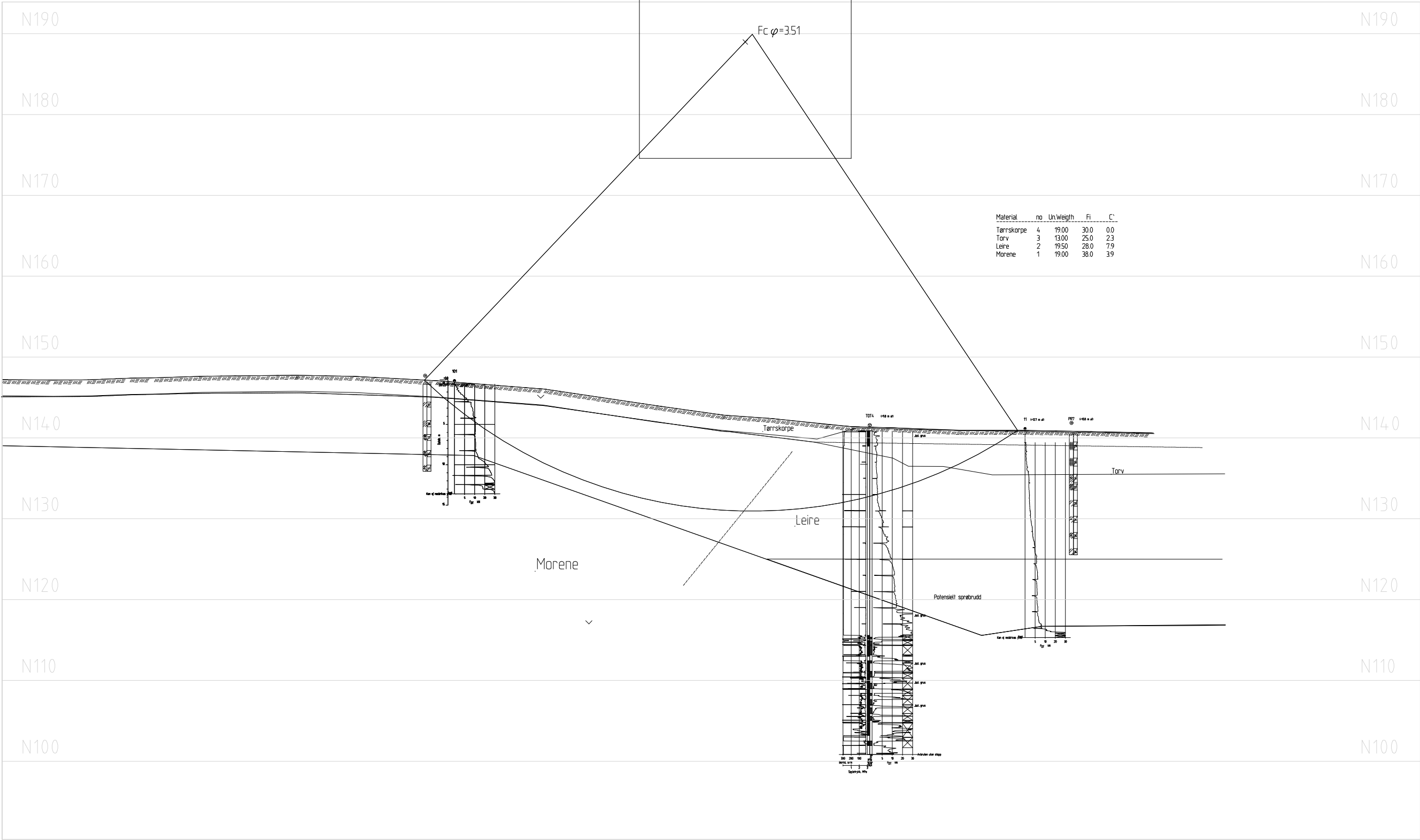
Rekvirent Trøndelag fylkeskommune		Emne Profil A, forbelastning, Afi		
		Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim	Saksnummer 24-0156	Dato 23-10-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS		Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune	Utført av OPV	Vedlegg B1.8
		0510152025 m Målestokk 1:500	Format A3	



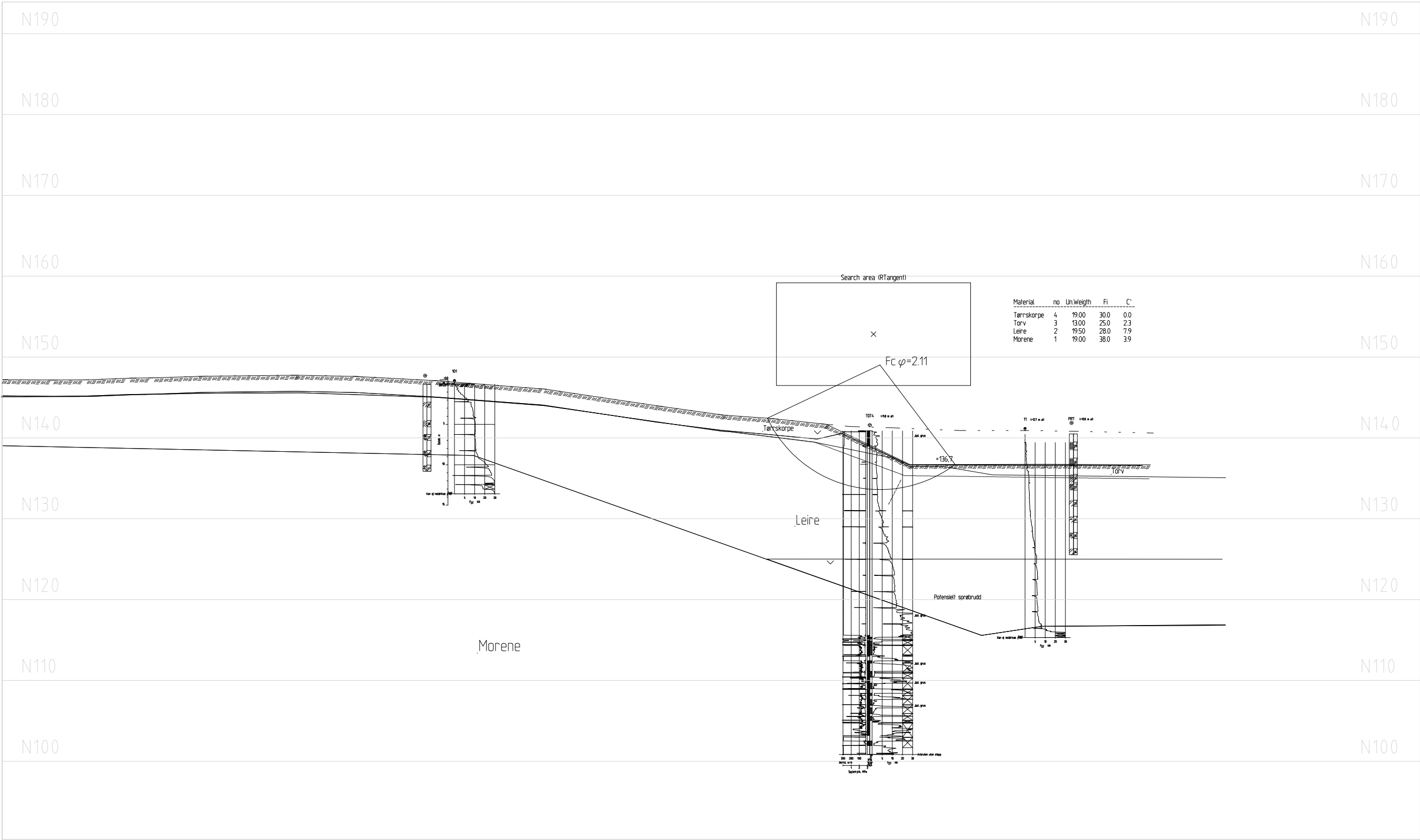
Rekvirent Trøndelag fylkeskommune		Emne Profil B, SU, eksisterende situasjon		
		Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim	Saksnummer 24-0156	Dato 18-09-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS		Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune	Utført av OPV	Vedlegg B2.1
		0 5 10 15 20 25 m	Målestokk 1:500	



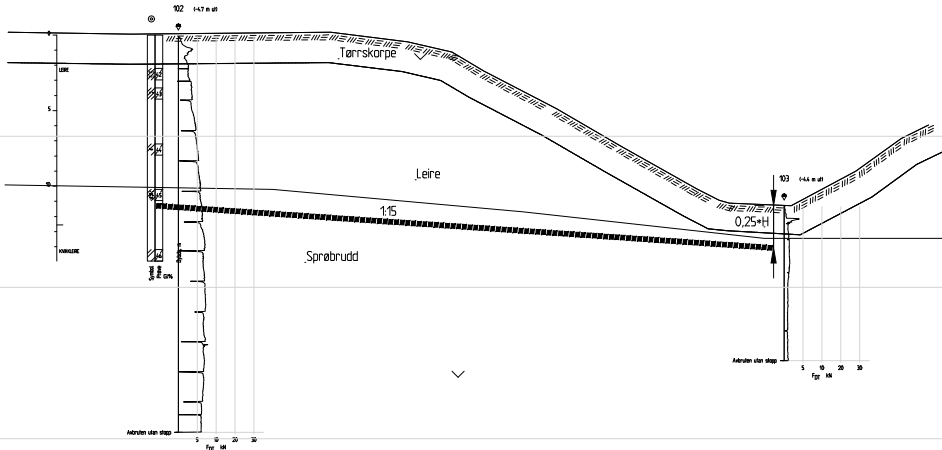
Rekvirent Trøndelag fylkeskommune	Emne Profil B, SU, etter utgraving		
	Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim	Saksnummer 24-0156	Dato 18-09-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune		Utført av OPV
	0 5 10 15 20 25 m		Vedlegg B2.2
DMR®		Format A3	
		Målestokk 1:500	



Rekvirent Trøndelag fylkeskommune	Emne Profil B, Afi, eksisterende situasjon		
	Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim	Saksnummer 24-0156	Dato 18-09-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS	Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune		Utført av OPV
	0 5 10 15 20 25 m Målestokk 1:500		Format A3
DMR®		Vedlegg B2.3	



Rekvirent Trøndelag fylkeskommune		Emne Profil B, Afi, etter utgraving			
		Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim		Saksnummer 24-0156	Dato 18-09-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS		Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune		Utført av OPV	Vedlegg B2.4
		0 5 10 15 20 25 m Målestokk 1:500		Format A3	

N190	N190
N180	N180
N170	N170
N160	N160
N150	N150
N140	N140
L=5*H=57,5 	
N130	N130
N120	N120
N110	N110
N100	N100

Rekvirent Trøndelag fylkeskommune	Emne Skredmekanisme, profil C		
	Adresse Kvenhildstrøa, 7093 Trondheim	Saksnummer 24-0156	Dato 18-09-2024
DMR Miljø og Geoteknikk AS 	Gnr./bnr. 313/651, Trondheim kommune		Utført av OPV
	0510152025 m Målestokk 1:500		Vedlegg B3.1