

FEBRUAR 2018
OPPEGÅRD KOMMUNE

KOLBOTN VA

INNLEDENDE GEOTEKNISK VURDERINGSNOTAT



FEBRUAR 2018
OPPEGÅRD KOMMUNE

KOLBOTN VA

INNLEDENDE GEOTEKNISK VURDERINGSNOTAT

OPPDRAGSNR.

A099077

DOKUMENTNR.

A099077-NOT-RIG-020

VERSJON

3.0

UTGIVELSESDATO

07.02.2018

BESKRIVELSE

Revidert notat etter kommentarer

UTARBEIDET

BALI

KONTROLLERT

ASBJ

GODKJENT

ASBJ

INNHOOLD

1	Innledning	6
1.1	Generell	6
1.2	Formål	7
2	Prosjekteringsforutsetninger	8
2.1	Regelverk	8
2.2	Geoteknisk kategori	9
2.3	Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/CR)	9
2.4	Tiltaksklasse	9
2.5	Prosjekteringskontroll	10
2.6	Utførelseskontroll	10
2.7	Oppsummering prosjekteringsforutsetninger	11
2.8	Partial- og korrelasjonsfaktorer	12
3	Overordnet topografi og grunnforhold	13
3.1	Profil 100-125	13
3.2	Profil 125-175	13
3.3	Profil 175-250	14
3.4	Profil 250-325	15
4	Tolkning av CPTU	16
5	Sikkerhet mot bunnoppressing og vurdering av støttetiltak	18
5.1	Profil 100-125	18
5.2	Profil 125-325	19
6	Konklusjon/gravearbeider	20
7	Forhold til nabobygg og andre konstruksjoner	21
8	Referanser	22
9	Tegning- og vedleggsliste	23

1 Innledning

1.1 Generell

COWI AS er engasjert av Oppegård kommune som geoteknisk rådgiver (RIG) i forbindelse med prosjektering av ny hovedavløpsledning gjennom Kolbotn sentrum.

Dette notatet omhandler utførelse av gravearbeider for VA-grøft. Plan- og snitttegninger av de planlagte VA-ledninger er vist på tegning nr. H111 se vedlegg. I tillegg omfatter foreliggende notat generell beskrivelse av grunnforholdene basert på eksisterende datarapport og utførte grunnvannsmålinger den 20.12.2017.

Figur 1 viser et utsnitt av prosjektert VA-anlegg.



Figur 1: Prosjektert VA-trasé er vist med blå og grønn linje.

1.2 Formål

Formålet med foreliggende rapport er å angi anbefalinger for å sikre at stabiliteten er ivaretatt i alle faser av prosjektet. Dette gjelder både for jernbanelinjen og nærliggende bebyggelser.

2 Prosjekteringsforutsetninger

Følgende avsnitt inneholder generelle prosjekteringsforutsetninger for alle geotekniske vurderinger utført i forbindelse med dette prosjektet. Forutsetningene varierer innenfor området og derfor er følgende kapittel inndelt i *Profil 100-125*, *Profil 125-325*. Det henvises til tegning H111, datert 11.01.2018.

Hensikten er å oppsummere de viktigste geotekniske tiltakene langs med traaseen og presenter prosjekteringsforutsetningene og myndighetskrav som er aktuelt for dette prosjektet.

Grunnforholdene er beskrevet i Datarapport A104117-RAP-RIG-01 og er beskrevet i kapittel 3. Det samlede omfanget av samtlige grunnundersøkelser felt og lab er presentert i datarapport A104117-RAP-RIG-01, versjon 1.0 datert 20.12.2017, er vurdert som tilstrekkelig til å foreta geotekniske vurderinger omtalt i kapittel 4.

2.1 Regelverk

Følgende regelverk, standarder og veiledere er lagt til grunn for geotekniske prosjekteringen:

- /1/ NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (Eurokode 0)
- /2/ NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler (Eurokode 7)
- /3/ NS-EN 1997-1:2007+NA:2008: Geoteknisk prosjektering del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver
- /4/ Bane NOR, Teknisk regelverk
(https://trv.banenor.no/wiki/Underbygning/Prosjektering_og_bygging/Stabilitet)

I tillegg, i den grad det er relevant, er følgende veiledning benyttet:

- > Statens vegvesen (SVV), Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging.

2.2 Geoteknisk kategori

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 stiller krav til prosjektering ut fra ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori bestemmes i ut fra standardens punkt 2.1 «Krav til prosjektering».

2.2.1 Profil 100-125

Utførte grunnundersøkelser viser på organiske og setningsgivende masser og det går en jernbane i nærhet til planlagt VA-grøft. I tillegg er det planlagt å grave under dagens grunnvannsspeil, derfor velges krav til prosjektering i henhold til **geoteknisk kategori 3**.

2.2.2 Profil 125-325

Utførte grunnundersøkelser viser på bløte og humusholdige masser med pore-overtrykk. Derfor velges krav til prosjektering i henhold til **geoteknisk kategori 3**.

2.3 Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/CR)

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 definerer byggverkets plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/CR). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B (Informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1 (901).

2.3.1 Profil 100-125

Innenfor dette profilet risikeres store konsekvenser i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale og miljømessige konsekvenser. Det er derfor valgt **pålitelighetsklasse 3** med konsekvensklasse **CC3** for geoteknisk prosjektering i forbindelse med profil 100-125.

2.3.2 Profil 125-325

For geoteknisk prosjektering i forbindelse med profil 125-325 er det valgt **pålitelighetsklasse 2** med konsekvensklasse **CC2**.

2.4 Tiltaksklasse

SAK10 krever at bygget inndeles i tiltaksklasse, under §9-4 "Fastsettelse av tiltaksklasser".

2.4.1 Profil 100-125

Innenfor profil 100-125 vurderes prosjektet plassert i **tiltaksklasse 3** for geotekniske arbeider da den regnes som en konstruksjon plassert i pålitelighetsklasse (CC/RC) 3.

2.4.2 Profil 125-325

Innenfor profil 100-125 vurderes prosjektet plassert i **tiltaksklasse 2** for geotekniske arbeider da den regnes som en konstruksjon plassert i pålitelighetsklasse (CC/RC) 2.

2.5 Prosjekteringskontroll

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 gir videre føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll avhengig av pålitelighetsklasse.

2.5.1 Profil 100-125

I henhold til tabell NA.A1 (902) innebærer dette at det for prosjekteringskontroll av geotekniske arbeider kan forutsettes kontrollklasse **PKK3**.

Prosjekteringskontrollklasse **PKK3** innebærer at det utføres egenkontroll. Det er også krav til intern systematisk kontroll og utvidet kontroll.

2.5.2 Profil 125-325

I henhold til tabell NA.A1 (902) innebærer dette at det for prosjekteringskontroll av geotekniske arbeider kan forutsettes kontrollklasse **PKK2**.

Prosjekteringskontrollklasse **PKK2** innebærer at det utføres egenkontroll. Det er også krav til intern systematisk kontroll og utvidet kontroll.

2.6 Utførelseskontroll

2.6.1 Profil 100-125

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 3 skal minste utførelseskontrollklasse være **UKK3**.

Utvidet kontroll i utførelseskontrollklasse **UKK3** skal bekrefte at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende foretaket.

Utvidet kontroll skal utføres av byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte arbeidene.

Det henvises til NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.

Gjerne legg til oppsummeringstabell her.

2.6.2 Profil 125-325

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2 skal minste utførelseskontrollklasse være **UKK2**.

Utvidet kontroll i utførelseskontrollklasse **UKK2** skal bekrefte at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende foretaket.

Utvidet kontroll skal utføres av byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte arbeidene.

Det henvises til NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.

2.7 Oppsummering prosjekteringsforutsetninger

I Tabell 1 er det oppsummert prosjekteringsforutsetninger for profil 100-125 og profil 125-325.

Tabell 1: Oppsummering av prosjekteringsforutsetninger.

Prosjekteringsforutsetninger	Profil 100-125	Profil 125-325
Geoteknisk kategori	3	3
Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/CR)	3	2
Tiltaksklasse	3	2
Prosjekteringskontroll	3	2
Utførelseskontroll	3	2

2.8 Partial- og korrelasjonsfaktorer

Generelt for området krever NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 følgende partialfaktorer for jordparametere og motstand, jf. Tabell NA.A.4.

Tabell NA.A.4 – Partialfaktorer for jordparametere (γ_m)^d

Jordparameter	Symbol	Sett ^{b, c}	
		M1	M2
Friksjonsvinkel ^a	γ_ϕ	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,0	1,4
Enaksial fasthet	γ_{qu}	1,0	1,4
Tyngdetetthet	γ_t	1,0	1,0

^a Denne faktoren gjelder for $\tan \phi'$

^b Hvor det er mer ugunstig skal karakteristisk styrke av jord multipliseres med materialkoeffisienten.

^c Materialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være tilstede og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen.

^d Ved analyse av områdestabilitet slik forholdene framstår uten prosjekterte tiltak kan det hende at en vil finne en lavere initiell materialfaktor enn ovenstående krav. Slike tilfeller vurderes i forhold til skredfare og områdestabilitet. Det vil normalt forutsettes at det prosjekterte tiltak gjennomføres på en måte som gir uendret eller økt materialfaktor og slik at faktorer som kan utløse brudd eller skred unngås.

Valg av materialfaktorer, γ_m styres av valgt konsekvensklasse, og vil således være avhengig vurdert konstruksjon og fase av prosjektet (permanent eller transient/anleggsfase). I forbindelse med geoteknisk prosjektering av VA-grøft og eventuelt sikringstiltak ved jernbanen vil det benyttes en materialfaktor $\gamma_m \geq 1,5$, se Figur 2.

Analysetype	Skadekonsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Effektivspenningsanalyse, $\alpha\phi$ -metoden	Mindre alvorlig	1,20	1,30	1,40
	Alvorlig	1,30	1,40	1,50
Totalspenningsanalyse, ADP-metoden	Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60
	Mindre alvorlig	1,40	1,55	1,70
Totalspenningsanalyse, Su-metoden	Alvorlig	1,55	1,70	1,85
	Meget alvorlig	1,70	1,85	2,00

Figur 2: Partialfaktorer for γ_m ved effektivspennings- og totalspenningsanalyser. Partialfaktor for tiltak innenfor profil 100-125 er vist med rød markering.

3 Overordnet topografi og grunnforhold

Løsmassene varierer mye mellom profil 100-325. For å gi en nøyaktig oversikt for løsmasseprofilen er den planlagte VA-strekningen blitt delt opp i *Profil 100-125, Profil 125-175, Profil 175-250, Profil 250-325*, se følgende avsnitt:

3.1 Profil 100-125

Terreng

Terrengkote innenfor dette profil hvor planlagt VA-ledning skal legges er på ca. +97. Øst for planlagt VA-grøft stiger terrengkoten markant til ca. +105 hvor på jernbanen går.

Løsmasser

Innenfor dette profilet er det blitt tatt opp prøveserie i borehull 1 som påviser grusig og sandig leire i toppen ned til ca. 4 m dybde. 4 til 6 m under terreng er der leirig dy. 6 – 10 m under terreng er der humusholdig leire med organiske rester og grus. Dette betyr at løsmassene 4-6 m ved borehull 1 er svært setningsgivende. Totalsonderingsdiagram for dette borehull viser at leiren strekker seg ned til ca. 13,5 m dybde der det overgår i et hardt lag over berg som er registrert på 15 m dybde under terreng, som tilsvarer kote +81,8.

Grunnvann

Hydraulisk piezometer ved borehull 1 viser at grunnvannsspeilet ligger ca. 1,4 m under terreng tilsvarende kote +95,3. Dette indikerer at nivået er ca. den samme som i Kolbotnvannet (kote +95).

3.2 Profil 125-175

Terreng

Terrenget i området ligger på relativt flatt platå. Ved innmåling av utførte boringer har eksisterende terreng blitt registrert til kote på ca. +96.

Berg

I følge totalsonderingene innenfor dette profilet varierer dybde ned til berg relativt mye. Ved borehull 2 ble det registrert berg på dybde 22,4 m under terreng tilsvarende kote +73,5. Ved borehull 3 ble det registrert berg på dybde 7,6 m under terreng som tilsvarer kote +88,8.

Løsmasser

Totalsonderingsdiagrammene for borehull 2 og 3 indikerer et hard lag i toppen med en tykkelse på ca. 2-3 m. Under det harde ser det ut til å være middels fast siltig leire. Leiren overgår til et hardt lag med en tykkelse på ca. 1 m over berg.

Grunnvann

Grunnvannstanden er ikke blitt målt innenfor dette profilet.

3.3 Profil 175-250

Terreng

Terrenget i området ligger på relativt flatt platå. Ved innmåling av utførte boringer har eksisterende terreng blitt registrert til kote på ca. +96 langs den planlagte VA-traséen.

Berg

I følge totalsonderingene innenfor dette profilet varierer dybde ned til berg relativt mye. Ved borehull 6 ble det registrert berg på dybde 3,8 m under terreng tilsvarende kote +92,4 og ved borehull 5 ble det registrert berg på dybde 10,2 m under terreng som tilsvarer kote +85,8.

Løsmasser

Innenfor dette profilet er det blitt tatt opp prøveserie i borehull 5 som viser på matjord i toppen ned til 2 m dybde under terreng. Under matjorden er der bløt til meget bløt leire ned til avsluttet prøvetaking på 9 m dybde. I følge totalsonderingsdiagrammet for dette borehull er det leire ned til truffet fjell på ca. 10 m dybde under terreng, tilsvarende ca. kote +85,8.

Totalsonderingsdiagrammet for borehull 4 og 6 ligner på det for borehull 5. Det er derfor antatt at det ved disse borehull er ca. 2 m matjord over bløt leire ned til truffet berg.

Grunnvann

Ved borehull 5 ble det installert 2 elektriske poretryksmålere med spissdybder 4 og 8 m under terreng. I Tabell 2 presenteres potensiell grunnvannstand.

Tabell 2: Oversikt over poretrykksmålere.

Borehull	Terrengkote	Type	Spissdybde / kote	Potensiell grunnvannstand
5	+96,0	Elektrisk PZ	4 m / +93,0	+96,0
5	+96,0	Elektrisk PZ	8 m / +89,0	+97,0

3.4 Profil 250-325

Terreng

Terrengkote innenfor dette profilet varierer mellom +96 og +97.

Berg

Ved borehull 7 ble det registrert berg på dybde 13,2 m under terreng tilsvarende kote +83,1 og ved borehull 8 ble det registrert berg på dybde 8,9 m under terreng som tilsvarer kote +88,1.

Løsmasser

Totalsonderingsdiagrammet for borehull 7 indikerer et friksjonslag i toppen med en tykkelse på ca. 1 m. Under friksjonslaget tyder totalsonderingsdiagrammet på middels bløt siltig leire ned til ca. 10 meters dybde. Under leirlaget ligger et hardt lag over berg med en tykkelse på ca. 3 m.

Totalsonderingsdiagrammet ved borehull 8 viser på et 7,5 m tykt lag av middels fast sandig leire over et hardt lag før berg som ble truffet på 8,9 meters dybde.

Grunnvann

Grunnvannsspeilet er ikke blitt målt innenfor dette profilet.

For detaljert beskrivelse av grunnforholdene i området henvises det til rapport nr. A104117-RAP-RIG-01 utført av COWI AS datert 20.12.2017.

4 Tolkning av CPTU

Den udrenerte skjærfastheten basert på CPTU-forsøkene, c_u , er bestemt ved tre ulike metoder:

- > Bestemmelse av $c_{u,A}$ i henhold til NGI, på basis av N_{kt}
- > Bestemmelse av $c_{u,A}$ i henhold til NGI, på basis av $N_{\Delta u}$
- > Bestemmelse av $c_{u,D}$ i henhold til SGI, på basis av N_{kt}

Udrenert skjærfasthet etter NGI

For bestemmelse av den udrenerte aktive skjærfastheten, tolkes den aktive skjærfastheten, $c_{u,A}$, ut fra CPTU-forsøkene på bakgrunn av spissmotstanden (N_{kt}) og poreovertrykket ($N_{\Delta u}$), iht. ref. [1].

Basert på spissmotstanden kan den aktive skjærfastheten bestemmes ved:

$$c_{u,A} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt,A}} \quad (1)$$

hvor

$$N_{kt,A} = 7,8 + 2,5 \cdot \log(OCR) + 0,082 \cdot I_p \quad \text{for} \quad S_t < 15$$

$$N_{kt,A} = 8,5 + 2,5 \cdot \log(OCR) \quad \text{for} \quad S_t > 15$$

Ut fra poreovertrykket kan den aktive skjærfastheten bestemmes ved:

$$c_{u,A} = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \quad (2)$$

hvor

$$N_{\Delta u} = 6,9 - 4,0 \cdot \log(OCR) + 0,07 \cdot I_p \quad \text{for} \quad S_t < 15$$

$$N_{\Delta u} = 9,8 - 4,5 \cdot \log(OCR) \quad \text{for} \quad S_t > 15$$

Udrenert skjærfasthet etter SGI

Til bestemmelse av den udrenerte skjærfastheten anvendes N_{kt} -faktoren i henhold til SGI-veiledningen, [2].

$$c_{u,D} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad \text{hvor} \quad N_{kt} = 16,3 \text{ (norsk leire)} \quad (3)$$

5 Sikkerhet mot bunnoppressing og vurdering av støttetiltak

I dette avsnitt er analyser av VA-traseen delt oppi *Profil 100-125* og *Profil 125-325*.

5.1 Profil 100-125

Innenfor profil 100-125 er det planlagt å grave ned til ca. 2,5 meters dybde under terreng, se tegning H111. Utgravning må på grunn av prosesser for samling av rør foretas i lange seksjoner.

Hydraulisk piezometer ved borehull 1 viser at grunnvannsspeilet ligger ca. 1,4 m under terreng, hvilket tilsvarer kote +95,3. Dette indikerer at grunnvannstanden ligger på ca. samme nivå som Kolbotnvannet (kote +95). Da det skal graves i grusig materiale under vannspeilet må det forventes at utgravning må foretas med vannfylt grop for å sikre utgravningsbunn.

Senterlinjen jernbanen som strekker seg langs Solbråtanveien ligger ca. 20 m fra planlagt VA-trasé. For å sikkerstille at setninger ikke foregår ved jernbanen skal det legges stor vekt ved å følge opp poretrykksutviklingen i forbindelse med utgravning for ny VA-ledning. Det kan her også bli nødvendig med supplerende boringer for å kartlegge dybde til berg langs jernbanelinjen.

Ved prøvetaking innenfor dette profilet ble det tatt opp poseprøver som viser på sandig og grusig leire fra terreng ned til avsluttet prøvetaking på ca. 10 meters dybde med unntak i 4-6 meters dybde hvor det er blitt registrert et lag av leirig dy. I anledning graving ned til 2,5 meters dybde er sikkerhet mot bunnoppressing blitt vurdert, se avsnitt 4.1.1. Utgravningsbredden på grøften er antatt til 2,5 m. Det er i tillegg antatt en karakteristisk anleggslast tilsvarende 10 kPa.

5.1.1 Sikkerhet mot bunnoppressing

Sikkerheten mot bunnoppressing er vurdert på totalspenningsbasis i bruddgrensetilstand. Sikkerheten mot bunnoppressing vurderes ikke som tilfredsstillende for valgte gravedybder fremstilt på tegning H111.

Geometridata:				
D	B	L	D/B	B/L
2,5	2,5	100	1	0,03

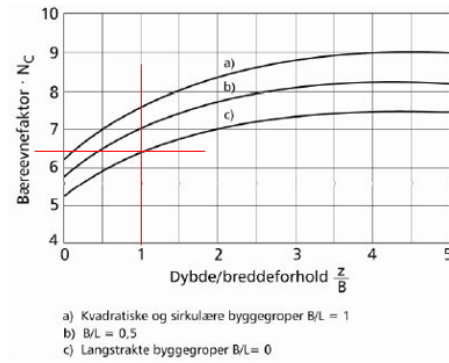
Styrkedata og laster:				
γ	N_c	s_u	q	
20	6,4	12	15	

Beregnet sikkerhet:
 $F = N_c * s_u / \gamma * D + q^{*1,3} = 1,11$

$\gamma_m = 1,5$ er kravet

Må sette krav til at utstyr har marktrykk $q < 15$ kPa

Beregning ihht NGI Pub.016. og HB016



Figur 10.13 Diagram for bestemmelse av bæreevnefaktoren N_c .

Figur 3: Utsnitt tatt fra beregningsark sikkerhet mot bunnoppressing innenfor profil 100-125.

5.1.2 Spunt

Ved profil 100-125 vil det bli aktuelt med spunting for å ivareta tilstrekkelig stabilitet i alle faser. Spuntdimensjoner og avstivningssystem skal vurderes i designrapport.

5.2 Profil 125-325

Innenfor profil 125-225 er det planlagt å grave ned til ca. 2,5 m dybde. Ved profil 140-155 stiger terrenget. Her må det graves bort 5 meter sidelengs fra overkant grøft slik dybde til bunn av grop blir 2,5 m. Videre øker gravedybden innenfor profil 225-325 til ca. 4,5 m.

Her er det blitt lagt fokus på prøveserie ved borehull 5 som anses som representativ for hele strekningen. I tillegg løper eksisterende VA-trase ca. 2,4 m ved siden av prosjektert trasé. For at unngå skader på eksisterende VA-trasé og beholde stabiliteten ved profil 300, hvor et hus står på et 4 m høyt platå, anser vi ikke at det er aktuelt med kalksementstabilisering som tiltak for utgraving. Bunnoppressingsberegningen i avsnitt 4.1.1 er også gjeldende for denne strekningen. Derfor vurderes spunt også nødvendig for denne strekningen. I tillegg til dette vil det være fordelaktig å implementere en spuntgrop nær Vestlibukta for videre pressing av rør til andre sida av bukta.

6 Konklusjon/gravearbeider

Iht. våre vurderinger er det behov for støttekonstruksjon ved profil 0-325 for etablering av nye VA-ledningen. Dette skyldes av dårlige grunnforhold og artesiske poreovertrykk i grunnen.

Det henvises til designrapport A099077-NOT-RIG-021 for dimensjonering av spunt langs profil 100-325.

Etablering av spunt er teknisk gjennomførbart. Man må imidlertid være forberedt på at det kan oppstå skader på omgivelse på grunn av vibrasjoner og setninger. Det anbefales etablering av måleprogram for registrering av rystelser og setninger ved jernbanen. Rystelser og deformasjon kan medføre meget alvorlige konsekvenser på jernbanelinjen. Dette må følges opp under anleggsperioden.

Det er opplyst at spunt tenkes kappes 1 til 1,5 m under terreng for å unngå setninger på ledning ved alternativ å trekke spunt.

7 Forhold til nabobygg og andre konstruksjoner

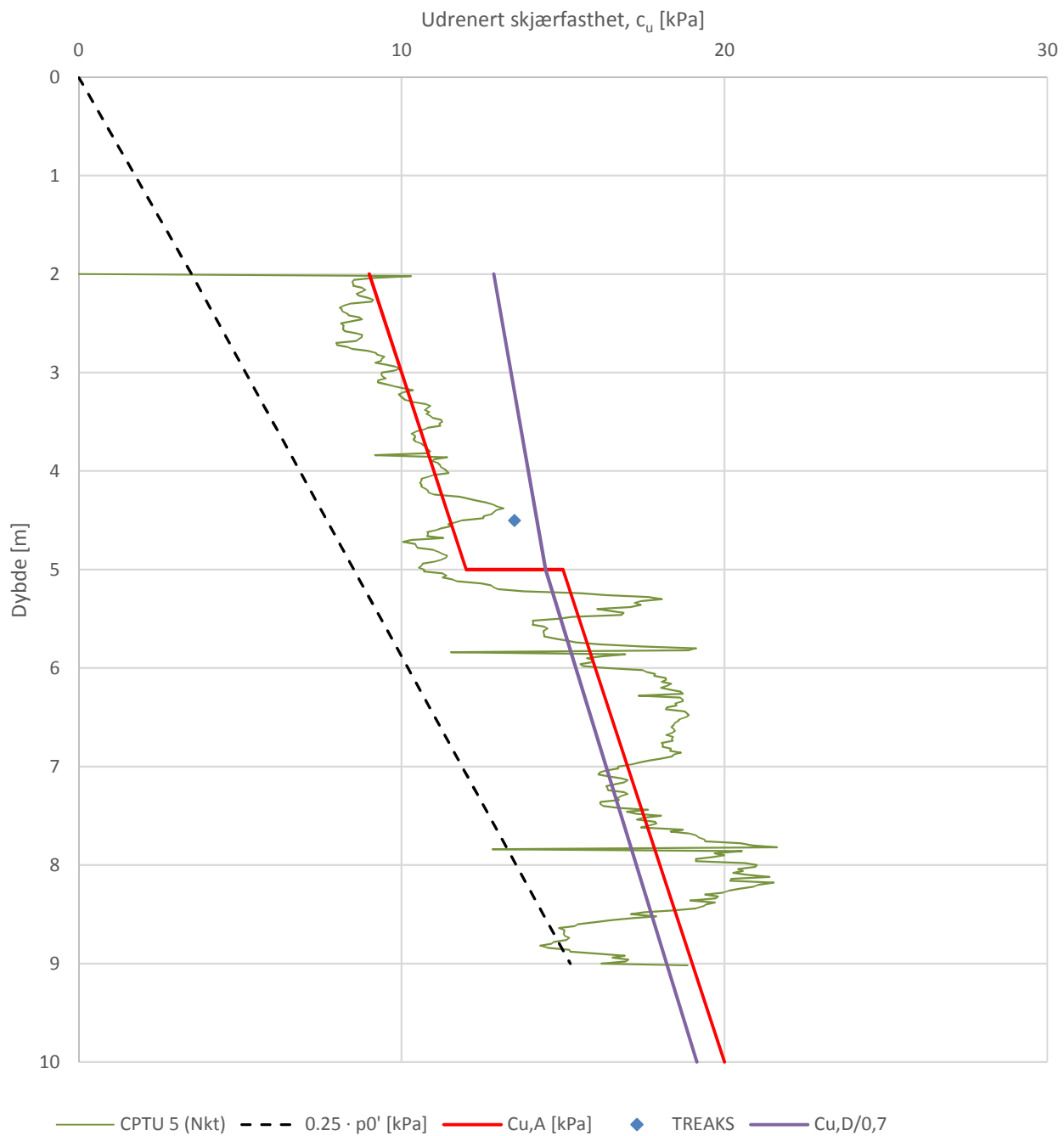
I forbindelse med graving parallelt med eksisterende bebyggelser må følgende overholdes; minimum avstand mellom utgravings topp og eksisterende bygg skal være 2 ganger gravedybden. Dette betyr at hvis gravedybden blir 4 m, så må avstand til nærmeste hus være minimum 8 meter. Om det ikke er mulig å overholde kravene må utgravingen utføres i seksjoner av maks. 3 m.

8 Referanser

- [1] NVE i et samarbeid med SVV og JBV, «Valg av karakteristisk cuA - profil basert på felt - og laboratorieundersøkelser nr. 77,» 2015.
- [2] Rolf Larsson, SGI, SGI informasjon 15, CPT-sondering, 2015.

9 Tegning- og vedleggsliste

Tegning	Nummer
Borplan	V01
Snitt- og plantegning	H111
Vedlegg	
Skjærfasthetsprofiler	1.0 – 1.1
Kvalitetssikrings skjema	KS2

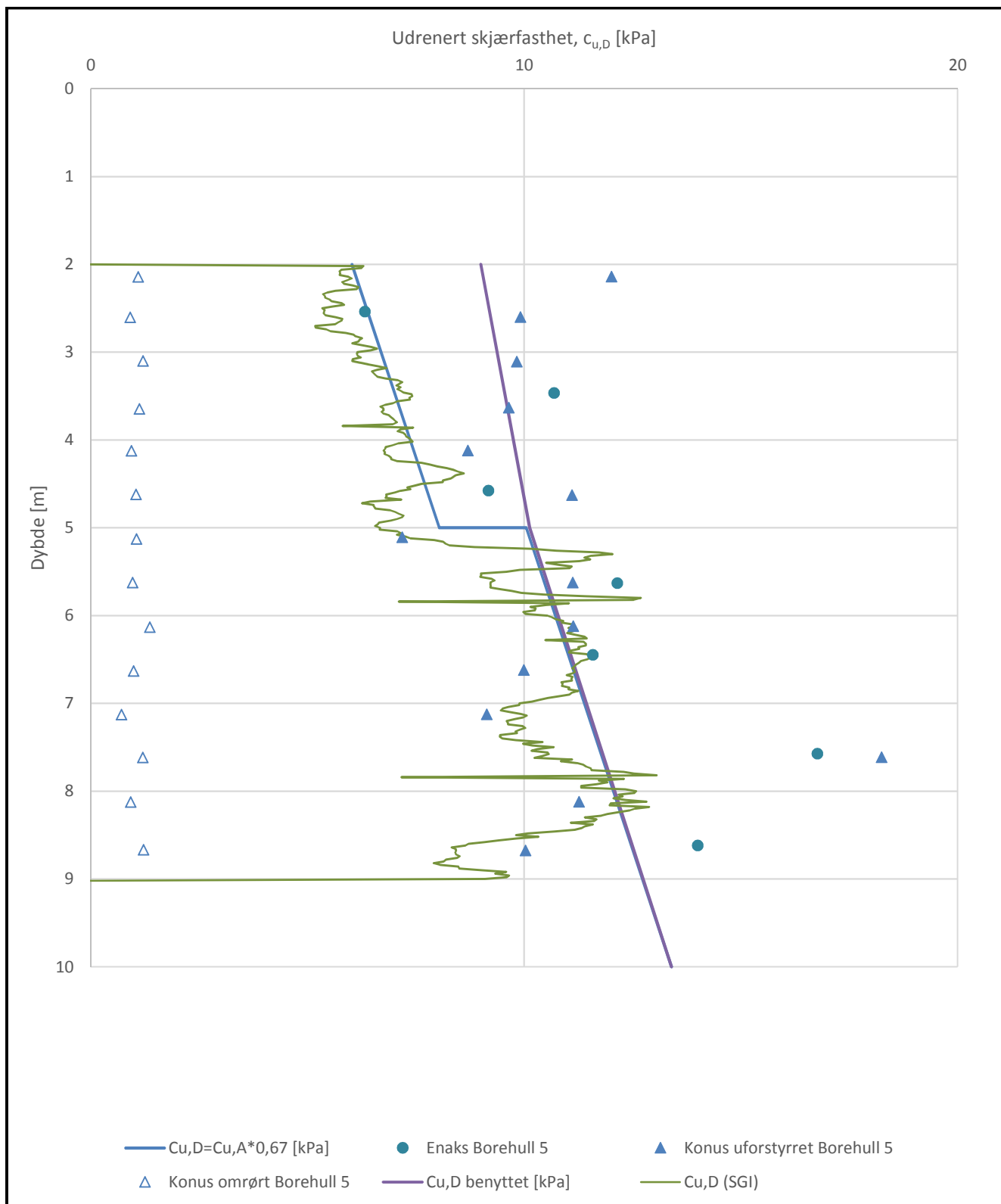


Oppdrag:

Kolbotn VA

CPTU tolkning av $c_{u,A}$ basert på NGI (N_{kt})

COWI AS	Dato: 07.02.2018	Utarbeider: BALI	Kontroll: ASBJ	Godkjent: ASBJ	COWI
	Oppdrag nr.: A099077	Vedlegg nr.: 1.0	Versjon: 0.1		



Oppdrag:

Kolbotn VA

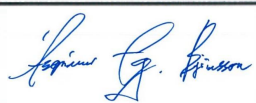


$c_{u,D}$ konus og enaks

COWI AS	Dato: 07.02.2018	Utarbeider: BALI	Kontroll: ASBJ	Godkjent: ASBJ	COWI
	Oppdrag nr.: A099077	Vedlegg nr.: 1.1	Versjon 0.1		

KVALITETSSIKRINGSSKJEMA

Oppdragsnr: A099077

Innledende geoteknisk vurderingsnotat Kolbotn VA**GEOTEKNISK PROSJEKTKONTROLL:**

Geoteknisk kontroll i henhold til NS-EN 1997			
Kontroll type:	Firma:	Sign:	Dato:
Godkjent	COWI AS Asgrimur Björnsson		07.02.18
Egenkontroll	COWI AS Baltzar Linde		06.02.18
Sidemannskontroll	COWI AS Asgrimur Björnsson		07.02.18

Kommentarer til prosjektkontrollen (Uavh./utvidet prosjekteringskontroll):